POLYTECHNIQUE MONTRÉAL

affiliée à l'Université de Montréal

Analyses numériques du comportement des parcs à résidus miniers susceptibles au phénomène de liquéfaction statique

CHARLES PARENT-LACHANCE

Département de génies civil, géologique et des mines

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

Génie civil

Décembre 2021

© Charles Parent-Lachance, 2021.

POLYTECHNIQUE MONTRÉAL

affiliée à l'Université de Montréal

Ce mémoire intitulé:

Analyses numériques du comportement des parcs à résidus miniers susceptibles au phénomène de liquéfaction statique

Présenté par **Charles PARENT-LACHANCE**

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

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

Michel AUBERTIN, président

Samuel YNIESTA, membre et directeur de recherche

Li LI, membre

REMERCIEMENTS

Je souhaite remercier mon directeur de recherche M. Samuel Yniesta pour ses conseils et son encadrement durant la réalisation de ce projet.

J'aimerais également remercier l'Institut de recherche en mine et environnement UQAT-Polytechnique ainsi que ses partenaires pour le soutien financier accordé pour ce projet de maîtrise.

Finalement, j'aimerais remercier ma famille et mes amis pour leur support tout au long de mes études.

RÉSUMÉ

La gestion des parcs à résidus miniers est un enjeu d'actualité qui a été mis à l'avant-plan par de récentes ruptures catastrophiques lourdes de conséquences. La liquéfaction statique des résidus miniers est associée à plusieurs de ces ruptures d'où l'importance de développer des outils permettant de mieux comprendre et d'analyser la stabilité des parcs à résidus miniers susceptibles à ce phénomène.

Le but principal visé par ce projet de recherche est d'approfondir les connaissances en ce qui a trait à la stabilité des parcs à résidus miniers et au phénomène de liquéfaction statique à l'aide de simulation numérique. Le logiciel RS2 de RocScience utilisant la méthode par éléments finis a été utilisé lors des simulations numériques en raison de son interface facile d'utilisation et ces nombreuses lois de comportement disponibles. La loi de comportement NorSand a été utilisée pour les résidus miniers afin de simuler la perte de résistance associée à la liquéfaction statique.

Deux modèles ont été utilisés pour simuler si divers mécanismes de déclenchement de la liquéfaction étaient susceptibles de se produire et sous quelles conditions ils se développent. Le premier représente une géométrie générale d'un parc à résidus miniers construit selon la méthode en amont. Pour ce modèle, l'influence du paramètre d'état (ψ), de la hauteur de la nappe phréatique et du coefficient des terres au repos (K_0) ont été étudiées. De plus, la stabilité statique de l'ouvrage a été évaluée à l'aide de méthodes par équilibre limite. Le deuxième modèle représente la section du parc à résidus miniers de Fundão au Brésil ayant cédé en 2015. L'influence de l'état initial du sol sur le déclenchement de la liquéfaction a été étudiée. Le mécanisme de rupture d'extrusion latérale due des résidus fins a également été comparé avec les résultats des simulations provenant du rapport d'expert sur les causes de la rupture.

Les résultats obtenus avec la géométrie générale montrent que plus le paramètre d'état attribué aux résidus miniers ou le niveau d'eau sont élevés, moins il faut de perturbation au modèle afin de provoquer la rupture. Ces résultats sont conformes à ce qui était attendu, et également aux résultats rapportés précédemment dans la littérature. Le coefficient des terres au repos attribué aux résidus miniers n'a pas démontré d'influence générale sur la rupture. Une influence du paramètre d'état similaire a été observée avec les simulations faites à partir de la géométrie du Barrage de Fundão. De plus, les résultats des simulations d'extrusion latérale des résidus fins dans RS2 se sont montrés

similaires à ceux effectués dans FLAC présentés dans le rapport d'expert malgré les simplifications apportées au modèle numérique.

ABSTRACT

The management of tailings facilities is a topical issue brought forward by recent catastrophic ruptures with serious consequences. Static liquefaction of tailings is associated with several of these ruptures, hence the importance of developing tools to better understand and analyze the stability of tailings facilities susceptible to this phenomenon.

The main goal of this research project is to deepen knowledge about the stability of tailings facilities and the phenomenon of static liquefaction using numerical simulation. RocScience's RS2 software using the finite element method was used for the numerical simulations because of its easy to use interface and many available constitutive laws. The NorSand constitutive law was used for the sand tailings to simulate the loss of resistance associated with static liquefaction.

Two models were used to simulate whether various liquefaction initiation mechanisms are likely to occur and under what conditions they develop. The first represents a general geometry of a tailings dam built using the upstream method. For this model, the influence of the state parameter (ψ), the height of the water table and the at rest earth pressure coefficient (K_0) were studied. In addition, the static stability of the structure was analyzed using limit equilibrium methods. The second model represents the section of the Fundão tailings facility in Brazil that ruptured in 2015. The influence of the initial state of the soil on the initiation of liquefaction was studied. The lateral extrusion failure mechanism within the fine tailings was also compared with the simulation results from the expert panel report on the causes of the failure.

The results obtained with the general geometry show that the higher the state parameter assigned to the tailings or the higher the water level, the less disturbance to the model is required to cause failure. The at rest earth pressure coefficient attributed to the tailings did not show a general influence on failure. A similar influence of the state parameter was observed with simulations made with the geometry of the Fundão Dam. The results of the fine tailings lateral extrusion simulations in RS2 were also similar to those performed in FLAC presented in the expert panel report despite the simplifications made to the numerical model.

TABLE DES MATIÈRES

REMERCIEMENTS III

RÉSUMÉ IV

ABSTRACT VI

TABLE DES MATIÈRES VII

LISTE DES TABLEAUX XI

LISTE DES FIGURES XIII

LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS XX

LISTE DES ANNEXES XXV

CHAPITRE 1 INTRODUCTION 1

CHAPITRE 2 REVUE DE LITTÉRATURE 5

2.1 Rejets miniers 5

2.1.1 Propriétés hydro-géotechniques des résidus miniers de roches dures 6

2.2 Parc à résidus miniers 12

2.3 Liquéfaction statique 14

2.3.1 État critique et régime stationnaire 15

2.3.2 Ligne d'instabilité 17

2.3.3 Paramètre d'état 19

2.3.4 Cheminement de contraintes et mécanismes de déclenchement 20

2.3.5 Comportement non drainé des résidus miniers 22

2.4 Rupture des parcs à résidus miniers 29

2.4.1 Parc à résidus résidus de Merriespruit (1994) 29

2.4.2 Parc à résidus résidus de Mount Polley (2014) 30

2.4.3 Parc à résidus miniers de Fundão (2015) 30

2.4.4 Parc à résidus miniers de Cadia (2018) 31

2.4.5 Parc à résidus miniers de Feijão (2019) 32

2.5 Méthodes d'analyse 33

2.5.1 Analyse par méthodes d'équilibre limite 33

2.5.2 Analyse de contraintes-déformations 34

2.6 NorSand 35

2.6.1 Concepts de base 36

2.6.2 Paramètres et calibration de NorSand 40

CHAPITRE 3 MÉTHODOLOGIE ET DESCRIPTION DE LA CONSTRUCTION DES MODÈLES NUMÉRIQUES 46

3.1 Choix des logiciels 46

3.2 Modélisation du comportement de résidus miniers 47

3.2.1 Validation de NorSand basée sur des essais en laboratoire 47

3.2.2 Influence du paramètre d'état sur le comportement de NorSand 54

3.2.3 Simulation numérique d'essais triaxiaux par « contraintes contrôlées » 57

3.3 Création du modèle numérique 71

3.3.1 Géométrie 71

3.3.2 Maillage 72

3.3.3 Conditions aux frontières 73

3.3.4 Contraintes in-situ et état initial du sol 74

3.3.5 Surface phréatique et analyses d'écoulement 76

3.3.6 Paramètres d'analyse 77

3.3.7 Conditions de rupture 78

3.3.8 Simulation des mécanismes de déclenchement de la liquéfaction 79

3.3.9 Hypothèses simplificatrices 83

3.4 Propriétés géotechniques et loi de comportement des matériaux 85

3.5 Analyse de stabilité statique 87

CHAPITRE 4 RÉSULTATS DE L'ANALYSE D'UNE DIGUE REHAUSSÉE EN AMONT 89

4.1 Présentation, analyses et discussion des analyses de stabilité statique 89

4.2 Résultats des analyses de contrainte-déformation 92

4.2.1 Type de rupture observé 93

4.2.2 Rehaussement de la digue 98

4.2.3 Perte de résistance de la fondation 102

4.2.4 Érosion de la digue 107

4.2.5 Déplacement de la digue 109

4.3 Analyse des résultats et discussion 115

CHAPITRE 5 SIMULATIONS NUMÉRIQUES DU PARC À RÉSIDUS DE FUNDÃO ... 118

5.1 Mise en contexte 118

5.1.1 Géométrie et propriétés des matériaux 119

5.2 Analyse de contrainte-déformation 123

5.2.1 Extrusion latérale des résidus fins interlités 124

5.2.2 Dépôt de résidus miniers 133

5.2.3 Érosion de la digue 136

5.2.4 Déplacement de la digue 137

5.3 Analyse des résultats et discussion 142

CHAPITRE 6 CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS 144

BIBLIOGRAPHIE 150

ANNEXES 163

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 2.1 Propriétés géotechniques de résidus miniers de mines de roches dures canadiennes et québécoises (adapté de Boudrias, 2018 et de Grimard, 2018, selon Bussière, 2007). 10

Tableau 2.2 Propriétés des résidus sableux et des résidus fins silteux du parc à résidus de Fundão (tiré de Grimard, 2018 selon Morgenstern et al., 2016). 31

Tableau 2.3 Valeurs typiques des paramètres de NorSand pour les sables et valeurs calibrés à partir de résidus miniers selon diverses études. 45

Tableau 3.1 Paramètres NorSand des résidus sableux du Barrage de Fundão (adapté de Morgenstern et al., 2016). 48

Tableau 3.2 Conductivité hydraulique des matériaux (adapté de Morgenstern et al., 2016). 77

Tableau 3.3 Matériaux de la géométrie générale et leur équivalent dans l'étude de Morgenstern et al. (2016) ainsi que les lois de comportement utilisées. 86

Tableau 3.4 Propriétés des matériaux pour la géométrie générale (adapté de Morgenstern et al., 2016 et Moghaddam et al., 2020). 87

Tableau 4.1 Résultats des analyses de stabilité statique pour la méthode de Morgenstern et Price. 89

Tableau 4.2 Influence du paramètre d'état assigné aux résidus miniers pour le mécanisme du rehaussement de la digue. 99

Tableau 4.3 Influence de la surface phréatique pour le mécanisme du rehaussement de la digue.99

Tableau 4.4 Influence du K_0 assigné aux résidus miniers pour le mécanisme du rehaussement de la digue. 100

Tableau 4.5 Influence du paramètre d'état assigné aux résidus miniers pour le mécanisme de la perte de résistance de la fondation avec le comportement non drainé. 103

Tableau 4.6 Influence de la surface phréatique pour le mécanisme de la perte de résistance de la fondation avec le comportement non drainé. 103

Tableau 4.7 Influence du paramètre d'état assigné aux résidus miniers pour le mécanisme de la perte de résistance de la fondation avec le comportement drainé. 104

Tableau 4.8 Influence de la surface phréatique pour le mécanisme de la perte de résistance de la fondation avec le comportement drainé. 104

Tableau 4.9 Influence du K_0 assigné aux résidus miniers pour le mécanisme de la perte de résistance de la fondation avec le comportement drainé.....105

Tableau 4.10 Influence du paramètre d'état assigné aux résidus miniers pour le mécanisme d'érosion de la digue. 108

Tableau 4.11 Influence de la surface phréatique pour le mécanisme d'érosion de la digue. 108

Tableau 4.12 Influence du K_0 assigné aux résidus miniers pour le mécanisme d'érosion de la digue. 108

Tableau 4.13 Influence du paramètre d'état assigné aux résidus miniers pour le mécanisme du déplacement de la digue avec le comportement non drainé. 109

Tableau 4.14 Influence de la surface phréatique pour le mécanisme du déplacement de la digue avec le comportement non drainé.....110

Tableau 4.15 Influence du K_0 assigné aux résidus miniers sur le mécanisme du déplacement de la digue. 112

Tableau 5.1. Propriétés du modèle des matériaux pour le Barrage de Fundão (adapté de Morgenstern et al., 2016 et Moghaddam et al., 2020). 123

Tableau 5.2 Résultats des simulations de l'extrusion latérale des résidus miniers interlités. 130

Tableau 5.3 Influence du paramètre d'état sur la simulation de l'extrusion latérale des résidus fins interlités du Barrage de Fundão. 133

Tableau 5.4 Influence du paramètre d'état attribué aux résidus miniers sableux sur le mécanisme du dépôt de résidus miniers du Barrage de Fundão. 136

Tableau 5.5 Influence du paramètre d'état attribué aux résidus sableux sur le mécanisme du déplacement de la digue du Barrage de Fundão.....141

LISTE DES FIGURES

Figure 2.1 Fuseau granulométrique moyen pour les résidus de roches dures (tiré de James, 2009). 8

Figure 2.2 Rehaussement des digues selon la méthode: A) en amont ; B) en aval ; C) de l'axe central (tiré de Aubertin et al., 2002a). 12

Figure 2.3 Zone d'instabilité potentielle dans le cas d'une digue construite selon la méthode en amont (tiré de Aubertin et al., 2002a). 13

Figure 2.4 Illustration du comportement monotonique d'un sol granulaire: A) en conditions drainées ; B) en conditions non drainées (adapté de Tasiopoulou, 2015). 16

Figure 2.5 Ligne d'état critique pour des essais triaxiaux en conditions non drainées testés sur des résidus miniers de roches dures tirée de: A) Contreras (2013) ; B) Grimard (2018). 17

Figure 2.6 Représentation de la ligne d'instabilité (adapté de Yang, 2002). 18

Figure 2.7 Cheminement de contraintes menant à la liquéfaction statique (tiré de Reid, 2019). ..21

Figure 2.8 Cheminement de contraintes pour des essais triaxiaux non drainés avec perte de confinement (tiré de Grimard, 2018).....22

Figure 2.9 Résultats d'essais en compression triaxiale non drainée sur des résidus miniers de roche dures : A) Contrainte déviatorique (σ_D) vs. Déformation axiale (ε_{ax}) ; B) Pression interstitielle (u) vs. Déformation axiale (ε_{ax}) ; C) Cheminement de contraintes p'-q (tiré de Grimard, 2018). 24

Figure 2.10 Comportements des résidus miniers sous chargement monotonique non drainé selon les: A) Courbes contraintes – déformation ; B) Variation de la pression interstitielle – déformation ; C) Cheminement de contraintes (adapté de Macedo et Vergaray, 2021). 25

Figure 2.11 Variation en fonction du paramètre d'état initial ψ_0 de : A) $Su_r/\ \sigma'_c$; B) $Su_y/\ \sigma'_c$, pour des essais réalisés sur des résidus miniers (tiré de Macedo et Vergaray, 2021). 27

Figure 2.12 Variation de $S_u(liq)/\sigma'_{vc}$ en fonction du paramètre d'état initial pour des résidus miniers d'or (tiré de Riveros et Sadrekarimi, 2021).....28

Figure 2.13 Variation de $S_u(liq)/\sigma'_{vc}$ et $S_u(yield)/\sigma'_{vc}$ en fonction du V_{s1} pour des résidus miniers sableux provenant de minerai d'or (tiré de Riveros et Sadrekarimi, 2021). 28

Figure 2.14 Schéma du mode de rupture du parc à résidus minier de Merriespruit (tiré de Fourie et al., 2001).....29

Figure 2.15 Illustration de la surface de plasticité de NorSand, ratio des contraintes limite et de la condition image (tiré de Jefferies et Been, 2016).....39

Figure 2.16 Exemple de calibration des paramètres M_{tc} et N (tiré de Shuttle et Jefferies, 2010)..42

Figure 2.17 Exemple de calibration du paramètre χ_{tc} (adapté de Shuttle et Jefferies, 2010). 43

Figure 3.1 Exemple du modèle numérique dans RS2 pour simuler le chargement d'un élément d'une éprouvette durant un essai de compression triaxiale initialement consolidé isotropiquement à 200 kPa. 49

Figure 3.2 Résultats de la simulation de l'essai TX – 1 CID: A) Courbe contrainte – déformation axiale ; B) Cheminement de contraintes; C) Courbe déformation volumétrique – déformation axiale. 50

Figure 3.3 Résultats de la simulation de l'essai TX–12 CID : A) Courbe contrainte – déformation axiale ; B) Cheminement de contraintes; C) Courbe déformation volumétrique – déformation axiale. 51

Figure 3.4. Résultats de la simulation de l'essai TX – 6 CIU: A) Courbe contrainte – déformation axiale ; B) Cheminement de contraintes; C) Courbe pression interstitielle excédentaire – déformation axiale.....52

Figure 3.5 Résultats de la simulation de l'essai TX–13 CIU: A) Courbe contrainte – déformation axiale ; B) Cheminement de contraintes; C) Courbe pression interstitielle excédentaire – déformation axiale.....53

Figure 3.6. Résultats de la simulation de l'essai TX – 28 : A) Courbe contrainte – déformation axiale ; B) Cheminement de contraintes; C) Courbe déformation axiale – contrainte effective moyenne. 54

Figure 3.7 Influence du paramètre d'état ψ pour H = 156 sur les courbes contrainte - déformation d'essais triaxiaux isotropiques: A) drainés ; B) non drainés.....55

Figure 3.8 Influence du paramètre d'état ψ sur le cheminement de contraintes d'essais triaxiaux isotropiques non drainés.....56

Figure 3.9 Influence du paramètre d'état ψ pour H(ψ) sur les courbes contrainte - déformation d'essais triaxiaux isotropiques: A) drainés ; B) non drainés.....57

Figure 3.10 Exemple de message notifiant l'utilisateur que le modèle a cessé de converger pour un incrément dans RS2.....59

Figure 3.11 Cheminement de contraintes en fonction du type d'incrément pour des essais CIU et un paramètre d'état de 0,04.....60

Figure 3.12 Cheminement de contraintes en fonction du type d'incrément pour des essais CAU et un paramètre d'état de 0,04.....62

Figure 3.13 Cheminement de contraintes en fonction du paramètre d'état pour des essais CIU avec un incrément de charge. 63

Figure 3.14 Courbe contrainte – déformation axiale selon le type d'incrément pour l'essai TX–6 CIU.....64

Figure 3.15 Cheminement de contraintes selon le type d'incrément pour l'essai TX–6 CIU.....65

Figure 3.16 Courbes contraintes – déformation en fonction du paramètre d'état et du type d'incrément pour des essais CID consolidés à 200 kPa.....66

Figure 3.17 Cheminement de contraintes en fonction du paramètre d'état et du type du comportement de drainage pour des essais d'effondrement avec réduction latérale de la charge. 67

Figure 3.18. Courbes contraintes – déformation en fonction du paramètre d'état et du type d'incrément pour des essais de déchargement consolidés isotropriquement à 200 kPa et drainés. 68

Figure 3.19 Cheminement de contraintes pour des essais déchargement de type « hybride » pour des incréments de charge et un paramètre d'état initial de 0,04. 70

Figure 3.20 Géométrie générale (adapté de Ferdosi 2014). 72

Figure 3.21 Géométrie générale avec le maillage et les conditions aux frontières. 74

Figure 3.22 Surfaces phréatiques obtenues à partir des analyses d'écoulement.....77

Figure 3.23 Exemple du mécanisme de chargement par le haut. 80

Figure 3.24. Exemple de la perte de résistance de la fondation. 81

Figure 3.25 Exemple de l'érosion de la digue. 82

Figure 3.26 Exemple du déplacement de la digue. 83

Figure 4.1 Résultats de l'analyse par équilibre limite selon la méthode de Morgenstern et Price pour la résistance drainée et une surface phréatique Dist = 20 m. 90

Figure 4.2 Résultat de l'analyse par équilibre limite selon la méthode de Morgenstern et Price pour la résistance non drainée maximale et une surface phréatique Dist = 20 m.....91

Figure 4.3 Résultat de l'analyse par équilibre limite selon la méthode de Morgenstern et Price pour la résistance liquéfiée et une surface phréatique Dist = 20 m. 91

Figure 4.4 Exemple de rupture globale définie par les contours : A) de déformations en cisaillement maximales ; B) du ratio d'instabilité ; C) des déplacements horizontaux maximaux. 94

Figure 4.5 Exemple de rupture de la fondation définie par les contours : A) de déformations en cisaillement maximales ; B) du ratio d'instabilité ; C) des déplacements horizontaux maximaux. 95

Figure 4.6 Exemple de rupture locale du sommet définie par les contours : A) de déformations en cisaillement maximales ; B) du ratio d'instabilité ; C) des déplacements horizontaux maximaux. 96

Figure 4.7 Déplacement horizontal au point de référence en fonction du déplacement imposé à la digue. 97

Figure 4.8 Exemple de rupture globale avec convergence définie par les contours : A) de déformations en cisaillement maximales ; B) du ratio d'instabilité ; C) des déplacements horizontaux maximaux. 98

Figure 4.9 Point de référence pour l'étude des cheminements de contraintes en fonction du K_0 et du paramètre d'état pour le mécanisme de la perte du rehaussement de la digue.....100

Figure 4.10 Cheminements de contraintes en fonction du K_0 pour le mécanisme du rehaussement de la digue. 101

Figure 4.11 Contours de pression d'eau en excès pour la simulation du rehaussement de la digue pour ψ = 0,07 et K_0 = 0,45 attribués aux résidus sableux et une surface phréatique Dist = 20 m à une charge de : A) 10 kN/m^2 ; B) 25 kN/m^2 ; C) 55 kN/m^2.....102

Figure 4.12 Point de référence pour l'étude des cheminements de contraintes en fonction du K_0 et du comportement pour le mécanisme de la perte de résistance de la fondation. 105

Figure 4.13 Cheminement de contraintes en fonction du K_0 et du comportement pour le mécanisme de la perte de résistance de la fondation.....106

Figure 4.14 Contours de pression d'eau en excès pour la simulation de la perte de résistance de la fondation pour ψ = 0,07 et K_0 = 0,45 attribués aux résidus sableux et une surface phréatique Dist = 20 m à une réduction de la résistance de : A) 10% ; B) 50% ; C) 68%. 107

Figure 4.15 Exemple de rupture en deux temps définie par les contours des déplacements horizontaux maximaux: A) avant la rupture globale ; B) après la rupture globale (c.-à-d. non-convergence). 111

Figure 4.16 Point de référence pour l'étude du déplacement horizontal en fonction du déplacement imposé à la digue.....112

Figure 4.17 Déplacement horizontal au point de référence en fonction du déplacement imposé à la digue pour un paramètre d'état de 0,04 et des K_0 de 0,60 et 0,80. 113

Figure 4.18 Point de référence pour l'étude de l'influence du K_0 sur le cheminement de contraintes du mécanisme du déplacement de la digue. 113

Figure 4.19 Influence du K_0 sur le cheminement de contraintes du mécanisme du déplacement de la digue. 114

Figure 4.20 Contours de pression d'eau en excès pour la simulation du déplacement de la digue pour ψ = 0,07 et K_0 = 0,45 attribués aux résidus sableux et une surface phréatique Dist = 20 m à un déplacement imposé de : A) 8 mm ; B) 16 mm ; C) 28 mm. 115

Figure 5.1. Géométrie de la section du Barrage de Fundão à l'étude. 120

Figure 5.2. Comportement élastique-fragile-plastique (adapté de Rocscience Inc., 2020).....121

Figure 5.3 Section des résidus fins interlités en orange hachurée subissant la perte de résistance aifn de simuler l'extrusion latérale. 125

Figure 5.4 Surface de rupture pour la simulation de l'extrusion latérale des résidus miniers interlités avec le comportement drainé pour les résidus sableux définie par les contours : A) de déformations en cisaillement maximales ; B) du ratio d'instabilité ; C) des déplacements horizontaux maximaux. 126

Figure 5.5 Surface de rupture pour la simulation de l'extrusion latérale des résidus miniers interlités avec le comportement drainé pour les résidus sableux définie par les contours : A) de déformations en cisaillement maximales ; B) du ratio d'instabilité ; C) des déplacements horizontaux maximaux. 127

Figure 5.6 Point de référence pour l'étude des cheminements de contraintes la simulation de l'extrusion latérale des résidus miniers interlités. 128

Figure 5.7 Cheminements de contraintes pour la simulation de l'extrusion latérale des résidus miniers interlités en fonction du comportement attribué aux résidus sableux. 128

Figure 5.8 Contours de pression d'eau en excès au sein des résidus sableux pour la simulation de l'extrusion latérale des résidus miniers interlités avec le comportement non drainé à une réduction de la résistance de : A) 10% ; B) 50% ; C) 74%. 130

Figure 5.9 Déplacements horizontaux le long de l'élévation 856 m en fonction de la réduction de l'angle de frottement des résidus fins interlités. 132

Figure 5.10 Rupture à la suite du mécanisme du dépôt de résidus miniers pour un paramètre d'état de 0,012 attribué aux résidus miniers sableux défini par les contours : A) de déformations en

cisaillement maximales ; B) du ratio d'instabilité ; C) des déplacements horizontaux maximaux. 134

Figure 5.11 Rupture à la suite du mécanisme du dépôt de résidus miniers pour un paramètre d'état de 0,06 attribué aux résidus miniers sableux définie par : A) la déformation en cisaillement maximale ; B) le ratio d'instabilité ; C) les déplacements horizontaux maximaux. 135

Figure 5.12 Section excavée pour simuler l'érosion de la digue du Barrage de Fundão. 136

Figure 5.13 Rupture suite à la simulation de l'érosion de la digue du Barrage de Fundão pour un paramètre d'état de 0,08 attribué aux résidus miniers sableux définie par les contours : A) de déformations en cisaillement maximales ; B) du ratio d'instabilité ; C) des déplacements horizontaux maximaux. 137

Figure 5.14 Section de la digue du Barrage de Fundão où le déplacement a été imposé. 138

Figure 5.15 Rupture suite à la simulation du déplacement de la digue du Barrage de Fundão pour un paramètre d'état de 0,06 attribué aux résidus miniers sableux définie par les contours : A) de déformations en cisaillement maximales ; B) du ratio d'instabilité ; C) des déplacements horizontaux maximaux. 139

Figure 5.16 Contours de déformations en cisaillement maximales pour la simulation du déplacement de la digue du Barrage de Fundão pour un paramètre d'état de 0,04 attribué aux résidus miniers sableux à un déplacement imposé de : A) 40 cm ; B) 60 cm ; C) 299 cm. . 140

Figure 5.17 Déplacement horizontal au point de référence en fonction du déplacement imposé à la digue du Barrage de Fundão pour un paramètre d'état de 0,04. 141

LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS

c	Cohésion	[kPa]
c’	Cohésion effective	[kPa]
C_c	Indice de compression	[-]
C_r	Indice de recompression	[-]
C_v	Coefficient de consolidation	[cm^2/s]
C_U	Coefficient d’uniformité	[-]
D	Dilatance	[-]
D^P	Dilatance plastique	[-]
D^P_{min}	Valeur minimale de la dilatance plastique (Dilatance plastique maximale)	[-]
D_r	Densité relative	[-]
D_{10}	Diamètre des grains correspondant à 10% du passant cumulé sur la courbe granulométrique	[mm]
D_{60}	Diamètre des grains correspondant à 60% du passant cumulé sur la courbe granulométrique	[mm]
e	Indice des vides	[-]
e_c	Indice des vides critique	[-]
E	Module d’élasticité	[kPa, MPa]
f_s	Frottement du manchon	[kPa]
G	Module de cisaillement	[kPa, MPa]
G_{max}	Module de cisaillement maximal	[kPa, MPa]
H	Module d’écrouissage	[-]

I_D	Indice de densité	[%]
I_P	Indice de plasticité	[%]
I_r	Ratio entre le module de cisaillement maximal et la contrainte effective moyenne	[-]
K	Module de compressibilité volumétrique	[-]
K_0	Coefficient des terres au repos	[-]
k_h	Conductivité hydraulique horizontale	[cm/s, m/s]
k_{sat}	Conductivité hydraulique saturée	[cm/s, m/s]
k_v	Conductivité hydraulique verticale	[cm/s, m/s]
M	Ratio de frottement à l'état critique	[-]
M_{tc}	Ratio de frottement à l'état critique en conditions de compression triaxiale	[-]
M_i	Ratio de contraintes à l'état critique à la condition image	[-]
N	Coefficient de couplage volumétrique	[-]
p'	Contrainte effective moyenne	[kPa]
p_i	Contrainte effective moyenne à la condition image	[kPa]
p_{ref}	Pression de normalisation	[kPa]
q	Contrainte déviatorique	[kPa]
q_t	Résistance en pointe	[kPa]
S_r ou Su_r	Résistance au cisaillement résiduelle	[kPa]
S_u	Résistance au cisaillement non drainée	[kPa]
$S_{u(max)}$	Résistance au cisaillement non drainée maximale	[kPa]
$S_{u(liq)}$	Résistance au cisaillement du sol liquéfié	[kPa]

$S_{u(yield)}$ ou Su_y	Résistance provoquant la liquéfaction	[kPa]
u	Pression interstitielle	[kPa]
V_s	Vitesse des ondes de cisaillement	[m/s]
V_{s1}	Vitesse des ondes de cisaillement normalisée	[m/s]
W_l	Limite de liquidité	[%]
w_p	Limite de plasticité	[%]
$d\varepsilon_q$	Variation de déformations déviatorique	[-]
$d\varepsilon_q^p$	Incrément de déformation déviatorique plastique	[-]
$d\varepsilon_v$	Variation de déformation volumétrique	[-]
ϕ	Angle de frottement interne en contraintes totales	[°]
ϕ'	Angle de frottement interne effectif	[°]
ϕ'_{max}	Angle de frottement interne effectif maximal	[°]
$\phi'_{rés}$	Angle de frottement interne effectif résiduel	[°]
Γ	Altitude de la ligne d'état critique ligne d'état critique à p'=1 kPa	[-]
η	Ratio de contraintes	[-]
η_L	Ratio de contraintes limite	[-]
η_{max}	Ratio de contraintes maximal	[-]
θ	Angle de Lode	[rad]
σ'_h	Contrainte effective horizontale	[kPa]

σ'_v	Contrainte effective verticale	[kPa]
σ'_{vc}	Contrainte effective verticale de confinement ou de consolidation	[kPa]
σ'_0	Contrainte effective verticale initiale	[kPa]
χ_{tc}	Paramètre de dilatance en conditions de compression triaxiale	[-]
λ_e	Pente de la ligne d'état critique (base e)	[-]
λ_{10}	Pente de la ligne d'état critique (base 10)	[-]
ψ	Paramètre d'état	[-]
ψ_0	Paramètre d'état initial	[-]
ψ_i	Paramètre d'état à la condition image	[-]
ν	Coefficient de Poisson	[-]
χ_i	Constante de proportionnalité à la condition image	[-]

CAU	Essai triaxial consolidé anisotropiquement et non drainé
CD	Essai triaxial consolidé et drainé
CID	Essai triaxial consolidé isotropiquement et drainé
CIU	Essai triaxial consolidé isotropiquement et non drainé
CPT	Essai de pénétration au cône
CU	Essai triaxial consolidé et non drainé
DSS	Essai en cisaillement simple direct (*direct simple shearing*)
FS	Facteur de sécurité

IRME	Institut de recherche en mines en environnement
LEC	Ligne d'état critique
NCL	Ligne normalement consolidée (*Normally Consolidated Line)*
OCR	Rapport de surconsolidation
SPT	Essai de pénétration standard
USCS	United Soil Classification System

LISTE DES ANNEXES

Annexe A Analyses d'écoulement et étape in-situ 163

Annexe B Résultat des analyses statiques 169

Annexe C Analyse de sensibilité sur les incréments 170

Annexe D Construction par étapes 173

Annexe E Simulation numérique d’essais triaxiaux additionnels 179

CHAPITRE 1 INTRODUCTION

L'industrie minière est un des piliers de l'économie québécoise en générant des revenus importants et en créant des opportunités d'emplois avantageuses. À elle seule, cette industrie a procuré au gouvernement provincial plus de 1,3 milliard de dollars en revenus fiscaux et parafiscaux en 2018. On dénombrait également à la fin de cette année-là plus de 14 000 emplois directement liés à ce secteur économique (Association minière du Québec, 2020). Au sein de l'industrie minière, un des enjeux importants est la gestion des parcs à résidus miniers (*Tailings Storage Impoundment*). Les parcs à résidus miniers servent à entreposer les déchets issus de l'exploitation et du traitement de minerai. En date de décembre 2020, on estime qu'il y aurait entre 29 000 et 35 000 parcs à résidus miniers dans le monde. De ce nombre, environ 50% à 60% seraient toujours actifs, de 25% à 30% seraient inactifs tandis qu'un même pourcentage serait considéré comme étant abandonné (World Mine Tailings Failures, 2020). Ces ouvrages sont considérés particulièrement à risque, car ils ont des taux de rupture importants (Azam et Li, 2010). La rupture de tels ouvrages peut engendrer des répercussions environnementales, sociales et économiques.

Plusieurs mécanismes peuvent être responsables de la rupture de parcs à résidus miniers notamment les instabilités de pentes, le débordement en crête, l'érosion interne, la rupture de la fondation, les tremblements de terre et les défaillances structurelles (Aubertin et al., 2002b; Azam et Li, 2010; Roca et al., 2019). Un nombre important de ruptures a été associé à la liquéfaction des résidus miniers. Des cas de rupture et de liquéfaction les plus médiatisés, on retrouve notamment ceux de Merriespruit en Afrique du Sud en 1994 (Fourie et al., 2001), de Fundão en 2015 (Morgenstern et al., 2016; Reid, 2019; Sadrekarimi et Riveros, 2020) et Feijão en 2019 (Robertson et al., 2019) au Brésil, de Mount Polley au Canada en 2014 (Morgenstern et al., 2015) et de Cadia en Austalie en 2018 (Jefferies et al., 2019).

Un élément commun à tous ces exemples mentionnés est la liquéfaction statique des résidus miniers qui, selon Davies (2002), serait le mode de rupture le plus commun pour les parcs à résidus d'envergure comme pour le Barrage de Fundão au Brésil. Dans d'autres circonstances, la liquéfaction statique des résidus serait plutôt une conséquence à la suite d'une défaillance comme pour le cas de Merriespruit en Afrique et de Mount Polley au Canada. Ces cas de rupture démontrent l'importance de développer des méthodes d'analyse permettant d'étudier la liquéfaction statique des résidus miniers qui reste de nos jours difficiles à évaluer.

La liquéfaction peut être provoquée par des secousses, on parle alors de liquéfaction dynamique, ou par chargement statique (p. ex. perte de confinement par érosion ou déplacement de la digue, rehaussement trop rapide de la digue) d'où le terme liquéfaction statique. Ce phénomène est associé à une perte de résistance du sol engendrant de grandes déformations. Les résidus miniers, généralement déposés hydrauliquement sous forme de pulpe, sont particulièrement susceptibles à la liquéfaction (Wijewickreme et al., 2005; Bussière, 2007). Ce mode de déposition fait que les résidus sont déposés dans un état initialement lâche et fortement saturé. Les résidus miniers provenant de roches dures, communément retrouvés dans plusieurs mines du Canada et du Québec et ayant fait l'objet de plusieurs études au cours des dernières années (p.ex. Aubertin et al., 1996; Qiu et Sego, 2001; Bussière, 2007; James, 2009; Riveros et Sadrekarimi, 2021), ne sont pas exempt d'une telle problématique. Les résidus d'or de la mine Canadian Malartic ont notamment été étudiés à travers différents projets de recherche (p.ex. Poncelet, 2012; Essayad, 2015; Saleh Mbemba, 2016; Archambault-Alwin, 2017; Opris, 2017; Boudrias, 2018; Grimard, 2018).

Les travaux de Saleh Mbemba (2016) et de Boudrias (2018) étudiaient entre autres le drainage et la consolidation de résidus miniers en présence d'inclusions de roche stérile tandis que ceux de Essayad (2015) visaient notamment à étudier la consolidation de résidus miniers en présence de pressions interstitielles positives ou négatives. Les travaux de Opris (2017) avaient pour but de caractériser les résidus à l'aide d'essais de pénétration au cône (CPT).

En ce qui concerne la liquéfaction des résidus miniers, les travaux de Grimard (2018) visaient à étudier le comportement de résidus miniers sous chargement statique lors du rehaussement d'une digue et de la perte de confinement des résidus et ont permis de développer une méthode d'évaluation du potentiel de liquéfaction statique des résidus due au rehaussement des digues. Il est également intéressant de noter que les travaux de Poncelet (2012) visaient à élaborer un protocole pour l'étude du potentiel de liquéfaction tandis que Contreras (2013) et Archambault-Alwin (2017) avaient notamment comme objectif principal d'étudier le comportement dynamique de résidus miniers et la liquéfaction sous charge cyclique. Les travaux de Contreras (2013) abordent également en partie le comportement des résidus miniers à l'égard de la liquéfaction statique par la réalisation d'essais triaxiaux en chargement monotonique.

Le but de ce projet de recherche a été d'approfondir les connaissances en ce qui a trait à la stabilité des parcs à résidus miniers et au phénomène de liquéfaction statique à l'aide de simulations numériques. Les simulations numériques ont été effectuées dans RS2 de RocScience qui est un logiciel par éléments finis, choisi en raison de son interface facile d'utilisation et ses nombreuses lois de comportement disponibles, et avaient pour but d'identifier les mécanismes de rupture les plus probables et les conditions sous lesquelles ils se développent. Deux géométries ont été utilisées soit une géométrie générale d'un parc à résidus miniers avec une digue construite selon la méthode en amont et la géométrie de la section du Barrage de Fundão ayant cédé comme présentée dans le rapport d'expert de Morgenstern et al. (2016). Le modèle NorSand a été choisi puisqu'il est capable de reproduire le comportement associé à la liquéfaction statique et a été utilisé dans de nombreuses études récentes afin de simuler le comportement de résidus miniers (p.ex. Morgenstern et al., 2016; Jefferies et al., 2019; Robertson et al., 2019; Moghaddam et al., 2020; Macedo et Vergaray, 2021; Shuttle et al., 2021).

Ce mémoire se divise en six chapitres. Le présent Chapitre 1 décrit sommairement le sujet de recherche et ses objectifs. Le Chapitre 2 présente la revue de littérature en lien avec le projet de recherche. Les parcs à résidus miniers, les concepts importants entourant la liquéfaction statique, des exemples de rupture ainsi que les méthodes d'analyse liées aux pratiques actuelles sont abordés dans ce chapitre. On y présente également la loi de comportement NorSand (Jefferies, 1993; Jefferies et Been, 2016) utilisée lors des analyses de contrainte-déformation dans RS2. Le Chapitre 3 présente la méthodologie, le choix du logiciel, la simulation d'essais triaxiaux afin d'étudier la performance de NorSand dans RS2, la création du modèle numérique pour les analyses de contrainte-déformation, les propriétés des matériaux utilisées ainsi que la méthodologie des analyses de stabilité statique. Le Chapitre 4 présente les résultats des analyses de stabilité statique et des analyses de contrainte-déformation visant à simuler divers mécanismes de déclenchement de la liquéfaction pour une géométrie générale d'un parc à résidus construit selon la méthode en amont. Le Chapitre 5 présente les analyses de contrainte-déformation effectuées à partir de la géométrie du Barrage de Fundão. Une comparaison entre les résultats des analyses numériques effectuées dans le cadre de ce projet de recherche avec RS2 et ceux de Morgenstern et al., (2016) dans FLAC pour la simulation du mécanisme d'extrusion latérale des résidus fins ayant provoqué la liquéfaction est présentée afin d'évaluer les performances du code de RS2. D'autres mécanismes

de déclenchement de la liquéfaction ont été simulés sans toutefois avoir comme objectif d'identifier les causes réelles de la rupture mais plutôt d'essayer les méthodes d'analyse développées à partir d'une géométrie simplifiée avec un cas plus complexe. Finalement, le Chapitre 6 fait la synthèse du projet de recherche et avance quelques recommandations concernant de possibles travaux futurs. Le mémoire contient également cinq annexes présentant des analyses complémentaires.

CHAPITRE 2 REVUE DE LITTÉRATURE

Ce chapitre présente la revue de littérature en lien avec le projet de recherche. Il fait la synthèse du contenue théorique nécessaire à la compréhension de la problématique. Tout d'abord, une première section aborde les parcs à résidus miniers ainsi que les déchets miniers. Une deuxième section résume les concepts importants en ce qui a trait à la liquéfaction statique. Finalement, la troisième partie aborde les méthodes d'analyse de stabilité en mettant l'accent sur la méthode par éléments finis.

2.1 Rejets miniers

L'exploitation d'une mine produit principalement deux types de rejets solides soit la roche stérile et les résidus miniers. La roche stérile représente la fraction de roche sans grande valeur économique issue lors du dynamitage de la roche mère. La roche stérile est généralement transportée en camion et empilée dans des haldes à stérile.

Les résidus miniers sont issus du traitement du minerai au concentrateur. Le minerai est la roche contenant une concentration relativement élevée en métaux et économique exploitable. La nature et les propriétés des résidus miniers varient notamment en fonction du type de minerai et des procédés servant à le traiter. Il est courant de séparer les résidus solides en différentes catégories en fonction de leur granulométrie, de leur densité relative et de leur plasticité (Vick, 1990). Les résidus miniers sont généralement divisés en deux catégories soit les résidus grossiers et les résidus fins. Les résidus de sable représentent la portion ayant une grosseur de grains supérieure à 0,075 mm tandis que ceux ayant une grosseur inférieure à 0,075 mm sont des résidus fins (*slimes*). Les résidus plus grossiers ont tendance à se déposer près du point de décharge et les résidus plus fins se sédimentent plus loin. Des zones distinctes de résidus de sable et de résidus fins peuvent ainsi se former dans le bassin. Pour ce qui est des propriétés géotechniques, les résidus de sable s'apparentent aux sables naturels lâches à denses tandis que les résidus fins peuvent avoir un comportement passant du sable à l'argile. Vick (1990) sépare les résidus miniers en 4 catégories distinctes en fonction du type de minerai, de la granulométrie et de la plasticité des résidus:

- **Résidus de roches molles (*Soft-rock tailings*)**: Ces résidus contiennent une fraction de résidus de sable et une fraction fine argileuse qui pourrait dicter le comportement global de ces résidus. Ce type de résidus miniers est issu essentiellement de l'exploitation de minerais

de shale comme la potasse et le trona (*trona insols*). Les résidus de charbon fins (*Fine coal refuse*) font également partie de cette catégorie.

- **Résidus de roches dures (*Hard-rock tailings*)**: Ces résidus proviennent de minerai comme ceux de plomb-zinc, de cuivre, d'or et d'argent, de molybdène et de nickel. Ce type de résidus contient généralement des portions de sable et de particules fines. Toutefois, puisque la fraction fine provient principalement du concassage de la roche-mère et non d'argile, ceux-ci sont normalement peu à non-plastique. Le comportement des résidus de roches dures s'apparente généralement à celui d'un sable.
- **Résidus fins (*Fine tailings*)**: Ce type de résidus a les caractéristiques se rapprochant des sols fins (p. ex. longue période de sédimentation et de consolidation). Quant à sa granulométrie, le sable y est absent ou ne s'y retrouve qu'en petite quantité. Des exemples de résidus fins sont ceux issus des argiles phosphatées, la boue rouge provenant de l'exploitation de la bauxite, les résidus fins de taconite et les résidus de boue des sables bitumineux.
- **Résidus grossiers (*Coarse tailings*)**: La fraction de sable domine ce type de résidus et dicte son comportement. Une fraction de particules silteuses non plastique peut également être présente. La portion grossière des résidus des sables bitumineux et de la taconite, ainsi que les résidus issus de l'exploitation de l'uranium, du gypse et du phosphate sont des exemples de ce type de résidus.

2.1.1 Propriétés hydro-géotechniques des résidus miniers de roches dures

Au Canada et au Québec, de nombreuses mines produisent des résidus issus de l'exploitation de minerai de roches dures. Ce type de résidus ont fait l'objet de différentes études au cours des dernières années (p.ex. Aubertin et al., 1996; Qiu et Sego, 2001; Bussière, 2007; James, 2009; Riveros et Sadrekarimi, 2021). Les résidus d'or de la mine Canadian Malartic ont notamment été étudiés à travers différents projets de recherche (p.ex. Poncelet, 2012; Essayad, 2015; Saleh Mbemba, 2016; Archambault-Alwin, 2017; Opris, 2017; Boudrias, 2018; Grimard, 2018).

En général, les résidus de roches dures sont déposés hydrauliquement sous forme de pulpe et ont une teneur en solides initiale située entre 25 et 45% (Bussière, 2007). Ce mode de déposition fait

en sorte que les résidus sont déposés dans un état initialement lâche et fortement saturé les rendant particulièrement susceptibles à la liquéfaction (Wijewickreme et al., 2005; Bussière, 2007).

Les corrélations géotechniques standards déterminées sur des sols naturels peuvent avoir une application limitée pour les résidus miniers puisque ceux-ci sont considérés comme des matériaux géologiquement jeunes et se distinguent des sols naturels notamment par l'angularité prononcée des grains (Macedo et Vergaray, 2021). Vu l'importance des résidus de roches dures au Québec et au Canada, une attention particulière a été portée les propriétés géotechniques de ce type de résidus. Cette section présente un sommaire des propriétés hydro-géotechniques des résidus de roches dures.

Granulométrie et classification

La taille des particules des résidus de roches dures varie du sable fin à l'argile. Ces résidus sont généralement classés, d'après l'*United Soil Classification System* ou USCS, de sable silteux ou silt sableux (SM) à un silt peu plastique (ML). Les résidus plus fins, soit le silt peu plastique (ML), ont généralement tendance à être transportés par l'eau lors de la déposition hydraulique et sédimentés vers le milieu du parc à résidus (Bussière, 2007). Selon les données colligées par Bussière (2007), les résidus de roches dures ont une granulométrie assez étalée d'après les valeurs de coefficient d'uniformité (C_U) observées se situant entre 8 et 18 pour des résidus provenant de mines du Canada et entre 10 et 30 pour des résidus de mines du Québec. La Figure 2.1, qui présente le fuseau granulométrique moyen pour les résidus de roches dures à travers diverses études, montre que la fraction de sable fin à moyen se situe entre 5 à 60% tandis que la portion restante est constituée de particules fines (c.-à-d. silt et argile).

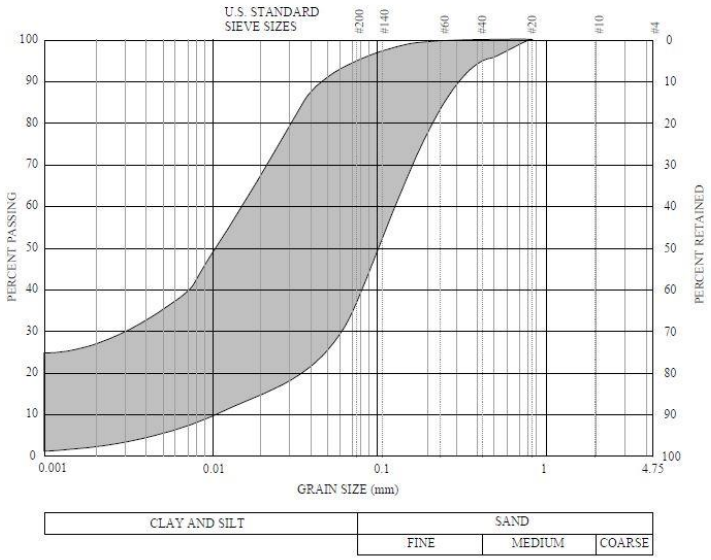


Figure 2.1 Fuseau granulométrique moyen pour les résidus de roches dures (tiré de James, 2009).

Limites d'Atterberg

Malgré la présence de particules fines de taille argileuses, ces résidus sont généralement non plastiques à peu plastiques. Aubertin et al. (2011) rapportent que l'indice de plasticité (I_P) est généralement sous 10%. De plus, selon Bussière (2007), la limite de plasticité (W_p) des résidus de roches dures se situe entre 0% et 15% tandis que la limite de liquidité (W_l) est inférieure à 40%.

Densité relative des grains, indice des vides, indice de densité et poids volumique

Les valeurs de densité relative des grains (D_r) des résidus de roches dures varient entre 2,6 et 4,0 (Vick, 1990; Aubertin et al., 2011). Bussière (2007) rapporte également des valeurs entre 2,6 et 2,9 pour des résidus extraits de minerai d'or provenait de veines de quartz tandis que la densité relative des grains peut excéder 4,5 pour des résidus sulfureux.

Selon Vick (1990), l'indice des vides (e) in-situ des résidus sableux de roches dures varie entre 0,6 et 0,9 tandis qu'on retrouve des valeurs se situant entre 0,7 et 1,3 pour les résidus fins. Aubertin et al. (2011) rapporte que l'indice des vides in-situ des résidus sableux se situe également entre 0,6 et 0,9 et que les résidus fins ont des valeurs entre 0,6 et 1,7 tandis que les valeurs d'indice de densité (I_D), qui permet de situer l'état du sol en fonction de ses états le plus lâche et le plus dense, se retrouvent sous 50% signifiant que les résidus sont initialement dans un état lâche et compressible.

Le poids volumique sec (γ_d) se situe entre 11,5 et 18,0 kN/m^3 selon Aubertin et al. (2011) et entre 16,0 et 27,0 kN/m^3 d'après James (2009).

Résistance au cisaillement

Selon les données colligées de Bussière (2007), l'angle de frottement interne effectif (ϕ') des résidus de roches dures se situe entre 30° et 42° tandis que la cohésion effective (c') est nulle L'angle de frottement interne en contraintes totales (ϕ) varie entre 14° et 25° et la cohésion (c) entre 0 et 100 kPa. Bussière (2007) note également qu'en raison de l'angularité plus élevée des particules, l'angle de frottement interne effectif des résidus peut être jusqu'à 6° plus élevé que pour les sables et silts naturels. Selon Aubertin et al. (2011), des valeurs de ϕ' se situant entre 33° et 41° sont caractéristiques des résidus grossiers (sableux) alors que pour les résidus fins, les valeurs sont de 30° et 37°.

La résistance au cisaillement non drainé (S_u) des résidus miniers est une composante importante lors de l'étude de la liquéfaction puisque la liquéfaction est essentiellement une rupture se produisant en conditions non drainées engendrant une augmentation des pressions d'eau et une réduction de la contrainte effective. Plus de détails concernant ce sujet sont abordés à la section 2.3.5 une fois que les concepts importants entourant la liquéfaction ont été établis.

Conductivité hydraulique

La conductivité hydraulique saturée (k_{sat}) varie notamment en fonction de la granulométrie et de la plasticité. Pour des essais testés en laboratoire sur des échantillons intacts et remaniés, Bussière (2007) rapporte que la conductivité hydraulique saturée des résidus fins de roches dures (ML) est de l'ordre de 10^{-4} cm/s à 10^{-6} cm/s tandis que des valeurs entre 10^{-2} cm/s et 10^{-4} cm/s sont caractéristiques des résidus plus grossiers. La ségrégation des résidus en raison de la méthode de déposition peut également donner lieu une anisotropie qui peut entraîner un rapport de conductivité hydraulique horizontale (k_h) sur la conductivité hydraulique verticale (k_v) allant de 10 à 100 (Vick, 1990; Aubertin et al., 2011).

Paramètres de consolidation

Les paramètres de consolidation varient également en fonction de la granulométrie des rejets miniers. Bussière (2007) rapporte que pour la portion fine des résidus miniers, le coefficient de

consolidation (C_v) varie entre 10^{-3} et 10^{-1} cm^2/s et que des valeurs situées entre 10^{-1} et 10^2 cm^2/s sont caractéristiques des résidus grossiers. L'indice de compressibilité (C_c) varie typiquement entre 0,05 et 0,3 en fonction de la granulométrie et selon si l'échantillon est intact ou remanié tandis que l'indice de recompression (C_r) varie généralement entre 0,003 et 0,03. Aubertin et al. (2011) notent que ces paramètres varient normalement en fonction de l'indice des vides.

Le Tableau 2.1 présente les plages de valeur des paramètres géotechniques discutés précédemment et colligés par Bussière (2007) pour des résidus de roches dures provenant de 9 mines canadiennes et 13 mines québécoises. D'autres paramètres d'intérêt sont également présentés.

Tableau 2.1 Propriétés géotechniques de résidus miniers de mines de roches dures canadiennes et québécoises (adapté de Boudrias, 2018 et de Grimard, 2018, selon Bussière, 2007).

Paramètres	**Résidus de mines du Canada**	**Résidus de mines du Québec**
Diamètre des grains à 10% du passant cumulé sur la courbe granulométrique, D_{10} (mm)	0,001 à 0,004	0,009 à 0,006
Diamètre des grains à 60% du passant cumulé sur la courbe granulométrique, D_{60} (mm)	0,01 à 0,05	0,01 à 0,08
Coefficient d'uniformité, C_U (-)	8 à 18	10 à 30
Pourcentage de particules fines (<75 µm)	70 à 97	60 à 100
Classification unifiée (USCS)	ML	ML/SM
Densité relative, D_r (-)	2,6 à 2,9 (minerai d'or de veines de quartz) ; 2,9 à 4,5 (résidus sulfureux)	
Limite de plasticité, w_p (%)	0 à 15	
Limite de liquidité, w_L (%)	< 40	

Tableau 2.1 Propriétés géotechniques de résidus miniers de mines de roches dures canadiennes et québécoises (adapté de Boudrias, 2018 et de Grimard, 2018, selon Bussière, 2007). (suite)

Paramètres	**Résidus de mines du Canada**	**Résidus de mines du Québec**
Teneur en eau optimale au compactage, w_{opt} (%)	10 à 20	
Poids volumique maximal sec après compactage, $\gamma_{d\ max}$ (kN/m^3)	14,6 à 20,1	
	Résidus fins (ML)	**Résidus grossiers (SP)**
Angle de frottement interne effectif, ϕ' (°)	30 à 42	
Cohésion effective, c' (kPa)	0	
Angle de frottement interne en contraintes totale, ϕ (°)	14 à 25	
Cohésion, c (kPa)	0 à 100	
Conductivité hydraulique saturée (échantillons remaniés), k_{sat} (cm/s)	10^{-2} à 10^{-4}	10^{-4} à 10^{-6}
Conductivité hydraulique saturée (échantillons non remaniés), k_{sat} (cm/s)	10^{-4} à 10^{-7}	-
Indice de compression, C_c (-)	0,05 à 0,30	
Indice de recompression, C_r (-)	0,003 à 0,03	
Coefficient de consolidation, C_v (cm^2/s)	10^{-3} à 10^{-1}	10^{-1} à 10^{2}

2.2 Parc à résidus miniers

Les ouvrages de rétention sont une partie essentielle de la gestion des parcs à résidus miniers. On dénombre généralement trois méthodes de rehaussement des digues construites séquentiellement servant au confinement en surface des résidus miniers soit la méthode en amont, la méthode en aval et la méthode l'axe central telles qu'illustrées à la Figure 2.2. (Vick, 1990; Aubertin et al., 2002a; Aubertin et al., 2011)

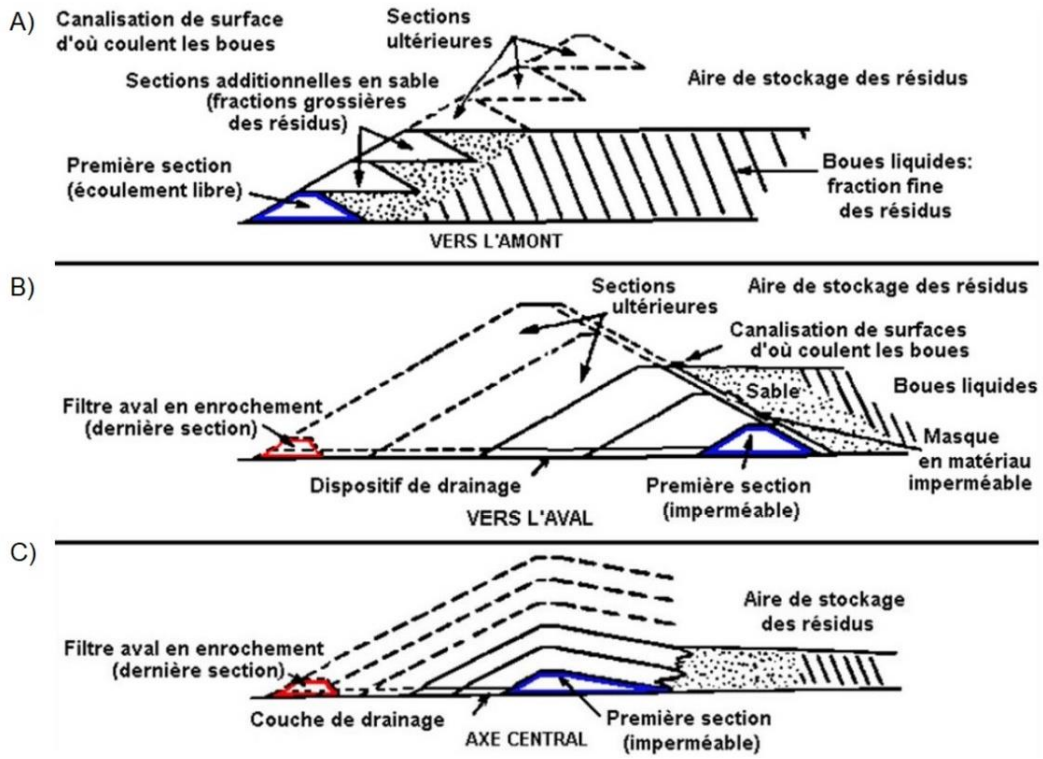


Figure 2.2 Rehaussement des digues selon la méthode: A) en amont ; B) en aval ; C) de l'axe central (tiré de Aubertin et al., 2002a).

La méthode de construction en amont (Figure 2.2-A) consiste à décharger les résidus miniers en crête dans le bassin et de construire la digue subséquente sur les résidus miniers après une certaine période de consolidation. Le processus est répété jusqu'à la hauteur nécessaire. Cette méthode nécessite peu de matériaux ce qui la rend économique et couramment utilisée. Toutefois, les digues construites en amont sont les plus vulnérables aux problèmes de stabilité puisque les résidus miniers sur lesquels elles sont construites ont des propriétés géotechniques défavorables

notamment une faible résistance au cisaillement créant une zone d'instabilité potentielle. La Figure 2.3 illuste la zone d'instabilité potentielle située dans les résidus sous les digues rehaussées selon la méthode en amont. Ce type d'ouvrage n'est pas propice à l'entreposage de grandes quantités d'eau et la stabilité est particulièrement sensible à la position de la surface phréatique en plus d'avoir une résistance sismique faible. Il est nécessaire que le bassin d'eau stagnante ne soit pas trop proche de la digue afin d'éviter qu'il n'y ait de l'eau dans la face ce qui pourrait s'avérer critique à la stabilité.

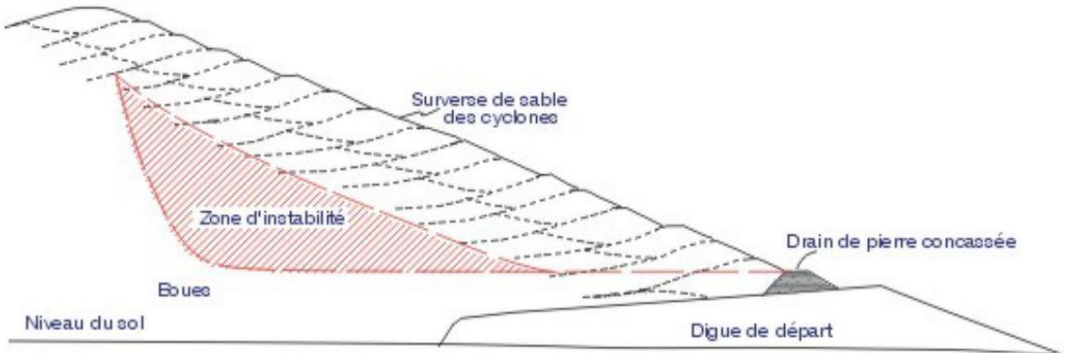


Figure 2.3 Zone d'instabilité potentielle dans le cas d'une digue construite selon la méthode en amont (tiré de Aubertin et al., 2002a).

Pour la méthode en aval (Figure 2.2-B), une fois les résidus miniers déchargés, la digue subséquente est construite en aval de la digue de départ et ainsi de suite. Ce type de construction a comme avantage de pouvoir incorporer des mécanismes de contrôle de l'eau comme des drains internes ou un noyau imperméable ce qui est bénéfique notamment à la résistance sismique puisqu'il est possible de garder un faible niveau d'eau dans la digue. Cette méthode a comme désavantage d'être généralement la plus dispendieuse des 3 méthodes de construction en raison de sa grande quantité de matériaux nécessaires. De plus, puisque la digue s'élargit vers l'extérieur du parc à résidus miniers, la hauteur maximale est souvent limitée par l'espace disponible en aval ce qui nécessite une planification adéquate.

La méthode de l'axe central (Figure 2.2-C) consiste à construire la digue en partie sur les résidus miniers en aval et sur la pente en aval de la digue précédente. C'est une méthode hybride entre la méthode en amont et celle en aval avec des coûts de construction se situant entre ces deux

méthodes. La méthode de l'axe central permet l'installation de système de drains internes ce qui le rend la stabilité de l'ouvrage moins dépendent de la position du bassin d'eau de surface, mais ne permet toutefois pas l'entreposage de grand volume d'eau comme la méthode en aval. La stabilité globale de l'ouvrage advenant un séisme dépend largement de la pente en aval et de la section centrale, et ce, même si la liquéfaction des résidus entraine une rupture localisée en amont.

2.3 Liquéfaction statique

La liquéfaction est une rupture caractérisée par de grandes déformations à la suite d'une perte de résistance du sol. Cette perte de résistance est due à l'augmentation des pressions d'eau et à la réduction de la contrainte effective provenant d'un mécanisme de déclenchement. Comme mentionné en introduction, la liquéfaction statique des résidus miniers peut parfois être la cause de la rupture en augmentant les pressions latérales exercés sur la digue (p.ex. Parc à résidus miniers de Fundão) ou une conséquence due à une perte de confinement à la suite de la rupture de la digue (p.ex. Parc à résidus miniers de Merriespruit et de Mount Polley).

Ce phénomène se produit généralement dans les sols non cohérents (c.-à-d. sables et silts) lâches et saturés démontrant un comportement de ramollissement (*strain softening* ou *strain weakening*). Comme mentionné dans les sections précédentes, les résidus miniers déposés hydrauliquement ont généralement ces caractéristiques sont susceptibles à ce phénomène (Wijewickreme et al., 2005; Bussière, 2007). Il a également été vu en laboratoire que la liquéfaction statique peut se produire pour des échantillons relativement denses soumis à une baisse de la contrainte effective moyenne (p') (p.ex. Chu et al., 2015; Grimard, 2018) et pour des échantillons non saturés (p.ex. Zhang et al., 2016).

Contrairement à la liquéfaction dynamique où le mécanisme de déclenchement est bien défini (p. ex. tremblement de terre ou secousse liée au dynamitage), divers types de chargement dit monotonique peuvent mener à la liquéfaction statique du dépôt de sol (p. ex. rehaussement de la digue, montée du niveau d'eau, extrusion latérale). L'identification des mécanismes pouvant déclencher la liquéfaction statique pour un ouvrage constitue un défi d'où l'intérêt de ce projet de recherche. Les sections suivantes résument sommairement les concepts importants entourant la

liquéfaction statique. Le cadre théorique encadrant la liquéfaction statique est présenté en un premier temps tandis que le comportement des résidus miniers est abordé par la suite.

2.3.1 État critique et régime stationnaire

Roscoe et al. (1958) furent les premiers à décrire le concept d'état critique, également appelé état stationnaire, comme étant l'état où le sol se déforme sous une contrainte constante et sans variation de volume (à indice des vides constant). Le concept d'état critique se base sur l'indice des vides critique (e_c), tel que défini sur des échantillons de sable par Casagrande (1936), qui correspond à l'indice des vides vers lequel un sol tend à grande déformation sans qu'il n'y ait de changement de volume.

Une autre manière de définir l'état critique est à l'aide de la dilatance qui est la tendance d'un sol à changer de volume lorsque cisaillé. Un sol est dit dilatant s'il a tendance à augmenter de volume lorsque cisaillé, tandis que le terme contractant désigne l'effet contraire. De manière générale, les sols denses se dilatent tandis que les sols lâches se contractent (Yamamuro et Lade, 1998). Mathématiquement, la dilatance (D) est le quotient entre la variation de déformation volumétrique ($d\varepsilon_v$) sur la variation de déformation déviatorique ($d\varepsilon_q$). Un sol dilatant aura une dilatance négative tandis qu'un sol qui se contracte aura une valeur de dilatance positive. À l'état critique, la dilatance et son gradient sont nuls.

La ligne d'état critique (LEC ou encore *Critical State Line*) relie la relation entre l'indice des vides critiques qui diminue lorsque la contrainte effective moyenne (p') augmente selon Taylor (1948) et rapporté par Jefferies et Been (2016). Cette ligne peut être linéaire ou être courbée en fonction du sol (dans un repère semi-logarithmique). Qu'un échantillon soit initialement dense ou lâche et que des conditions drainées ou non drainées soient imposées, le sol va tendre vers l'état critique lorsque cisaillé. La Figure 2.4-A montre le cheminement de l'état du sol selon son état initial pour des conditions drainées lorsque cisaillé. Pour ce cas, on observe des cheminements verticaux indiquant qu'il y a changement d'indice des vides (c.-à-d. changement de volume) et que, pour un état initialement lâche situé au-dessus de ligne d'état critique, le sol tend à se contracter (c.-à-d. perdre du volume) tandis que le sol tend à se dilater (c.-à-d. prendre du volume) lorsque l'état est initialement dense situé sous la ligne d'état critique. La Figure 2.4-B montre le cheminement de

l'état du sol selon son état initial lorsque cisaillé en conditions non drainées. Puisque les conditions non drainées empêchent la variation du volume, la tendance d'un sol lâche à se contracter se traduit par une baisse de la contrainte effective moyenne due à l'augmentation des pressions interstitielles (u). L'effet contraire est observé pour un sol initialement dense où la contrainte effective moyenne augmente par la génération de pression d'eau négative.

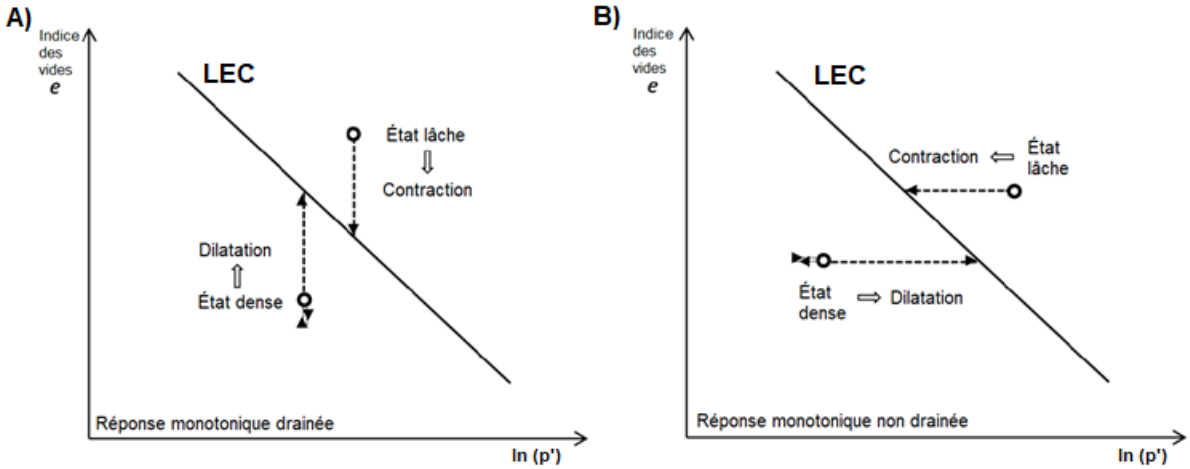


Figure 2.4 Illustration du comportement monotonique d'un sol granulaire: A) en conditions drainées ; B) en conditions non drainées (adapté de Tasiopoulou, 2015).

La ligne d'état critique peut être mesurée en laboratoire à partir d'essais triaxiaux consolidés et cisaillés en conditions drainées (CD) et non drainées (CU). La Figure 2.5-A présente un exemple de ligne d'état critique (ligne d'état limite) courbée ainsi que les points de transformation de phase (TP ou *phase transformation line*), définie par Ishihara et al. (1975) comme étant le moment où le sol passe d'un comportement contractant à un comportement dilatant, pour des résidus miniers de roches dures de la mine Canadian Malartic déterminés à partir d'essais triaxiaux consolidés isotropiquement et cisaillés en conditions non drainées d'après les travaux de Contreras (2013). On observe un comportement dilatant de ces résidus miniers puisque les points d'état initial de chaque essai sont sous la ligne d'état critique.

La Figure 2.5-B, tirée de Grimard (2018), présente un exemple de ligne d'état critique linéaire, la ligne de consolidation isotropique (*isotropic consolidation line* ou IC) et la ligne de transformation de phase, également pour des résidus miniers de roches dures de la mine Canadian Malartic

déterminées à partir d'essais triaxiaux consolidés isotropiquement et cisaillés en conditions non drainées. On observe un comportement dilatant de ces résidus miniers car la ligne de consolidation isotropique est sous la ligne d'état critique.

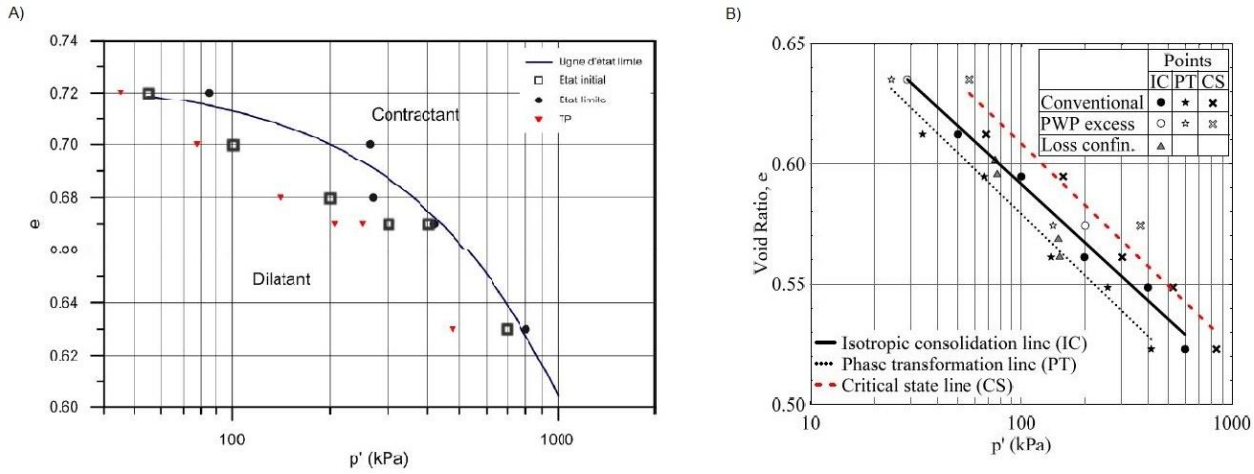


Figure 2.5 Ligne d'état critique pour des essais triaxiaux en conditions non drainées testés sur des résidus miniers de roches dures tirée de: A) Contreras (2013) ; B) Grimard (2018).

Le régime stationnaire se distingue de l'état critique par l'ajout d'une notion de vélocité lors du chargement du sol. Selon Poulos (1981) et rapporté par Jefferies et Been (2016), cet état est atteint lorsque le sol se déforme sous une contrainte effective moyenne et à cisaillement constant, à volume constant et à vitesse constante. Le régime stationnaire peut également être vu comme étant l'état critique à la suite d'un cisaillement rapide. En pratique, ces deux approches sont souvent considérées comme équivalentes pour les sables (Sladen et al., 1985; Jefferies et Been, 2016).

2.3.2 Ligne d'instabilité

La ligne d'instabilité (*instability line*), telle que présentée à la Figure 2.6, désigne les points que forment les valeurs de résistance au cisaillement (q) maximale dans le repère q – p' pour des échantillons de sols pulvérulents lâches ayant le même indice des vides initial et consolidés à des pressions différentes (Sladen et al., 1985; Kramer et Seed, 1988; Lade, 1992; Ishihara, 1993; Chu et al., 2003; Lade et Yamamuro, 2011). Une fois la ligne d'instabilité atteinte lors du cheminement de contraintes, il y a diminution de la contrainte effective moyenne et de la contrainte cisaillement en raison de l'augmentation rapide des pressions interstitielles qui compense pour la tendance au

sol à se contracter. Selon Fourie et Tshabalala (2005), la position de la ligne d'instabilité peut être influencée par le type de consolidation (c.-à-d. isotrope ou anisotrope) contrairement à la ligne d'état critique.

D'autres termes du concept pour définir la ligne d'instabilité sont utilisés. Il y a notamment la surface d'effondrement (*collapse surface*, p. ex. Sladen et al., 1985; Ishihara, 1993) ou encore la ligne d'initiation de liquéfaction (*flow liquefaction line*, p. ex. Kramer, 1996; Yang, 2002). Selon Jefferies et Been (2016), la différence principale entre ces concepts est la position de la courbe et si elle passe par l'origine ou s'il y a un effet de cohésion interceptant la surface d'effondrement. Certains de ces auteurs ont avancé qu'une telle ligne d'instabilité ne serait pas unique et varierait en fonction de l'état initial du sol (c.-à-d. densité et contraintes) (Yang, 2002; Chu et al., 2007).

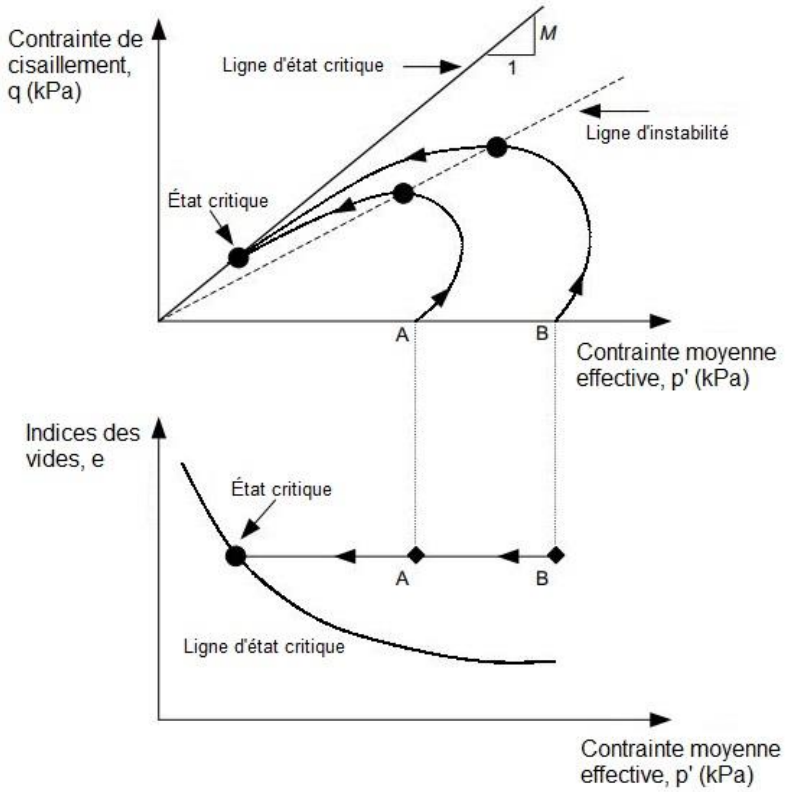


Figure 2.6 Représentation de la ligne d'instabilité (adapté de Yang, 2002).

Cette définition d'une surface d'effondrement linéaire unique permet de l'utiliser comme critère de rupture dans des analyses d'équilibre limite en paramétrant sa pente et son ordonnée à l'origine

de façon semblable aux paramètres d'angle de frottement et de cohésion de Mohr-Coulomb (Sladen et al., 1985; Yang, 2002).

De plus, la zone située entre la ligne d'état critique et la surface d'effondrement est parfois référée comme étant la zone d'instabilité potentielle (p. ex. Chu et al., 2003). Selon Krahn (2007), l'effondrement de la structure des grains pourrait survenir qu'avec très peu de sollicitation statique ou dynamique pour les sols se trouvant dans cet état de contraintes.

2.3.3 Paramètre d'état

Le paramètre d'état (équation 2.1) est la différence entre l'indice des vides (e) et l'indice des vides critique (e_c), tel que décrit précédemment à la section 2.3.1, pour une contrainte effective moyenne donnée. Un sol initialement dense a une valeur négative tandis le paramètre d'état d'un sol initialement lâche est positif.

$$\psi = \mathrm{e} - \mathrm{e}_c \tag{2.1}$$

Malgré qu'il soit possible d'estimer le paramètre d'état en laboratoire, il est souvent estimé in-situ à l'aide de l'essai de pénétration au cône (*Cone Penetration Testing* ou CPT) puisqu'il est difficile de prélever des échantillons intacts de sol granulaire. Lors de l'enfoncement du cône dans le sol, les données principales enregistrées sont la résistance de pointe (q_t), le frottement du manchon (f_s) et les pressions d'eau (u) si un piézomètre est installé. Diverses méthodes ont été développées afin d'estimer le paramètre d'état in-situ à l'aide des résultats des CPT (p. ex. Been et al., 1986; Robertson, 2010). En plus du paramètre d'état, diverses corrélations ont été développées afin d'évaluer d'autres paramètres du sol tels que le poids volumique, la vitesse de propagation des ondes de cisaillement (V_S), l'angle de frottement interne effectif (ϕ'), le coefficient de pression des terres au repos (K_0), le rapport de surconsolidation (OCR), la densité relative (D_r), la résistance au cisaillement non drainée (S_u), le pourcentage de particules fines et le module d'élasticité (E) (Rocscience Inc., 2016a).

Un autre moyen in-situ permettant d'estimer le paramètre est à l'aide de l'essai de pénétration standard (*Standard Penetration Test* ou SPT). Selon la norme ASTM D1586, ce test consiste à enfoncer un tube carottier par battage et de compter le nombre de coups nécessaire pour l'enfoncer

sur 0,30 m. L'essais SPT reste toutefois limitée en ce qui concerne son application aux résidus miniers lâches.

Puisque le paramètre d'état témoigne de l'état initial du sol qui dicte le comportement attendu, certains auteurs ont discuté de la valeur limite pour laquelle il n'y aurait pas de problème de liquéfaction. Davies et al., 2002 rapporte que les résidus ayant un paramètre d'état inférieur à -0,10 ne seraient pas susceptibles aux ruptures liées au cisaillement non drainé et à la liquéfaction statique. Pour leur part, Jefferies et Been (2016) ont estimé qu'un paramètre d'état inférieur à -0,05 serait assez dense pour qu'il n'y ait pas de problème de perte de résistance du sol.

2.3.4 Cheminement de contraintes et mécanismes de déclenchement

Le cheminement de contraintes et la réponse des résidus miniers peuvent être différents selon la rapidité à laquelle ils sont cisaillés. Un chargement et la réponse du sol sont dits drainés si le chargement est assez lent pour qu'il ne crée pas de pression d'eau en excès. Dans ce cas, les résidus miniers lâches auront tendance à se contracter et l'indice des vides diminuera. Ultimement, la résistance au cisaillement non drainée augmentera. Dans le cas d'un cisaillement rapide entraînant la génération de pression d'eau en excès, le terme non drainé est utilisé. Pour ce type de chargement et de réponse du sol, il y aura réduction des contraintes effectives, de la rigidité et de la résistance. (Davies et al., 2002)

Il existe différents mécanismes de déclenchement pouvant déclencher la liquéfaction statique des résidus miniers. Des cas historiques de parc à résidus miniers, on retrouve notamment la perte de confinement des résidus miniers qui peut être provoquée par l'érosion de la digue (p.ex. Fourie et al., 2001). Une rupture au sein de la fondation peut également mener à la rupture de la digue engendrant ultimement la perte de confinement des résidus (p.ex. Eriksson et Adamek, 2000; Morgenstern et al., 2015; Jefferies et al., 2019). Le mécanisme d'extrusion latérale d'une couche sous-jacente menant à une perte de la contrainte effective moyenne peut également mener à la liquéfaction des résidus (p.ex. Morgenstern et al., 2016).

En théorie, d'autres mécanismes peuvent également mener les résidus miniers à devenir instable et à se liquéfier comme un taux de rehaussement de la digue trop élevé engendrant des conditions non drainées et la génération de pression d'eau en excès, ou encore une montée du niveau d'eau (Reid,

2019). La Figure 2.7 présente le cheminement de contraintes jusqu'à la ligne d'instabilité selon divers types de chargement.

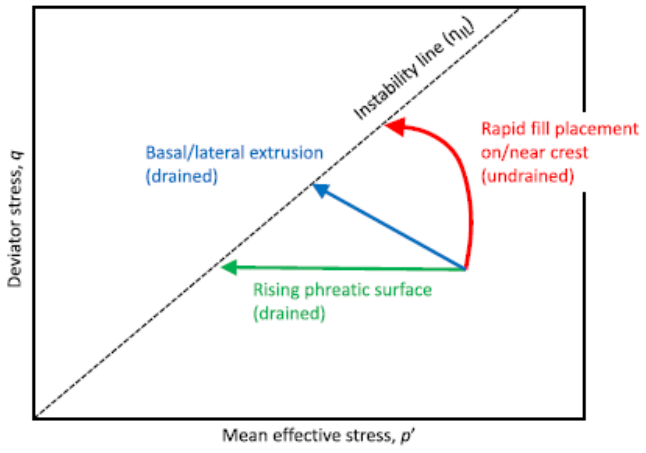


Figure 2.7 Cheminement de contraintes menant à la liquéfaction statique (tiré de Reid, 2019).

Pour ce qui est des cheminements en conditions drainées, Krahn (2007) rapporte qu'une fois que le cheminement atteint la ligne d'instabilité, le sol peut soit se liquéfier si le drainage ne peut plus s'effectuer et ensuite suivre un cheminement non drainé jusqu'à l'état critique ou soit progresser de manière plus stable jusqu'à l'état critique s'il y a encore du drainage ce qui permettrait la compression volumétrique du sol.

Les cheminements où il y a diminution de la contrainte effective moyenne (p.ex. perte de confinement, extrusion latérale, montée du niveau d'eau) sont également référés comme des cheminements de déchargement (*unloading*). Ceux-ci sont les plus critiques puisqu'il pourrait n'y avoir que très peu de déformations avant la rupture (Jefferies et Been, 2016; Robertson, 2018).

Ce type de cheminement a été étudié par Chu et al. (2015) pour des sables soumis à des essais de cisaillement constant drainé (*Constant shear-drained* ou CSD) où la contrainte effective moyenne (p') diminue sans que la contrainte de cisaillement (q) augmente. Les résultats montrent que les sables peuvent devenir instables lors de ce type de chargement lorsqu'ils atteignent la ligne d'instabilité.

Les travaux de Grimard (2018) ont également étudié l'effet d'une réduction de la contrainte de confinement afin de simuler la perte de confinement des résidus miniers à l'aide d'essais triaxiaux sur des résidus miniers de roches dures. La Figure 2.8 présente le cheminement de contraintes des

essais effectués jusqu'à la ligne d'état critique. Grimard (2018) rapporte que, même si les échantillons étaient consolidés dans un état initialement dense, une perte de résistance et la liquéfaction des résidus sont survenues une fois l'état critique atteinte.

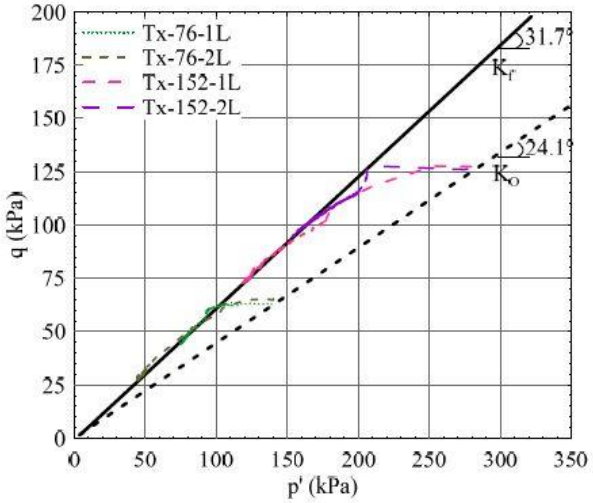


Figure 2.8 Cheminement de contraintes pour des essais triaxiaux non drainés avec perte de confinement (tiré de Grimard, 2018).

2.3.5 Comportement non drainé des résidus miniers

Le comportement des résidus miniers pulvérulents soumis à une charge monotonique en conditions non drainées a été étudié par différents auteurs (p.ex. Davies et al., 2002; Sadrekarimi, 2014; Jefferies et Been, 2016; Macedo et Vergaray, 2021). Les comportements présentés sont similaires à ceux que l'on retrouve dans les sols granulaires naturels (p. ex. Mitchell et Soga, 2005). Le comportement associé à la liquéfaction et à de grandes déformations est le ramollissement (*strain softening* ou *strain weakening*) où la tendance à se contracter des résidus miniers se traduit par une augmentation des pressions d'eau (Figure 2.10-B) et à l'atteinte d'une résistance résiduelle à la suite de l'atteinte d'un pic de résistance jusqu'à l'état critique (Figure 2.10-A et Figure 2.10-C). Ce comportement est associé à des résidus pulvérulents initialement très lâches. Macedo et Vergaray (2021) rapportent également un comportement de ramollissement ou liquéfaction partielle où la contrainte de cisaillement (q) ne diminue pas autant après le pic de résistance. Cette liquéfaction partielle est associée à des résidus pulvérulents initialement lâches, mais moins que ceux démontrant un comportement de ramollissement et de liquéfaction « totale ».

La liquéfaction limitée ou l'état quasi-stationnaire (*Quasi-Steady State* ou QSS, p. ex. Ishihara, 1993; Verdugo et Ishihara, 1996) est caractérisé par une contraction initiale du sol suivi par de la dilatation causant des déformations limitées. Ce comportement est également référé comme étant de la liquéfaction limitée et se produit pour des résidus granulaires initialement moyennement denses à denses. La Figure 2.9 présente le résultat d'essais en compression triaxiale non drainée sur des résidus miniers de roches dures montrant de la liquéfaction limitée tiré des travaux de Grimard (2018). Notons que les travaux de Contreras (2013) ont démontré des résultats avec un comportement similaire pour des résidus provenant de la même mine. On observe un comportement initialement contractant par la génération de pression d'eau positive jusqu'à la phase de transformation (PT) suivi d'un comportement dilatant marqué par la génération d'eau négative (Figure 2.9-B). Ce comportement dilatant persiste jusqu'à l'état critique où les résidus continuent par la suite à se déformer à une contrainte déviatorique (σ_D) quasi-constante (Figure 2.9-A). La Figure 2.9-C représente ce comportement dans le cheminement de contraintes jusqu'à l'état critique dans le repère q-p' où q est la contrainte de cisaillement et p' la contrainte effective moyenne. Ce même comportement est également illustré à la Figure 2.10. Pour un essai triaxial, p' correspond à la moyenne entre les contraintes effectives principales majeure (σ'_1) et mineure (σ'_3). La contrainte déviatorique (σ_D) est reliée à la contrainte de cisaillement par l'équation 2.2 où σ_1 et σ_3 sont respectivement les contraintes principales majeure et mineure :

$$q = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} = \frac{\sigma_D}{2} \tag{2.2}$$

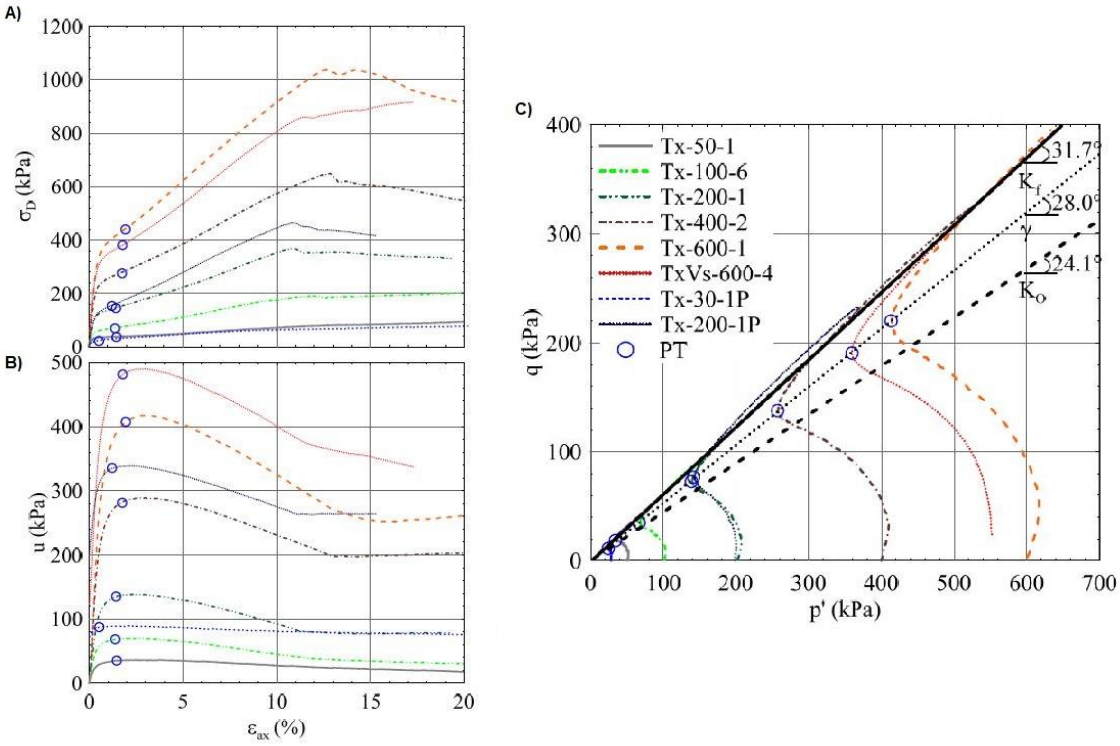


Figure 2.9 Résultats d'essais en compression triaxiale non drainée sur des résidus miniers de roche dures : A) Contrainte déviatorique (σ_D) vs. Déformation axiale (ε_{ax}) ; B) Pression interstitielle (u) vs. Déformation axiale (ε_{ax}) ; C) Cheminement de contraintes p'-q (tiré de Grimard, 2018).

Le comportement d'écrouissage (*strain hardening*) est associé aux résidus pulvérulents denses. Pour ce type de comportement, on observe une augmentation rapide de la contrainte de cisaillement à faible de déformation axiale (Figure 2.10-A). Les résidus sont initialement légèrement contractant ce qui engendre des pressions d'eau positive et deviennent dilatant marqué par la génération de pression interstitielle négative (Figure 2.10-B). Un gain de résistance est associé au comportement d'écrouissage.

La Figure 2.10 illustre les différents comportements énoncés précédemment à partir de résultats d'essais effectuées sur des résidus provenant de minerai de cuivre d'après les travaux de Macedo et Vergaray (2021).

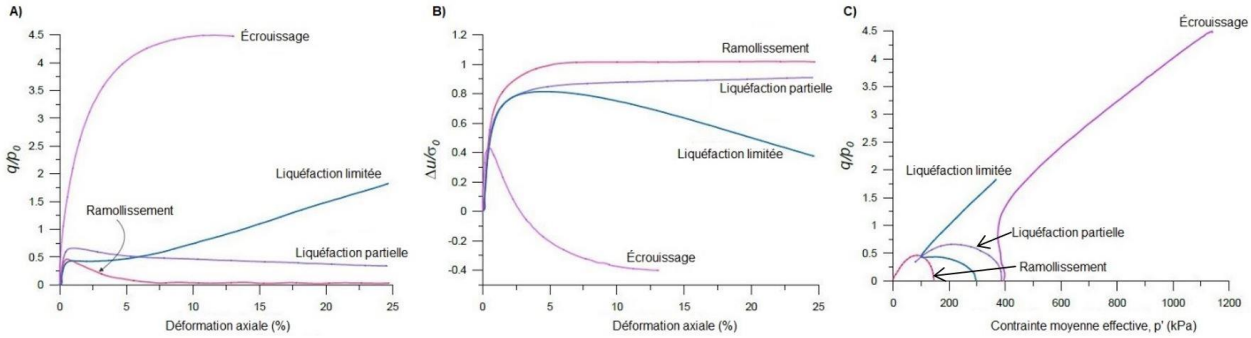


Figure 2.10 Comportements des résidus miniers sous chargement monotonique non drainé selon les: A) Courbes contraintes – déformation ; B) Variation de la pression interstitielle – déformation ; C) Cheminement de contraintes (adapté de Macedo et Vergaray, 2021).

Tel que mentionné précédemment, le phénomène de liquéfaction est associé à une perte de résistance. La perte de résistance peut être caractérisée par l'indice de fragilité de Bishop (1967) qui est la différence entre la résistance au cisaillement non drainée maximale (S_u) et la résistance au cisaillement résiduelle (S_r ou Su_r) divisée par S_u (équation 2.3). Notons que S_u peut être mesurée à partir d'essais in-situ (p.ex. CPT ou essais au scissomètre) ou en laboratoire par des essais triaxiaux non drainés tandis que S_r peut également être estimée par CPT (p.ex. Robertson, 2010; Jefferies et Been, 2016) ou mesurée par essais triaxiaux non drainés. Plus l'indice de fragilité se rapproche d'une valeur de 1, indiquant une perte de résistance totale, plus la perte de résistance est grande. Robertson (2017) rapporte des valeurs d'indice de fragilité supérieures à 0,4 pour la plupart des cas historiques de liquéfaction. L'étude de Macedo et Vergaray (2021) montre des cas de liquéfaction lors d'essais triaxiaux sur des résidus miniers pour des indices de fragilité supérieurs à 0,6 et de la liquéfaction partielle pour des valeurs supérieures à 0,25.

$$I_B = \frac{S_u - S_r}{S_u} \tag{2.3}$$

On note également que la résistance au cisaillement non drainée maximale est parfois référée comme étant la résistance au cisaillement provoquant le déclenchement de liquéfaction ou S_u(yield) (p. ex. Olson et Stark, 2002, 2003; Sadrekarimi, 2020; Sadrekarimi et Riveros, 2020; Riveros et Sadrekarimi, 2021) ou Su_y (p.ex. Macedo et Vergaray, 2021) tandis que la résistance du sol liquéfié S_u(liq) (p. ex. Olson et Stark, 2002, 2003; Robertson, 2017; Sadrekarimi, 2020; Riveros et

Sadrekarimi, 2021) est également utilisée pour la résistance au cisaillement résiduelle dans le cas de la liquéfaction.

Pour les sols contractants, il est courant d'utiliser le ratio de résistance au cisaillement non drainé qui est le quotient entre la résistance au cisaillement non drainée (S_u) et la contrainte effective verticale (σ'_v). Pour des essais en laboratoire, il est courant de normaliser S_u par la contrainte de consolidation effective verticale (σ'_{vc}) ou encore la contrainte effective verticale initiale (σ'_0) au début de l'essai qui sont à toute fin pratique des nomenclatures équivalentes.

Olson et Stark (2003) ont estimé à partir de cinq cas historiques, ne se limitant pas qu'à des résidus miniers, que le ratio de résistance au cisaillement non drainé maximal déclenchant la liquéfaction statique se situerait entre 0,24 et 0,30. Robertson (2017) rapporte également que pour la plupart des cas historiques de liquéfaction, la résistance résiduelle calculée par rétro-analyse avait un rapport S_r/σ'_v entre 0,05 et 0,15.

Macedo et Vergaray (2021) ont procédé à une compilation de résultats d'essais géotechniques (p.ex. granulométrie, essais triaxiaux, essais de consolidation, essais avec des éléments piézoélectriques ou *Bender elements*) selon diverses études réalisées sur des résidus miniers qui incluaient notamment les résidus miniers de Merriespruit (Fourie et al., 2001), de Fundão (Morgenstern et al., 2016), de Cadia (Jefferies et al., 2019) et de Feijão (Robertson et al., 2019) tous des cas qui sont présentés sommairement à la section 2.4. Macedo et Vergaray (2021) rapportent, à partir des données compilées et de leur propos essais triaxiaux sur des résidus miniers, des valeurs de Su_y/σ'_0 aux alentours de 0,17 et 0,50 et des valeurs Su_r/σ'_0 se situant environ entre 0 et 0,40. Ils ont noté une tendance pour ces deux ratios de diminuer plus le paramètre d'état initial (ψ_0) de l'échantillon était élevé (c.-à-d. initialement plus lâche) concordant avec les observations de Sadrekarimi (2014) et de Jefferies et Been (2016) sur des essais en laboratoire effectués sur différents sables comme présentés à la Figure 2.11.

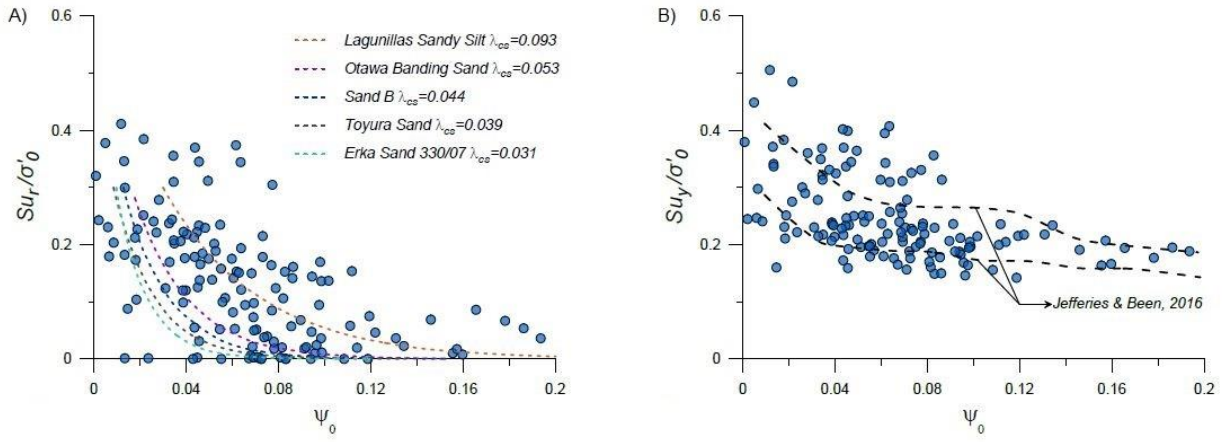


Figure 2.11 Variation en fonction du paramètre d'état initial ψ_0 de : A) Su_r/σ'_c ; B) Su_y/σ'_c, pour des essais réalisés sur des résidus miniers (tiré de Macedo et Vergaray, 2021).

Riveros et Sadrekarimi (2021) ont mesuré par essais en cisaillement simple direct (*direct simple shearing* ou DSS), pour des échantillons préparés par les méthodes de compactage humide (*moist tamping*) et de déposition hydraulique en pulpe (*slurry deposition*), des valeurs de $S_u(liq)/\sigma'_{vc}$ entre 0,05 et 0,16 qui diminuent plus le paramètre d'état initial augmente pour des résidus miniers sableux et silteux provenant d'une mine d'or canadienne comme présenté à la Figure 2.12. Riveros et Sadrekarimi (2021) comparent également leur résultat aux travaux de Al-Tarhouni et al. (2011) effectuées sur des résidus miniers d'or et aux travaux de Reid et al. (2018) effectués sur des résidus miniers de fer.

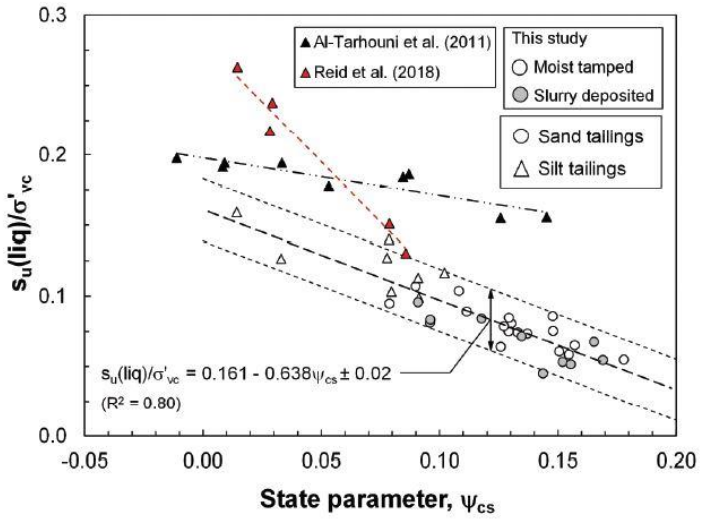
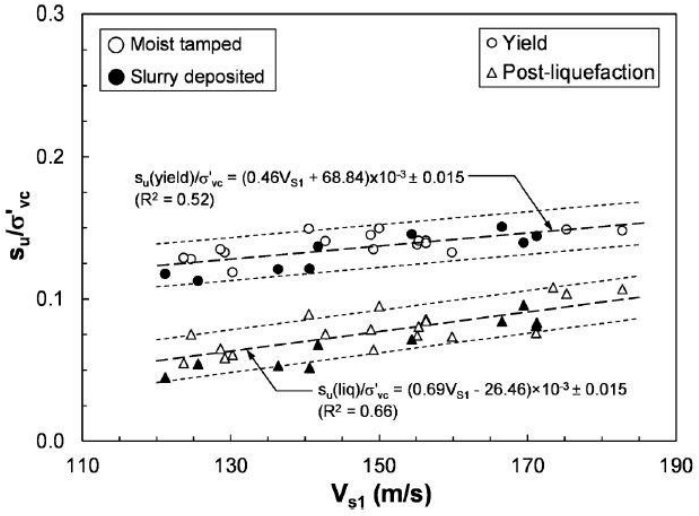


Figure 2.12 Variation de $S_u(liq)/\sigma'_{vc}$ en fonction du paramètre d'état initial pour des résidus miniers d'or (tiré de Riveros et Sadrekarimi, 2021).

Riveros et Sadrekarimi (2021) présentent des corrélations afin d'estimer $S_u(liq)/\sigma'_{vc}$ et S_u/σ'_v en fonction des valeurs de vitesse des ondes de cisaillement normalisée (V_{s1}) mesurés pour les résidus miniers sableux comme présenté à la Figure 2.13.



3

Figure 2.13 Variation de $S_u(liq)/\sigma'_{vc}$ et $S_u(yield)/\sigma'_{vc}$ en fonction du V_{s1} pour des résidus miniers sableux provenant de minerai d'or (tiré de Riveros et Sadrekarimi, 2021).

2.4 Rupture des parcs à résidus miniers

Cette section présente et décrit brièvement certains cas les plus récents de rupture et de liquéfaction statique de parcs à résidus miniers en mettant l'accent sur les mécanismes ayant provoqué la rupture.

2.4.1 Parc à résidus résidus de Merriespruit (1994)

La rupture du parc à résidus de Merriespruit en Afrique du Sud est survenue le 22 février 1994 libérant plus de 0,6 Mm^3 de résidus miniers issus de l'exploitation de minerai d'or et tuant 17 personnes. Un schéma du mode de rupture de la digue construite selon la méthode en amont est présenté à la Figure 2.14. Le débordement en crête à la suite fortes pluies aurait causer l'érosion de la face aval de la digue (1). Il y aurait ensuite eu un effet domino où les ruptures locales de pente se seraient enchaînées (2). Les résidus miniers se seraient ensuite liquéfiés en raison de la perte de confinement latérale (3). (Fourie et al., 2001; Fourie et Papageorgiou, 2001)

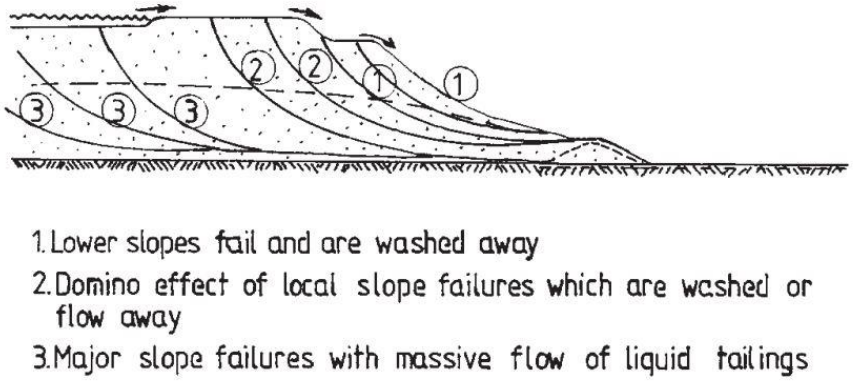


Figure 2.14 Schéma du mode de rupture du parc à résidus minier de Merriespruit (tiré de Fourie et al., 2001).

Fourie et al. (2001) et Fourie et Papageorgiou (2001) ont déterminé que les résidus miniers en place avant la rupture étaient potentiellement liquéfiables en évaluant, à partir d'essais de compression triaxiale non drainé, la ligne d'état critique pour différents échantillons de résidus contenant des pourcentages de particules fines différentes et en évaluant l'indice des vides in-situ à partir d'échantillons récoltés par tubes Shelby et par blocs à proximité de la zone de rupture. Les essais ont démontré que pour une majorité d'échantillons analysés, le paramètre d'état était supérieur à

0,1 signifiant qu'ils auraient un comportement contractant lorsque cisaillés en conditions non drainées.

2.4.2 Parc à résidus résidus de Mount Polley (2014)

La rupture du parc à résidus de Mount Polley au Canada est survenue le 4 août 2014. Cet incident a libéré dans l'environnement environ 8 Mm^3 de résidus miniers et 17 Mm^3 d'eau (Government of British Columbia, 2021). Le parc à résidus de Mount Polley a été construit en partie sur du till et des sédiments glacio-lacustres argileux. Morgenstern et al., (2015) ont déterminé que la rupture de la digue serait principalement due à la rupture de la couche de sédiment glacio-lacustres. Ce matériau aurait eu un comportement de ramollissement et aurait subi une perte de résistance avec l'accumulation de la charge due construction de la digue. Morgenstern et al., (2015) rapporte que la cause de la rupture est dans la conception même du parc à résidus qui n'a pas pris en compte adéquatement le sol de fondation en place. Pour ce cas, la liquéfaction statique des résidus serait une conséquence de la rupture de la digue à la suite du déconfinement de ceux-ci.

2.4.3 Parc à résidus miniers de Fundão (2015)

La rupture de la butée de gauche du Barrage de Fundão au Brésil est survenue le 5 novembre 2015 causant le déversement d'environ 32 Mm^3 de résidus miniers en dehors du parc. En plus d'être un désastre sur le plan environnemental, cet évènement a également coûté la vie à 19 personnes. La rupture du Barrage de Fundão a fait l'objet d'une multitude d'études (p. ex. Morgenstern et al., 2016; Reid, 2019; Riveros et Sadrekarimi, 2019; Moghaddam et al., 2020). Les résidus miniers de fer étaient produits sous la forme de deux granulométries différentes. Les résidus sableux, non plastiques et potentiellement liquéfiables, avaient entre 40 et 45% de particules fines (< 75 μm), mais contenaient moins de 2% de particules de taille argileuse (< 2 μm). Les résidus fins silteux, peu à moyennement plastique avec des indices de plasticité entre 7 et 11%, étaient caractérisés par un pourcentage de particules fines entre 98 et 100% (< 75 μm) ainsi qu'entre 20 à 25% de particules ayant une taille inférieure à 2 μm. Les résidus sableux avaient des valeurs de densité relative plus élevées et une conductivité hydraulique plus élevée d'environ deux ordres de grandeur en comparaison aux résidus fins silteux. Le Tableau 2.2 présente les propriétés mentionnées pour ces deux types de résidus.

Tableau 2.2 Propriétés des résidus sableux et des résidus fins silteux du parc à résidus de Fundão (tiré de Grimard, 2018 selon Morgenstern et al., 2016).

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

Morgenstern et al. (2016) ont identifié l'extrusion latérale de la couche de résidus fins sous-jacents aux résidus sableux et à la digue comme étant le mécanisme de déclenchement de la rupture. Cette extrusion latérale se serait développée tout au long de la construction du barrage et aurait engendré une perte de confinement des résidus sableux et saturés menant ultimement à liquéfaction de ceux-ci et à la rupture globale de l'ouvrage. Davantage de détails sont présentés plus loin dans ce mémoire puisque la géométrie du Barrage de Fundão a été utilisée pour une portion de ce projet de recherche.

2.4.4 Parc à résidus miniers de Cadia (2018)

La rupture d'une portion du parc à résidus miniers de Cadia situé en Australie s'est produite le 9 mars 2018. Il a été estimé qu'un volume de plus de 1,3 Mm^3 de résidus miniers se soit déplacé lors de la rupture initiale et à la suite d'un deuxième évènement de liquéfaction survenu le 14 mars 2018. Aucune perte humaine n'a été engendrée par ces incidents grâce à l'observation le matin même de fissures sur la face de la digue ayant cédée menant à l'évacuation préventive (Jefferies et al., 2019). De plus, cet évènement n'a pas causé de désastre environnemental puisque les résidus miniers ont été récupérés par le bassin sud situé en aval (Canadian Mining Journal, 2018; Gray, 2019). Selon le rapport d'expert de Jefferies et al. (2019) visant à étudier les causes de la rupture,

deux facteurs principaux auraient contribué à la liquéfaction des résidus miniers et à la rupture. Le premier serait une accélération des déformations au niveau de la couche de fondation due à la perte de résistance de celle-ci. Le deuxième facteur serait l'accumulation des déplacements latéraux engendrés par la construction. Les résidus miniers liquéfiés auraient eu comme effet d'augmenter la charge sur la digue menant ultimement à la rupture.

Jefferies et al. (2019) comparent ce cas à la rupture du barrage de résidus miniers de Aznalcóllar en 1998 en Espagne (Eriksson et Adamek, 2000) où une perte de résistance dans la couche de fondation aurait engendré un mouvement du barrage vers l'extérieur du parc à résidus miniers. Cette réduction de support latéral des résidus miniers aurait mené à leur liquéfaction ajoutant une pression additionnelle sur le barrage. Le résultat de ce mécanisme de chargement fut une rupture presque instantanée.

2.4.5 Parc à résidus miniers de Feijão (2019)

La rupture du Barrage 1 du site minier de Córrego do Feijão au Brésil est survenue le 25 janvier 2019. C'est environ 9,7 Mm^3 de résidus miniers qui ont été déversés à la suite de la rupture. Il est estimé qu'au moins 259 personnes ont perdu la vie (Nogueira et Plumb, 2020). Plusieurs facteurs ont contribué à rendre l'ouvrage précaire. Tout d'abord, les résidus miniers étaient de nature très fragiles (c.-à-d. grand potentiel de perte de résistance) favorisant la liquéfaction. De plus, les pentes abruptes du barrage, les problèmes de drainage menant à un haut niveau d'eau et la présence de résidus miniers fins de faible résistance sous une portion de la digue sont des éléments ayant contribué la rupture. En ce qui a trait au mécanisme de déclenchement de la rupture, Robertson et al. (2019) ont conclu qu'il s'agirait d'une combinaison entre les déformations en continu dans le barrage résultant de la consolidation et de fortes précipitations ayant causé la perte de résistance dans la zone non saturée due à une perte de succion.

Arroyo et Gens (2021) ont pour leur part déterminé que la liquéfaction a plutôt été déclenchée localement par la surpression d'eau engendrée lors de la réalisation d'un forage. Les simulations numériques 2D et 3D montrent que l'imposition d'une zone liquéfiée dans l'emprise du forage finit par se propager et mène ultimement à la liquéfaction et à la rupture globale de l'ouvrage. Notons que Arroyo et Gens (2021) ont utilisé le logiciel d'éléments finis Plaxis 2D/3D jumelé à une version

modifiée du modèle constitutif *Clay and Sand Model* ou CASM (Yu, 1998, 2006) prenant en compte le comportement viscoplastique pour simuler le comportement des résidus miniers.

2.5 Méthodes d'analyse

Il existe plusieurs méthodes d'analyses afin d'évaluer la stabilité des parcs à résidus miniers. Des plus populaires, on retrouve les analyses par méthodes d'équilibre limite ainsi que les analyses de contrainte-déformation. Les sections suivantes présentent sommairement ces deux types d'analyse.

2.5.1 Analyse par méthodes d'équilibre limite

Les analyses par méthodes d'équilibre limite sont couramment utilisées dans la pratique afin d'évaluer la stabilité statique et pseudo-statique puisqu'elles ne requièrent que peu de données d'entrée et sont relativement faciles à effectuer. De celles les plus couramment utilisés, on retrouve la méthode Ordinaire, également nommée celle de Fellenius (Fellenius, 1936), celle de Bishop simplifiée (Bishop, 1955), de Janbu simplifiée (Janbu, 1954), de Spencer (Spencer, 1967), de Morgenstern-Price (Morgenstern et Price, 1965) et celle de Sarma (Sarma, 1973). Elles découlent toutes de la méthode des tranches, consistant à diviser la surface de rupture en tranches verticales et à calculer les forces agissantes sur celles-ci afin de déterminer un facteur de sécurité. Les points forts, les limitations et l'application de ces méthode ont été décrites dans plusieurs ouvrages spécialisés sur la stabilité de pente (p.ex. Abramson et al., 2001; Krahn, 2003; Chowdhury et al., 2009; Duncan et al., 2014). La méthode par éléments finis (MEF) peut également être combinée aux méthodes d'équilibre limite en calculant en amont la distribution des contraintes et des pressions d'eau dans le modèle pour ensuite déterminer la surface de rupture critique et le facteur de sécurité par méthodes d'équilibre limite (p.ex. Maknoon, 2016; Jahanbakhshzadeh et Aubertin, 2020; Maknoon et Aubertin, 2021).

L'application des méthodes d'équilibre limite reste toutefois restreinte pour l'étude de la liquéfaction statique. Une limitation est qu'elles assument un comportement parfaitement plastique du sol (c.-à-d. sans perte de résistance) et que la même résistance est attribuée tout le long de la surface de rupture. Les ruptures progressives suite à une perte de résistance au cisaillement ne sont donc pas applicables (Duncan, 1996). En conditions drainées, les sables lâches ont un comportement parfaitement plastique. Cependant, lorsque les conditions sont non drainées, une

perte de résistance est à prévoir (Pyke, 2019). Pour compenser à ce problème, il est courant d'utiliser la résistance résiduelle au lieu de la résistance maximale du sol. Toutefois, cette méthode comporte également des limitations puisque l'application d'une résistance du sol liquéfié à l'ensemble de la surface de rupture peut être trop conservatrice et non réaliste (Riveros et Sadrekarimi, 2019).

Afin d'étudier la rupture progressive avec ces méthodes, il nécessaire d'utiliser une méthode itérative qui modifie la résistance non drainée pour celle résiduelle le long de la surface de rupture ayant un facteur de sécurité locale inférieur à 1 (Pyke, 2019). Riveros et Sadrekarimi (2019) ont notamment présenté une méthode modifiée d'analyses d'équilibre limite permettant de prendre en compte l'anisotropie, le mode de cisaillement le long de la surface de rupture et la rupture progressive.

2.5.2 Analyse de contraintes-déformations

Les analyses contraintes-déformations sont principalement effectuées à l'aide de logiciel utilisant les méthodes d'éléments finis comme RS2 (Rocscience Inc., 2021a), SIGMA/W (GEOSLOPE International Ltd, 2021) et Plaxis (Plaxis, 2021) ou de différences finies comme FLAC (Itasca, 2019). Ces méthodes permettent entre autres d'analyser divers phénomènes physiques qu'il n'est pas possible de capturer par les méthodes d'équilibre limite comme la génération de pressions d'eau, la redistribution des contraintes et le processus de consolidation. Une composante essentielle à l'utilisation de ce type d'analyse est le choix de la loi de comportement des matériaux. Cette loi de comportement sert à décrire la relation mathématique entre les contraintes et la déformation d'un matériau (Zardari et al., 2011). Il faut toutefois noter que la calibration du modèle numérique (p. ex. loi de comportement, conditions frontières, maillage) rend ces analyses plus complexes et peut prendre plus de temps à effectuer que les analyses d'équilibre limite traditionnelles.

Puisque la liquéfaction est associée à un comportement non linéaire complexe avec perte de résistance, l'utilisation de modèle courant comme celui élastique-plastique de Mohr-Coulomb ne peut pas être utilisé pour étudier adéquatement ce phénomène. Zardari et al. (2011) ont procédé à une revue des différentes lois de comportement permettant de répliquer la liquéfaction des sables soit le UBCSAND Model (Puebla, 1999), le Hypoplastic Model (von Wolffersdorff, 1996) jumelé

avec l'extension de contrainte intergranulaire de Niemunis et Herle (1997), le *Clay and Sand Model* ou CASM (Yu, 1998, 2006) et NorSand (Jefferies, 1993; Jefferies et Been, 2016).

2.6 NorSand

Pour ce projet de recherche, le modèle NorSand (Jefferies, 1993; Jefferies et Been, 2016) a été choisi en raison de ses bonnes performances à simuler le comportement de sable lâche et dense lors d'essais triaxiaux et plus particulièrement la liquéfaction statique de résidus miniers comme montré dans plusieurs études récentes (p.ex. Morgenstern et al., 2016; Jefferies et al., 2019; Robertson et al., 2019; Moghaddam et al., 2020; Macedo et Vergaray, 2021; Shuttle et al., 2021). Au début de ce projet de recherche, la disponibilité de NorSand dans le logiciel d'éléments finis RS2, qui a été le premier logiciel commercial d'analyse géotechnique par éléments finis à implémenter NorSand en 2019 comme modèle intégré (*built-in*) (Rocscience Inc., 2019), rendait l'utilisation de cette loi de comportement attrayante. Notons qu'en 2021, NorSand a été implémenté dans les logiciels commerciaux d'éléments finis SIGMA/W et Plaxis (Seequent Limited, 2021; van der Sloot, 2021). NorSand a également été implémenté en 2019 dans le logiciel de différences finies FLAC (Itasca, 2019).

Le modèle a subi quelques modifications depuis sa première formulation afin d'améliorer la précision du modèle. Comme rapporté par Shuttle et al. (2021), Jefferies et Shuttle (2002) ont étendu la dérivation triaxiale de NorSand pour des conditions générales d'états de contraintes tridimensionnels tandis que Jefferies et Shuttle (2011) ont proposé une formulation afin que le ratio d'état critique (M) dépende du paramètre d'état.

Castonguay (2020) rapporte que la formulation de NorSand est un modèle isotrope (i.e ne prenant pas en compte la direction et le type de chargement pour prédire le comportement) et ne peut pas produire de déformations plastiques en déchargement ce qui a un impact potentiellement négatif sur les performances du modèle à reproduire le comportement du sable lors de cisaillement simple statique et cyclique. Castonguay (2020) a proposé une formulation améliorée de NorSand, soit le modèle NorSand-aUL, visant à améliorer la modélisation du comportement de sables soumis à des sollicitations cycliques. La formulation suggérée intègre la théorie de l'état critique anisotrope ainsi qu'une mécanique de génération de la plasticité lors du déchargement par l'ajout d'une nouvelle

surface de plasticité (*yield surface*) et des règles d'écrouissage (*hardening rule*) et d'écoulement (*flow rule*) s'y rattachant. Une amélioration du modèle à prédire le comportement du sable lors de cisaillement simple statique a également été observée.

2.6.1 Concepts de base

Le modèle NorSand s'inscrit dans le cadre de la mécanique des sols à l'état critique (Section 2.3.1) et intègre l'état initial du sol à l'aide du paramètre d'état (Section 2.3.3) afin de prédire le comportement du sol. Cette loi de comportement est appropriée pour tout type de sol où les forces de contact et de glissement entre les particules régissent le comportement (c.-à-d. sols granulaires et silts) en plus d'être capable d'étudier le comportement du sol en conditions drainées et non drainées ainsi qu'en contraintes cycliques et monotoniques (Shuttle et Jefferies, 2010).

NorSand comporte des similarités avec le modèle Cam Clay (Schofield et Wroth, 1968). Shuttle et al. (2021) rapportent deux différences majeures entre NorSand et le modèle Cam Clay. La première est que la surface de plasticité progresse vers la ligne d'état critique avec distorsions (*distortional strain*) sans toutefois l'intersecter. La deuxième est que la dilatance est capturée indépendamment de l'indice des vides du sol en restreignant l'écrouissage de la surface de plasticité. NorSand a également comme caractéristique distincte du modèle Cam Clay, une formulation permettant l'existence d'une infinité de lignes dites normalement consolidé (*Normally Consolidated Lines* ou NCL). L'ajout de cette idée à la formulation de NorSand est basé sur le fait que pour les sables, la consolidation dépend de l'indice des vides initial de consolidation ainsi que l'énergie du système lors de la consolidation ce qui peut donner différentes NCL (Jefferies et Been, 2016; Castonguay, 2020).

Quatre éléments principaux composent généralement une loi de comportement soit sa surface de plasticité, sa règle d'écrouissage, sa règle d'écoulement et sa relation d'élasticité avec les pressions (Castonguay, 2020; Plaxis, 2021). Les sections suivantes présentent une brève description des caractéristiques principales du modèle NorSand et de sa formulation. Une présentation exhaustive de la formulation de NorSand est présentée dans Jefferies et Been (2016).

Contrainte-Dilatance et règle d'écoulement plastique

La relation contrainte-dilatance sert entre autres à définir l'incrément de déformation volumétrique plastique associé à un incrément de déformation déviatorique plastique (Castonguay, 2020). Rappelons que la dilatance (D) est le quotient entre la variation de déformation volumétrique ($d\varepsilon_v$) et la variation de déformation déviatorique ($d\varepsilon_q$) et qu'une valeur positive indique que le sol se contracte (c.-à-d. perd du volume) tandis qu'une valeur négative indique que le sol se dilate (c.-à-d. prend du volume). Cette relation est décrite dans NorSand par l'équation 2.4 où M_i est le ratio d'état critique à la condition image et η est le ratio des contraintes soit le quotient entre la contrainte déviatorique et la contrainte effective moyenne. La condition image, désignée par l'indice « *i* », correspond à un état de contrainte situé sur la surface limite lorsque le comportement passe de contractant à dilatant (c.-à-d. dilatance nulle). L'exposant « *p* » est ajouté afin d'indiquer qu'il s'agit de la composante plastique du taux de déformation.

$$D^P = M_i - \eta \tag{2.4}$$

L'équation 2.4 représente également la règle d'écoulement plastique de NorSand qui lie les déformations plastiques au potentiel plastique. Le ratio d'état critique à la condition image (M_i) est calculé à partir de l'équation 2.5 et est fonction d'une constante de proportionnalité (χ_i, équation 2.6), au paramètre d'état (ψ_i), tous deux projetées à la condition image, du ratio d'état critique en compression triaxial (M_{tc}), du coefficient de couplage volumétrique (N), tel que défini par Nova (1982) et présenté plus loin, et du ratio d'état critique dépendant (M, équation 2.7) qui dépend lui-même de l'angle Lode θ.

$$M_i = \mathrm{M}\left(1 - \frac{\chi_\mathrm{i}\mathrm{N}|\psi_\mathrm{i}|}{\mathrm{M_{tc}}}\right) \tag{2.5}$$

$$\chi_\mathrm{i} = \frac{\chi_\mathrm{tc}}{1 - \chi_\mathrm{tc}\dfrac{\lambda}{M_{tc}}} \tag{2.6}$$

$$\mathrm{M} = M_{tc} - \frac{{M_{tc}}^2}{3 + M_{tc}}\cos\left(\frac{3}{2}\theta + \frac{\pi}{4}\right) \tag{2.7}$$

Les paramètre χ_{tc} et λ modulant χ_i sont respectivement le coefficient de dilatance maximale en compression triaxiale et la pente de la ligne d'état critique (dans le repère e-ln p'). Les paramètres M_{tc}, N et χ_{tc} sont des paramètres d'entrées du modèle NorSand et sont présentés subséquemment.

Surface de plasticité

La surface de plasticité dicte si le sol se déforme de manière élastique ou élasto-plastique en fonction de l'état des contraintes. Lorsque l'état de contraintes se trouve à l'intérieur de la surface de plasticité, le comportement est élastique tandis que le comportement est élasto-plastique lorsque l'état se situe sur la surface. Aucun état de contraintes ne peut se situer en dehors de la surface de plasticité. Dans NorSand, la surface de plasticité est définie par l'équation 2.8 où p' et p_i correspondent respectivement à la contrainte effective moyenne et la contrainte effective moyenne projetée à la condition image.

$$\frac{\eta}{M_i} = 1 - \ln\left(\frac{p'}{p_i}\right) \tag{2.8}$$

NorSand utilise un cap interne qui est directement influencé par la dilatance plastique maximale (équation 2.9) afin contrôler la contraction et la dilatation lors du cisaillement. D^P_{min} correspond à la plus faible valeur de dilatance plastique que NorSand permet. Le ratio de contraintes limite (η_L, équation 2.10) est obtenue en remplaçant D^P par D^P_{min} dans l'équation 2.4. La Figure 2.15 illustre la relation entre la surface de plasticité de NorSand, ratio des contraintes limite et de la condition image.

$$D^P_{min} = \chi_i \psi_i \tag{2.9}$$

$$\eta_L = M_i - D^P_{min} \tag{2.10}$$

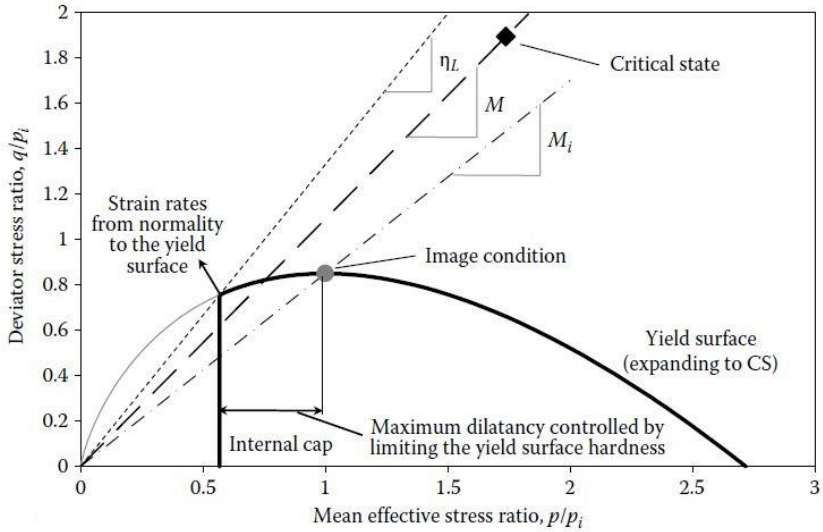


Figure 2.15 Illustration de la surface de plasticité de NorSand, ratio des contraintes limite et de la condition image (tiré de Jefferies et Been, 2016).

<u>Règle d'écrouissage</u>

Tel que mentionné précédemment, un état de contraintes à l'intérieur de la surface de plasticité indique un comportement élastique tandis qu'un état situé sur la surface de plasticité indique un comportement élasto-plastique. L'état de contraintes ne peut toutefois pas se trouver en dehors de la surface de plasticité d'où la fonction de la règle d'écrouissage qui régit comment la surface de plasticité se déforme pour un tel cas. La règle d'écrouissage dans NorSand est définie par l'équation 2.11 où $d\varepsilon_q{}^p$ est l'incrément des déformations déviatoriques plastique et H est le module d'écrouissage plastique soit un autre paramètre d'entrée de NorSand abordé plus loin.

$$\frac{dp_i}{p_i} = H\left(\frac{p'}{p_i}\right)^2\left[\exp\left(-\frac{\chi_i\psi_i}{M_{itc}}\right) - \frac{p_i}{p'}\right] d\varepsilon_q{}^p \tag{2.11}$$

L'écrouissage maximal permis est calculé selon l'équation 2.12, où M_{itc} est le ratio d'état critique en compression triaxial à la condition image et est directement lié à dilatance plastique maximale (équation 2.9).

$$\left.\frac{p_i}{p'}\right|_{max} = \exp\left(-\frac{\chi_i\psi_i}{M_{itc}}\right) \tag{2.12}$$

Règle d'élasticité

NorSand dans sa formulation originale utilise la théorie de l'élasticité isotrope où les incréments de déformation élastique volumétrique et déviatorique gouvernent le comportement élastique. Le modèle utilise comme données d'entrée le paramètre de rigidité au cisaillement normalisé (*dimensionless shear rigidity* ou I_r) défini par l'équation 2.13, où G_{max} est le module de cisaillement maximal, et le Coefficient de Poisson (v) afin d'estimer le module de compressibilité volumétrique (K) à partir du module de cisaillement G (équation 2.14).

$$I_r = \frac{G_{max}}{p'} \tag{2.13}$$

$$K = G\frac{2(1+v)}{3(1-2v)} \tag{2.14}$$

Ramollissement supplémentaire

Pour les simulations d'essais non drainés sur des sols lâches, le modèle NorSand permet d'activer un paramètre, nommé *cap softening*, afin de générer du ramollissement supplémentaire au besoin. L'utilisation de ce paramètre facultatif ne s'applique que pour les sols lâches où la surface de plasticité se contracte et non pour le cas d'un sol dense se dilatant vers son état critique (Jefferies et Been, 2016).

2.6.2 Paramètres et calibration de NorSand

Le modèle NorSand nécessite la calibration de 8 paramètres pouvant être déterminés à partir d'essais géotechniques standards. Les sections suivantes résument brièvement les paramètres nécessaires les méthodes pour les obtenir. La calibration des paramètres de NorSand est présentée plus exhaustivement dans divers ouvrages (p.ex. Shuttle et Jefferies, 2010; Jefferies et Been, 2016; Castonguay, 2021).

Paramètres décrivant la ligne d'état critique (Γ et λ_e)

Deux paramètres servent à positionner la ligne d'état critique dans le modèle NorSand soit Γ, qui correspond à l'indice des vides à p'=1 kPa, et λ_e la pente de la ligne d'état critique dans le repère

e – ln p'. Ces deux paramètres décrivent la ligne d'état critique et sont reliés à l'indice des vides critiques (e_c) par l'équation 2.15.

Pour les cas où la ligne d'état critique est courbée (p. ex. Figure 2.5), il est possible d'implémenter une formule ayant la forme de l'équation 2.16 où C_a, C_b et C_c sont des coefficients, sans unité, et p_{ref} est une pression de normalisation et généralement posée à un atmosphère en kPa. Rappelons que la ligne d'état critique est normalement mesurée à l'aide d'essais triaxiaux consolidés et cisaillés en conditions drainées et non drainées et que des exemples pour des résidus miniers sont présentés à la Figure 2.5 (section 2.3.1).

$$e_c = \Gamma - \lambda_e * \ln(\mathrm{p}') \tag{2.15}$$

$$e_c = \mathrm{C}_a - \mathrm{C}_b * (\frac{\mathrm{p}'}{p_{ref}})^{C_c} \tag{2.16}$$

<u>Paramètres décrivant la plasticité (M_{tc}, N, H et χ_{tc})</u>

Quatre paramètres régissent la déformation plastique dans NorSand. Le ratio d'état critique en compression triaxiale (M_{tc}), directement utilisé dans les équations 2.5 à 2.7 décrivant la relation contrainte-dilatance du modèle, a un impact sur la résistance maximale et le ratio de contraintes maximales (η_{max}) qui est le ratio de contraintes (η = q/p') maximal enregistré. Le ratio d'état critique (M) est relié au coefficient de couplage volumétrique (N) par la règle d'écoulement de Nova (1982) selon l'équation 2.17 et utilisées lorsque la résistance du sol est représenté dans l'espace contrainte-dilatance (Jefferies et Been, 2016). Rappelons que D^P_{min} correspond à la plus faible valeur de dilatance plastique.

$$D^P_{min} = \frac{(\mathrm{M} - \eta_{max})}{(1 - N)} \tag{2.17}$$

Le paramètre de dilatance en compression triaxiale (χ_{tc}) intervient également afin de définir la relation contrainte-dilatance (équation 2.6). χ_{tc} a un impact sur la dilatance maximale et la dilatance après le pic de résistance. Il relie le paramètre d'état et la dilatance. Les paramètres M_{tc}, N et χ_{tc} sont mesurés à partir d'essais de compression triaxiale en conditions drainées consolidés initialement denses à des pressions différentes. Les paramètres M_{tc} et N sont obtenus en

déterminant la valeur de dilatance minimale (D_{min}) atteinte durant l'essai et le ratio de contraintes η lorsque D_{min} est atteinte. La pente linéaire de la courbe de tendance, dans le repère contrainte-dilatance, formée par les points η et D_{min} de chaque essai est égale à (1-N) tandis que le prolongement de la courbe de tendance jusqu'à une valeur de D_{min}= 0 correspond à la valeur de M_{tc}. La Figure 2.16 présente un exemple de calibration des paramètres M_{tc} et N selon les données de contrainte-dilatance où chaque point correspond au résultat d'un essai triaxial.

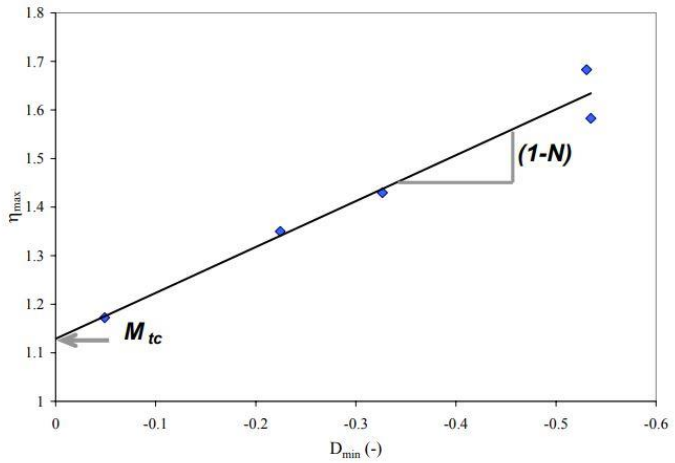


Figure 2.16 Exemple de calibration des paramètres M_{tc} et N (tiré de Shuttle et Jefferies, 2010)

Pour calibrer le paramètre χ_{tc}, il faut déterminer la valeur de dilatance minimale (D_{min}) atteinte et le paramètre d'état (ψ) lorsque D_{min} est atteinte pour chaque essai. ψ est déterminé à partir de la calibration préalablement faite de la ligne d'état critique, comme vu précédemment, et de la contrainte effective moyenne (p') et de l'indice des vides (e) à D_{min}. La pente linéaire de la courbe de tendance, telle que représenté à la Figure 2.17, formée par les points D_{min} et ψ à D_{min} formée par le résultat de chaque essai triaxial est égale à la valeur de χ_{tc}.

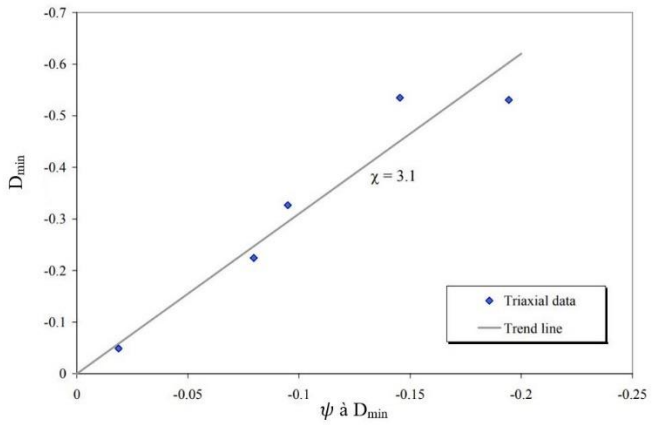


Figure 2.17 Exemple de calibration du paramètre χ_{tc} (adapté de Shuttle et Jefferies, 2010).

Le module d'écrouissage plastique (H) intervient lors du calcul de l'écrouissage de la surface de plasticité (équation 2.11). Ce paramètre a un impact sur la rigidité initiale et la réponse volumétrique et peut varier linéairement en fonction de ψ selon l'équation 2.18. H_0 est le coefficient constant, valeur de H lorsque ψ=0 et qui ne fait pas varier H selon ψ. H_y est le coefficient de la pente pour laquelle H varie en fonction de ψ. Le module d'écrouissage plastique est calibré par simulation de plusieurs essais triaxiaux. Pour chaque essai triaxial, on détermine la valeur de H donnant la meilleure calibration. On utilise l'équation 2.18 lorsque qu'on observe que H varie en fonction de la valeur initiale de ψ pour chaque essai triaxial. Comme première approximation, Jefferies et Been (2016) suggèrent d'utiliser l'équation 2.19 où λ_{10} est la pente de la ligne d'état critique (en base 10).

$$H = H_0 - H_y\psi \tag{2.18}$$

$$H = 4/\lambda_{10} \tag{2.19}$$

<u>Paramètres décrivant l'élasticité</u>

Comme mentionné précédemment, NorSand utilise comme paramètre d'entrée le paramètre de rigidité au cisaillement normalisé (I_r, équation 2.13) et coefficient de Poisson (v) pour calculer l'élasticité. Dans les logiciels commerciaux d'éléments finis (p.ex. RS2, SIGMA/W), une formule suivant la forme de l'équation 2.20 est utilisée afin de calculer le module de cisaillement (G) où p' est la contrainte moyenne effective, p_{ref} une pression de normalisation devant être dans la même

unité que p' et généralement posée à une atmosphère, G_{ref} le module de cisaillement à p_{ref} et m l'exposant d'élasticité sans unité. Notons que G a la même unité que G_{ref}.

$$G = G_{ref}\left(\frac{p'}{p_{ref}}\right)^m \tag{2.20}$$

Shuttle et al. (2010) recommandent de mesurer le module de cisaillement avec des essais en laboratoire avec des éléments piézoélectriques (*Bender elements*). Le module d'élasticité E, aussi appelé Module de Young, et le coefficient de Poisson peuvent également être utilisé afin calculer le module de cisaillement selon l'équation 2.21. Le module d'élasticité peut être mesuré in-situ (p.ex. sondage CPT) ou en laboratoire (p.ex. essais triaxiaux).

$$G = \frac{E}{2(1+\upsilon)} \tag{2.21}$$

Le coefficient de Poisson pour un sable se situe entre 0,1 et 0,3 et ce paramètre peut être raffiné par la calibration avec des essais triaxiaux non drainés (Jefferies et Been, 2016). Le coefficient de Poisson peut également être mesuré par des essais de compression triaxiale en mesurant la variation du diamètre en fonction de sa longueur lorsque l'échantillon est cisaillé. Rassam et Williams (1999) ont notamment obtenu des valeurs de υ se situant entre 0,17 et 0,34, diminuant plus la contrainte de confinement augmentait, mesurés par essais de compression triaxiale drainé sur des résidus miniers d'or. D'autres valeurs calibrées sont présentées au Tableau 2.3.

<u>Valeurs typiques</u>

Le Tableau 2.3 présente les paramètres ainsi que des valeurs typiques pour un sable (Jefferies et Been, 2016) et les paramètres calibrés pour des résidus miniers selon diverses études.

Tableau 2.3 Valeurs typiques des paramètres de NorSand pour les sables et valeurs calibrés à partir de résidus miniers selon diverses études.

Étude	(Jefferies et Been, 2016)	**Fundão** (Morgenstern et al., 2016)	**Cadia** (Jefferies et al., 2019)	**Feijão** (Robertson et al., 2019)	Macedo et Vergaray (2021)
Type de sol/résidus	**Sable**	**Résidus de fer**	**Résidus d'or**	**Résidus de fer**	**Divers***
Paramètres de la LEC					
Γ : Indice des vides à p'=1 kPa	0,9 - 1,4	0,865	0,75	1,12/1,01/1,04	1,1
$\boldsymbol{\lambda_e}$: Pente de la ligne d'état critique (base *e*)	0,01 - 0,07	0,024	0,046 (base 10)	0,039	0,06
Paramètres de plasticité					
$\mathbf{M_{tc}}$: Ratio de frottement à l'état critique	1,2 - 1,5	1,33	1,5	1,38	1,40
N : Coefficient de couplage volumétrique	0,2 - 0,5	0,38	0,3	0,27	0,3
H : Module plastique d'écrouissage	25 - 500	156-756ψ	50-450ψ	160-1037ψ	*
$\boldsymbol{\chi_{tc}}$: Paramètre de dilatance	2 - 5	7,3	8	6	4
Paramètres d'élasticité					
$\mathbf{I_r}$ (G_{max}/p') ou G(p')***	100 - 600	$G = 20\left(\frac{p'}{100}\right)^{0,45}$	$G = 17\left(\frac{p'}{100}\right)^{0,76}$	$G = 100\left(\frac{p'}{100}\right)^{0,5}$	*
ν : Coefficient de Poisson	0,1 - 0,3	0,3	0,2	-	0,15

***Macedo et Vergaray (2021) ont calibré le modèle à partir de la moyenne de données obtenues sur résidus miniers de différents minerais (bauxite, cuivre, fer, fluorite, or, platine, zinc). Ils présentent une plage de valeur de $\mathbf{H/I_r}$ entre 0,05 et 2,0 se calibrant bien avec les données.
** Γ en fonction de la granulométrie : 1,12(fins silteux); 1,01(grossiers sableux); 1,04(moyenne des résidus fins et grossiers)
***Pour G(p'): G en MPa et p' en kPa

CHAPITRE 3 MÉTHODOLOGIE ET DESCRIPTION DE LA CONSTRUCTION DES MODÈLES NUMÉRIQUES

Ce projet de recherche étudie l'effet de plusieurs paramètres sur la stabilité de parcs à résidus miniers. A cette fin, plusieurs mécanismes de déclenchement de la liquéfaction statique de résidus miniers sont étudiés par le biais de simulations numériques. Ce chapitre présente la méthodologie menant jusqu'aux analyses de contrainte-déformation ayant permis d'étudier ces mécanismes. Le choix du logiciel est tout d'abord discuté avant d'aborder la modélisation du comportement de résidus miniers à l'aide d'une loi de comportement avancée. Enfin, la création du modèle numérique, les propriétés géotechniques des matériaux utilisées lors des analyses ainsi que les résultats des analyses de stabilité statique sont discutées.

3.1 Choix des logiciels

Le logiciel RS2 de RocScience (Rocscience Inc., 2021a), auparavant appelé Phase2, est un programme d'éléments finis en 2D permettant de simuler numériquement divers problèmes reliés à la géomécanique. Pour ce projet de recherche, la version 11 du logiciel a été utilisée. La méthode par éléments finis (MEF) consiste à discrétiser la géométrie en plusieurs nœuds formant un maillage. Pour les analyses de contraintes-déformation, une loi de comportement servant à décrire la relation mathématique entre les contraintes et la déformation est définie pour chaque matériau. Le problème est résolu par itération d'un système d'équations aux dérivées partielles à chaque nœud jusqu'à ce que le modèle converge et soit en équilibre. Le modèle peut également ne pas converger pour le nombre d'itérations prescrit ce qui peut indiquer une instabilité ou des problèmes de modélisation.

Les applications de RS2 dans le domaine du génie civil et du domaine minier sont nombreuses. Il permet notamment d'effectuer des analyses de stabilité de pente, d'écoulement, d'excavation souterraine et en surface, de tassement et dynamiques. RocScience a également un logiciel d'éléments finis 3D, soit RS3, permettant l'analyse de géométrie complexe en 3 dimensions. Le logiciel RS2 a été choisi pour ce projet de maîtrise entre autres en raison de son interface facile d'utilisation, de ses multitudes de lois de comportement, dont NorSand, et de sa grande versatilité à pouvoir effectuer diverses analyses. En date de début de ce projet d'étude, RS2 était le seul

logiciel commercial par éléments finis à avoir implémenté NorSand, à la connaissance de l'auteur, ce qui a guidé le choix du logiciel. NorSand a été implémenté dans d'autres logiciels commerciaux d'éléments finis depuis la fin des travaux de recherche comme discuté à la section 2.6. Une limitation de RS2 est la définition de la déformation qu'utilise le logiciel, soit celle de Cauchy, faisant en sorte que la précision des résultats diminue une fois que les déformations excèdent 1% (Rocscience Inc., 2020b). Les résultats des analyses numériques présentés dans ce projet de recherche n'ont pas pour but d'être utilisés directement à des fins de conception, mais sont plutôt comparés entre eux afin d'étudier l'influence de différents paramètres. Rappelons qu'une comparaison entre les résultats des analyses numériques effectuées dans le cadre de ce projet de recherche avec RS2 et ceux de Morgenstern et al., (2016) dans FLAC pour la simulation du mécanisme d'extrusion latérale des résidus fins ayant provoqué la liquéfaction est présentée au Chapitre 5 afin d'évaluer les performances du code de RS2.

Le logiciel Slide2, également de RocScience, a été utilisé en parallèle afin d'analyser la stabilité statique par la méthode d'équilibre limite. Slide2 permet notamment d'évaluer le facteur de sécurité selon diverses méthodes (p.ex. ; Fellenius, 1936; Janbu, 1954; Morgenstern et Price, 1965; Bishop, 1967; Spencer, 1967; Sarma, 1973) lors d'une même analyse et a un module intégré d'analyse d'écoulement par éléments finis sans devoir passer par RS2.

3.2 Modélisation du comportement de résidus miniers

Cette section présente les simulations numériques effectuées afin d'étudier le comportement de résidus miniers ainsi que les performances du modèle NorSand dans le code de RS2.

3.2.1 Validation de NorSand basée sur des essais en laboratoire

Les propriétés des résidus du Barrage de Fundão, telles que présentées dans le rapport d'expert de Morgenstern et al. (2016), ont été choisis pour ce projet d'études puisqu'il s'agît d'un cas connu où la liquéfaction statique des résidus miniers a causé la rupture en plus d'avoir de nombreuses données disponibles. Morgenstern et al. (2016) ont notamment procédé à 30 essais triaxiaux et 9 essais de cisaillement direct, dont 4 en chargement monotonique et 5 en chargement dynamique, sur les résidus sableux où une brève description est présentée à la section 2.4.3, afin d'étudier leur comportement. Ils ont procédé à la calibration du modèle NorSand et ont ensuite étudier la stabilité

de l'ouvrage à partir d'analyses de contraintes-déformation dans FLAC avec une version défini par l'utilisateur (*User-Defined*) de NorSand puisque le modèle n'a été implémenté comme modèle intégré qu'en 2019 (Itasca, 2019). Notons que Morgenstern et al. (2016) ne présente qu'un seul essai triaxial (TX-28) ayant été simulé avec FLAC. Le Tableau 3.1 présente la calibration des paramètres de NorSand pour les résidus sableux du Barrage de Fundão. Rappelons que les paramètres calibrés sur des résidus miniers selon diverses études et des valeurs typiques pour les sables sont présentés au Tableau 2.3. Les valeurs des paramètres des résidus sableux de Fundão se situent dans les plages de valeur typique pour un sable selon Jefferies et Been (2016) à l'exception du paramètre χ_{tc} = 7,3 qui est plus élevé. Des valeurs de χ_{tc} élevées indiquent des particules plus anguleuses (Morgenstern et al., 2016). Les valeurs calibrées des résidus sableux de Fundão sont également du même ordre de grandeur que ceux des résidus d'or de Cadia (Jefferies et al., 2019) et des résidus de fer de Feijão (Robertson et al., 2019).

Tableau 3.1 Paramètres NorSand des résidus sableux du Barrage de Fundão (adapté de Morgenstern et al., 2016).

Paramètres de la LEC	
Γ	0,865
λ_e	0,024
Paramètres de plasticité	
M_{tc}	1,33
N	0,38
χ_{tc}	7,3
H_0	156
H_y	756
Paramètres d'élasticité	
G (MPa)	$G = 20\left(\frac{p'(kPa)}{100}\right)^{0,45}$
ν	0,3

Des simulations numériques ont été réalisées afin de simuler le chargement d'un élément d'une éprouvette durant un essai triaxial et de témoigner de la performance du modèle NorSand dans RS2 lorsque comparée aux essais triaxiaux de Morgenstern et al. (2016). Le modèle numérique pour ce genre d'essai est représenté d'une éprouvette axisymétrique par où les mouvements horizontaux

ont été restreints au nœud supérieur gauche, restreints verticalement au nœud inférieur droit et restreints dans les deux directions au nœud du coin inférieur gauche. Une pression de confinement axiale et latérale a été imposée au début de l'essai et a été maintenue constante pour les essais de compression triaxiale où un incrément de déplacement vertical a été imposé aux nœuds supérieurs afin de simuler le cisaillement (c.-à-d. on impose une déformation et le modèle calcule les changements de contraintes engendrés). La contrainte axiale et celle latérale ont été diminuées afin de simuler l'essai d'effondrement. La Figure 3.1 présente un exemple du modèle dans RS2 pour un essai de compression triaxial initialement consolidé isotropiquement à 200 kPa.

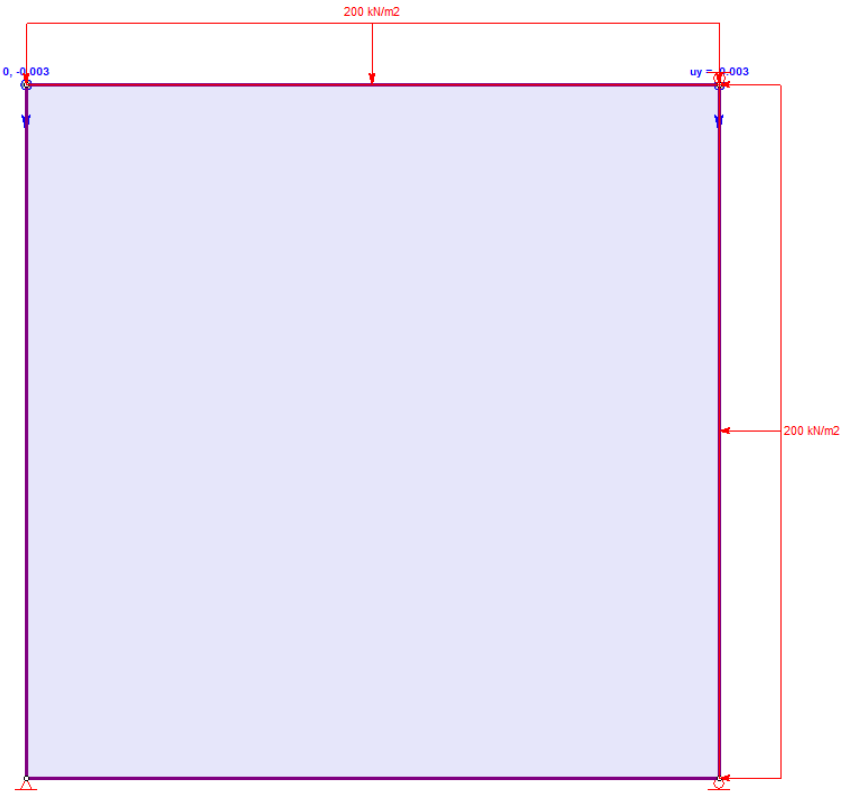


Figure 3.1 Exemple du modèle numérique dans RS2 pour simuler le chargement d'un élément d'une éprouvette durant un essai de compression triaxiale initialement consolidé isotropiquement à 200 kPa.

3.2.1.1 Résultats des simulations numériques

Les résultats des simulations numériques de deux essais triaxiaux consolidés isotropiquement et drainés (CID), deux essais triaxiaux consolidés isotropiquement et non drainés (CIU), un essai

d'effondrement ainsi que la comparaison avec les résultats en laboratoire de Morgenstern et al. (2016) sont présentés dans cette section.

Pour les essais non drainés, l'option de ramollissement supplémentaire, présentée à la section 2.6.1, a été activée afin d'obtenir une meilleure concordance avec les essais en laboratoire. Il est important de noter que la simulation des conditions de drainage est faite en attribuant un comportement drainé ou non drainé au matériau plutôt que par l'imposition de conditions frontières comme c'est le cas dans un essai triaxial. D'autres simulations d'essais de compression triaxiale sont présentées à l'Annexe E.

TX-1 CID (Lâche)

La Figure 3.2 présente les courbes de contrainte – déformation, de cheminement de contraintes dans le plan q – p' et de déformation volumétrique – déformation axiale pour l'essai triaxial TX-1 CID consolidé isotropiquement à 300 kPa, cisaillé en conditions drainées avec un paramètre d'état initial lâche de 0,080. On observe une assez bonne concordance jusqu'à environ 5% de déformation axiale et que le modèle numérique sous-estime un peu la résistance par la suite tandis que la résistance redevient semblable à grande déformation (Figure 3.2-A).

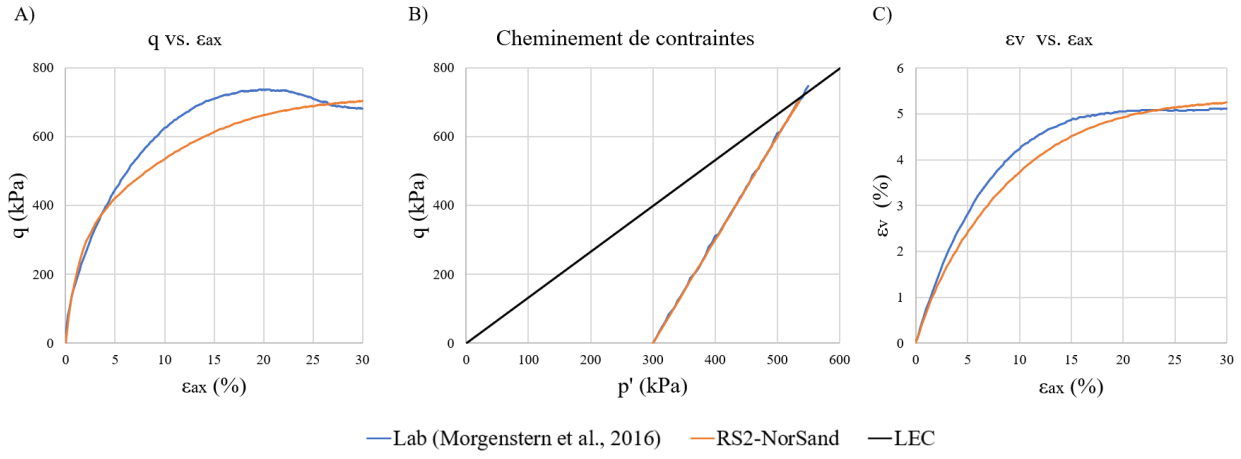


Figure 3.2 Résultats de la simulation de l'essai TX – 1 CID: A) Courbe contrainte – déformation axiale ; B) Cheminement de contraintes; C) Courbe déformation volumétrique – déformation axiale.

TX-12 CID (Dense)

La Figure 3.3 présente les courbes de contrainte – déformation, de cheminement de contraintes dans le plan q – p' et de déformation volumétrique – déformation axiale pour l'essai triaxial TX-12 CID consolidé isotropiquement à 400 kPa, cisaillé en conditions drainées avec un paramètre d'état initial dense de -0,031. On observe une assez bonne concordance de la courbe contrainte – déformation (Figure 3.3-A), mais que la déformation volumétrique commence à diverger (Figure 3.3-B) à environ 4% ce qui correspond à l'atteinte du pic de résistance. Pour le modèle numérique, le sol continue à se dilater contrairement au résultat en laboratoire. Comme les résidus miniers sont déposés dans le parc dans un état lâche, ces disparités ne sont pas cruciales pour les modélisations numériques du parc à résidus au complet.

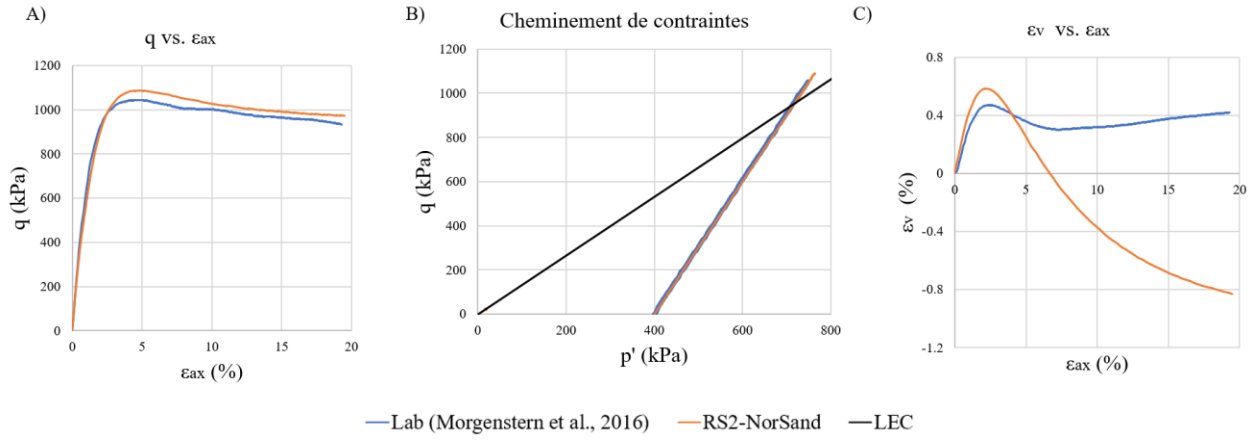


Figure 3.3 Résultats de la simulation de l'essai TX–12 CID : A) Courbe contrainte – déformation axiale ; B) Cheminement de contraintes; C) Courbe déformation volumétrique – déformation axiale.

TX-6 CIU (Lâche)

La Figure 3.4 présente les courbes de contrainte – déformation, de cheminement de contraintes dans le plan q – p' et de la pression interstitielle excédentaire en fonction de la déformation axiale pour l'essai triaxial TX-6 CIU consolidé isotropiquement à 300 kPa, cisaillé en conditions non drainées avec un paramètre d'état initial lâche de 0,076. Pour la simulation avec Norsand, on observe des résistances en pic et résiduelle plus élevées. De plus, la résistance résiduelle est atteinte à plus faible déformation (Figure 3.4-A).

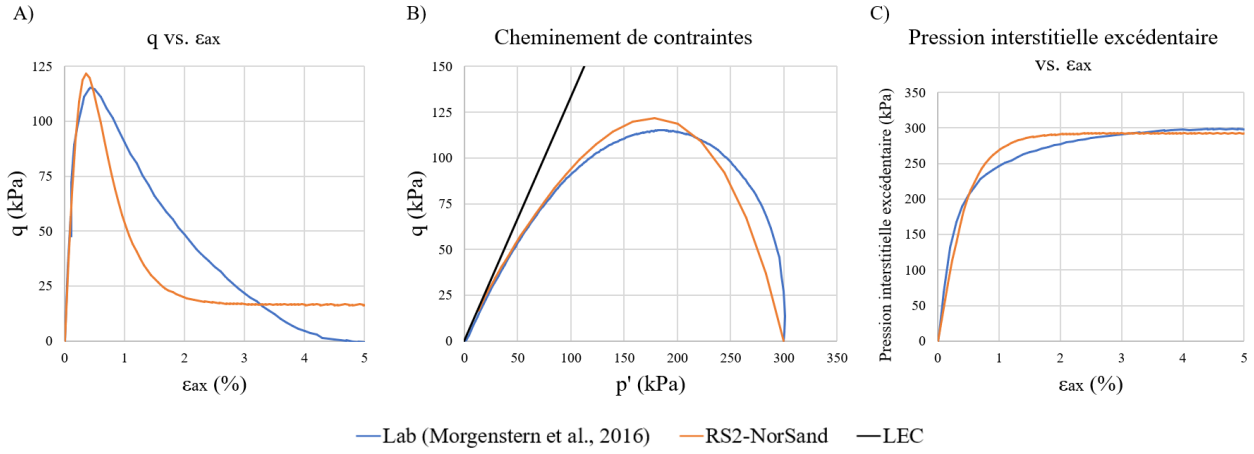


Figure 3.4. Résultats de la simulation de l'essai TX – 6 CIU: A) Courbe contrainte – déformation axiale ; B) Cheminement de contraintes; C) Courbe pression interstitielle excédentaire – déformation axiale.

<u>TX-13 CIU (Dense)</u>

La Figure 3.5 présente les courbes de contrainte – déformation, de cheminement de contraintes dans le plan q – p’ et de la pression interstitielle excédentaire en fonction de la déformation axiale pour l’essai triaxial TX-12 CIU consolidé isotropiquement à 600 kPa, cisaillé en conditions non drainées avec un paramètre d’état initial dense de -0,022. Comme pour l’essai TX-12, on observe que le modèle numérique continue de simuler un comportement de dilatation, par la génération de pression d’eau négative puisque l’essai TX-13 est non drainé, après le pic de résistance contrairement au résultat en laboratoire.

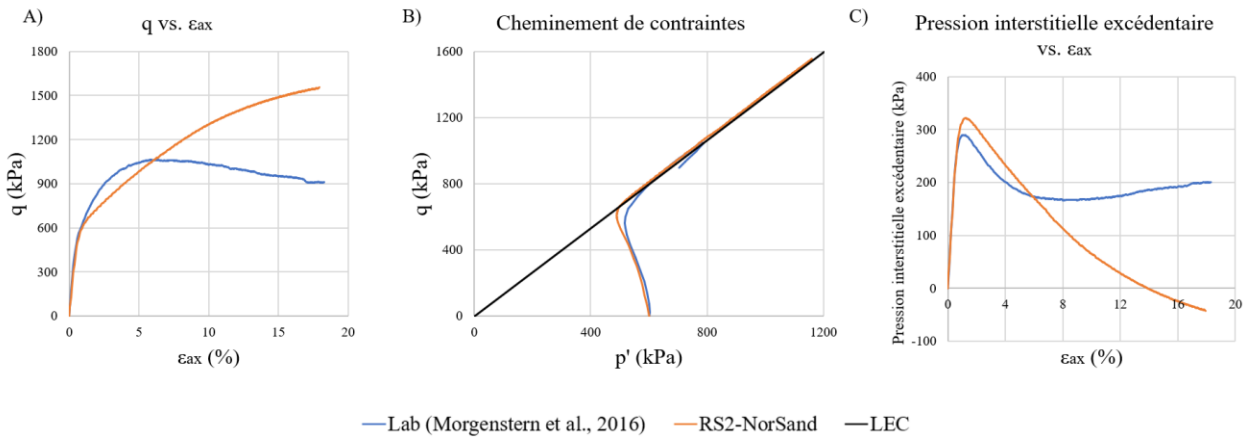


Figure 3.5 Résultats de la simulation de l'essai TX–13 CIU: A) Courbe contrainte – déformation axiale ; B) Cheminement de contraintes; C) Courbe pression interstitielle excédentaire – déformation axiale.

<u>TX-28 – Essai d'effondrement (Lâche)</u>

La Figure 3.6 présente les courbes de contrainte – déformation, de cheminement de contraintes dans le plan q – p' et celle de la pression interstitielle excédentaire en fonction de la déformation axiale pour l'essai triaxial d'effondrement consolidé anisotropiquement à p' = 400 kPa et q = 200 kPa, effectué en conditions drainées en réduisant p' et en augmentant q. L'indice des vides à la suite de la consolidation anisotropique était de 0,73. Morgenstern et al. (2016) ont noté que la rupture rapide s'est effectuée en conditions non drainées malgré un cheminement jusqu'à la rupture en conditions drainées. Morgenstern et al. (2016) ont également simulé cet essai dans FLAC et ont présenté les courbes de cheminements de contrainte et la courbe déformation axiale – contrainte effective moyenne. Ils ont noté que, pour l'essai en laboratoire, la déformation axiale maximale enregistrée a été de 2,94% pour la portion drainée de l'essai avant qu'il n'y ait rupture non drainée tandis que pour leur simulation dans FLAC, la rupture est survenue à environ 1%. Dans RS2, cet essai a été simulé avec un paramètre d'état initial de 0,010 à partir de la consolidation isotropique. Le modèle numérique a commencé à être instable et à cesser de converger à environ 3,4% de déformation axiale lorsque le cheminement a atteint la ligne d'état critique. Globalement, la concordance entre le test en laboratoire et les deux plateformes de modélisation est bonne.

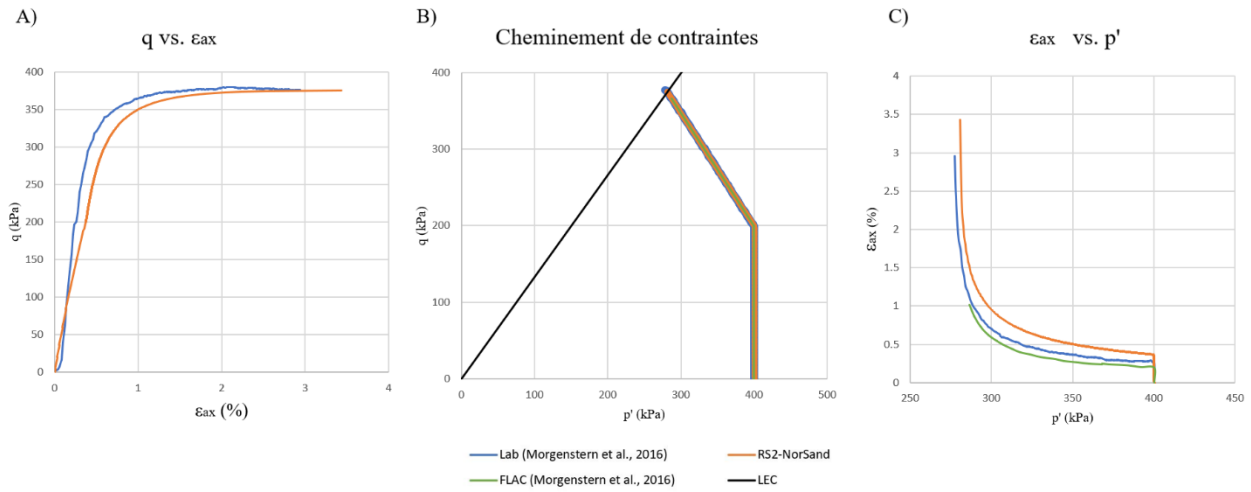


Figure 3.6. Résultats de la simulation de l'essai TX – 28 : A) Courbe contrainte – déformation axiale ; B) Cheminement de contraintes; C) Courbe déformation axiale – contrainte effective moyenne.

3.2.1.2 **Analyse des résultats et discussions**

Il a été observé qu'en général, les simulations numériques ont donné des résultats acceptables en comparaison avec les résultats en laboratoire justifiant l'utilisation de ce modèle pour des analyses plus avancées. Une différence observée est la tendance du modèle numérique de continuer à se dilater après le pic de résistance contrairement aux résultats en laboratoire pour les TX-12 CID (Figure 3.3) et TX-13 CIU (Figure 3.5) tous deux consolidées initialement denses avec des valeurs de paramètres d'état négatifs. Toutefois, les résidus étant déposés de manière lâche dans les parcs à résidus, ce phénomène n'est pas jugé problématique pour la réalisation des simulations numériques.

3.2.2 Influence du paramètre d'état sur le comportement de NorSand

Puisque l'état initial du sol a un impact sur son comportement, comme discuté à la section à la 2.3.5, l'analyse de la sensibilité du paramètre d'état initial sur le comportement de NorSand a été effectuée à l'aide de simulations numériques utilisant la même méthodologie que présentée à la section précédente. Notons que l'influence des autres paramètres d'entrée de NorSand est présentée à l'Annexe E.

La Figure 3.7 montre l'influence du paramètre d'état sur la résistance pour un module plastique d'écrouissage H fixé à 156 (puisque H peut varier selon ψ comme mentionné précédemment). Tel que présenté sur la Figure 3.7-A, le paramètre d'état a un impact sur la résistance maximale à faible déformation pour le comportement drainé, mais tend vers une même valeur à grande déformation. Pour ce qui de la réponse non drainée en compression triaxiale, il est possible d'observer sur la Figure 3.7-B montrant, les courbes de contrainte – déformation, et, la Figure 3.8, montrant les cheminements de contrainte, que le paramètre d'état a un impact sur la résistance maximale et résiduelle ainsi que sur le comportement du matériau (c.-à-d. écrouissage, ramollissement). Selon la Figure 3.7-B, le comportement est presque parfaitement plastique pour un paramètre d'état de 0,02, qu'un comportement d'écrouissage est observé pour des valeurs inférieures (c.-à-d. état plus dense) et qu'un comportement de ramollissement caractérisé par une perte de résistance est observé pour des valeurs plus élevées (c.-à-d. état plus lâche). On observe également que pour ψ = -0,02 où le modèle se comporte en écrouissage, le cheminement de contraintes dépasse la ligne d'état critique (LEC) (Figure 3.8). On observe aussi que pour un paramètre d'état de 0,00, le cheminement de contraintes (Figure 3.8) est similaire à ceux présentés à la Figure 2.9 mesurés lors des travaux de Grimard (2018) sur des résidus miniers de roches dures.

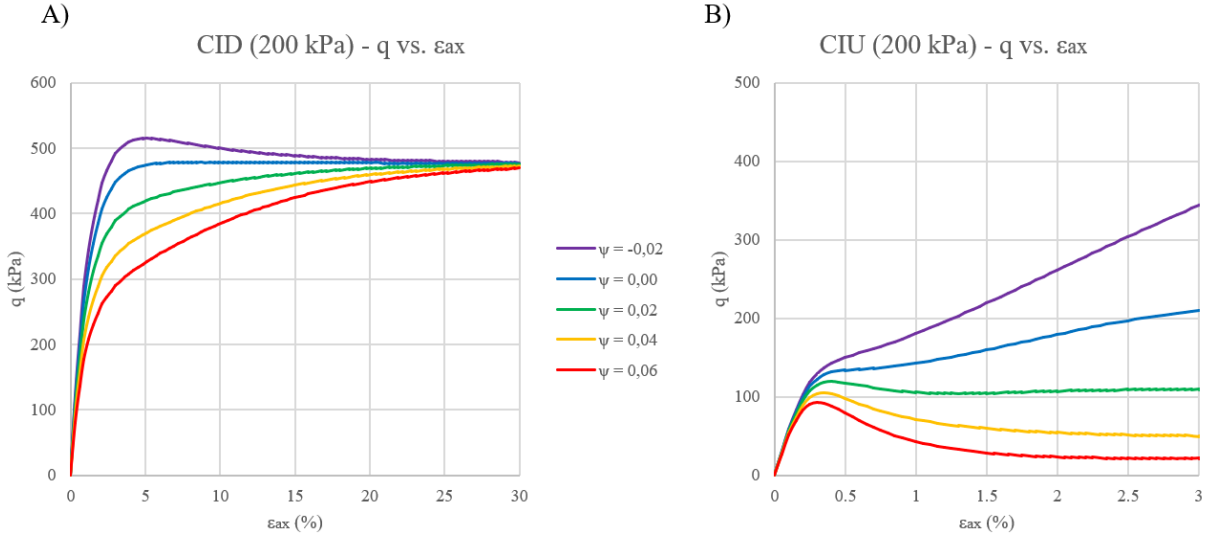


Figure 3.7 Influence du paramètre d'état ψ pour H = 156 sur les courbes contrainte - déformation d'essais triaxiaux isotropiques: A) drainés ; B) non drainés.

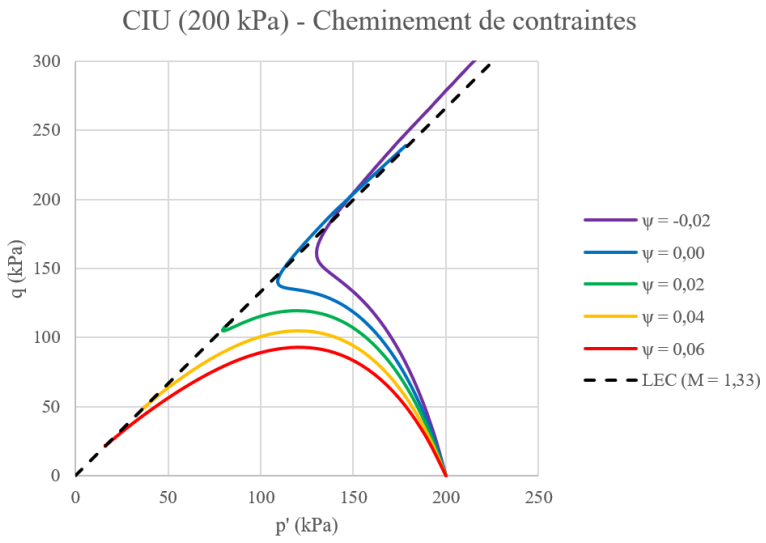


Figure 3.8 Influence du paramètre d'état ψ sur le cheminement de contraintes d'essais triaxiaux isotropiques non drainés.

En ce qui concerne le cheminement de contraintes pour le comportement drainé, la pente du cheminement de contraintes ne varie pas en fonction du paramètre d'état (c.-à-d. même ligne de cheminement, et ce, peu importe le paramètre d'état). Pour les sols denses (c.-à-d. paramètre d'état négatif), le cheminement dépasse la ligne d'état critique avant de retomber sur celle-ci.

La Figure 3.9 présente les courbes contrainte – déformation lorsque le module plastique d'écrouissage varie en fonction du paramètre d'état tel qu'il est le cas pour la calibration des résidus sableux de Fundão (Tableau 3.1) où H = 156-756ψ.

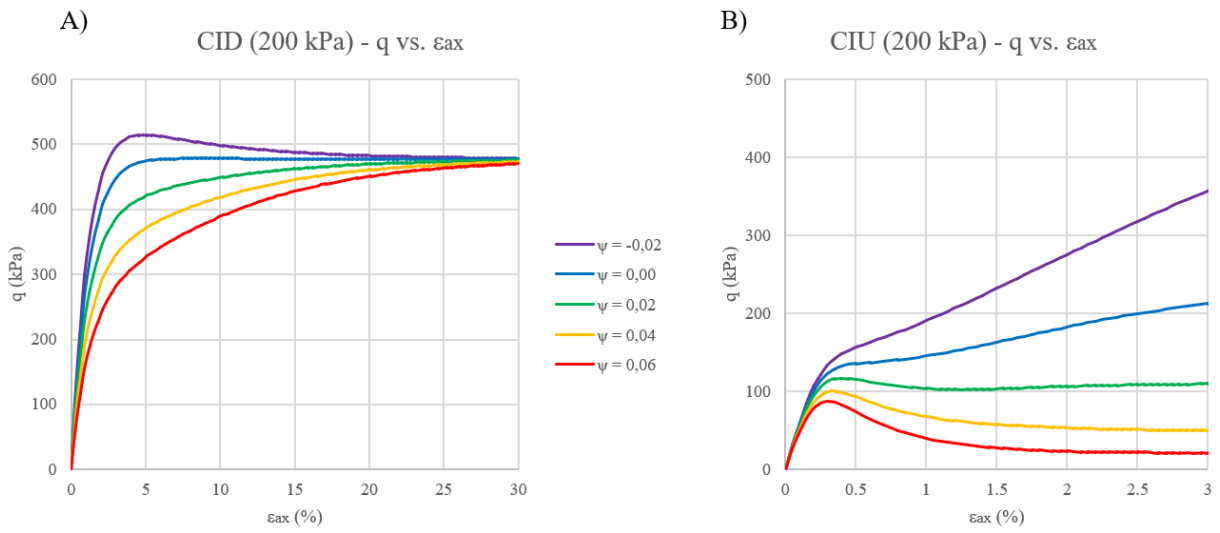


Figure 3.9 Influence du paramètre d'état ψ pour H(ψ) sur les courbes contrainte - déformation d'essais triaxiaux isotropiques: A) drainés ; B) non drainés.

On observe qu'en comparaison avec le cas où H est fixé à 156, la résistance maximale non drainée est un peu plus faible pour un paramètre d'état lâche donné (p. ex. ψ = 0,06 et ψ = 0,04) tandis qu'il n'y a que très peu de différence pour l'essai CID. Encore ici, le matériau se comporte presque de façon parfaitement plastique pour un paramètre d'état de 0,02, en écrouissage pour des valeurs inférieures 0,02 (c.-à-d. état plus dense) et en ramollissement pour des valeurs plus élevées (c.-à-d. état plus lâche).

Puisque les cas historiques de liquéfaction sont associés à des pertes de résistance du sol significative, telle que représentée par l'indice de fragilité de Bishop (1967) discuté à la section 2.3.5, on pourrait s'attendre, selon les résultats de ces simulations numériques, qu'il n'y ait pas de problème de liquéfaction pour un paramètre d'état inférieur à 0,02 en conditions non drainées puisque le sol se comporte de manière presque parfaitement plastique sans perte de résistance. Rappelons toutefois que des cas d'instabilité ont été observées pour des sols denses comme discuté à la section 2.3.

3.2.3 Simulation numérique d'essais triaxiaux par « contraintes contrôlées »

Dans leur ouvrage, Jefferies et Been (2016) ont discuté de la présence d'une ligne d'instabilité (ou *Instability Locus*) dans le modèle NorSand et de l'effet des conditions de drainage pour des

simulations faites par contraintes contrôlées. Ils avaient entre autres noté que la ligne d'instabilité dans NorSand variait en fonction des propriétés élastiques, plastiques et du paramètre d'état, indiquant que celle-ci n'était pas une propriété intrinsèque du sol comme c'est le cas en réalité (Chu et al., 2007; Ishihara, 1993; Yang, 2002). Le but de cette section est de mieux comprendre le modèle NorSand et son implémentation dans RS2 à partir d'essais triaxiaux utilisant différents types d'incrément. Ces simulations aident à comprendre les conditions afin d'établir s'il y a eu rupture et liquéfaction pour les analyses de contrainte-déformation. La géométrie du modèle numérique servant à simuler les essais triaxiaux est la même que celui présenté à la section 3.2.1.

À la section 3.2.1, le cisaillement lors des essais a été simulé en imposant un incrément de déplacement aux nœuds supérieurs. Le modèle numérique, lors d'un tel essai, calcule les contraintes associées aux déformations imposées. Dans cette section, le cisaillement a été simulé en augmentant la charge progressivement faisant en sorte que le modèle calcule plutôt les déformations qui résultent de la charge appliquée. Les résultats des deux méthodes d'imposition du cisaillement sont comparés. Il est important de mentionner que l'incrément de charge ou de déplacement est constant tout au long de l'essai afin d'éviter les effets d'ampleur. Le ramollissement supplémentaire a été activité pour les essais non drainés lâches.

Pour les figures de cette section, le dernier incrément ayant convergé pour les analyses utilisant un incrément de charge a été encerclé (voir légende) signifiant que l'incrément subséquent n'a pas convergé et que le modèle était potentiellement instable. Notons que les causes de la non-convergence du modèle sont discutées plus loin dans cette section. La Figure 3.10 présente comment RS2 notifie l'utilisateur qu'un incrément n'a pas convergé pour le nombre d'itérations prescrit lorsqu'on ouvre le module d'interprétation des résultats. L'exemple montré à la Figure 3.10 signifie que les 26 étapes premières étape de chargement ont convergé et que la non-convergence est survenue à la 27e étape (p.ex. si on applique 1 kPa de charge par étape, le modèle a été stable pour l'application des 26 premières étapes pour un total de 26 kPa mais a cessé de converger à la 27e étape soit pour une charge de 27 kPa).

```
STAGE NUMBER: 27

Plastic Analysis
Model Step: 27
Model Time: 0
Number of Load Steps: 1

Load Step: 1
Percentage load 36.0607
Iterations: 1000
Tolerance: 36.1295
Maximum Displacement = 0.831127
Warning: Convergence was not established with minimum load increment. Problem may not be stable.
Warning: Final Load Step Iteration count = Maximum iterative parameter
Convergence may not be established or problem is unstable.
Iteration passed maximum
total elapsed time (sec.) = 2
accumulated elapsed time (sec.) = 6
-----------------------------------------------------
Phase2 engine version: 11.009
```

Figure 3.10 Exemple de message notifiant l'utilisateur que le modèle a cessé de converger pour un incrément dans RS2.

<u>Simulation numérique d'essais triaxiaux non drainés</u>

La Figure 3.11 présente les résultats de simulations d'essais CIU en fonction du type d'incrément pour un paramètre d'état de 0,04 à diverses pressions de consolidation. Le paramètre M correspond à la pente de la ligne d'état critque (LEC) dans le repère q - p'.

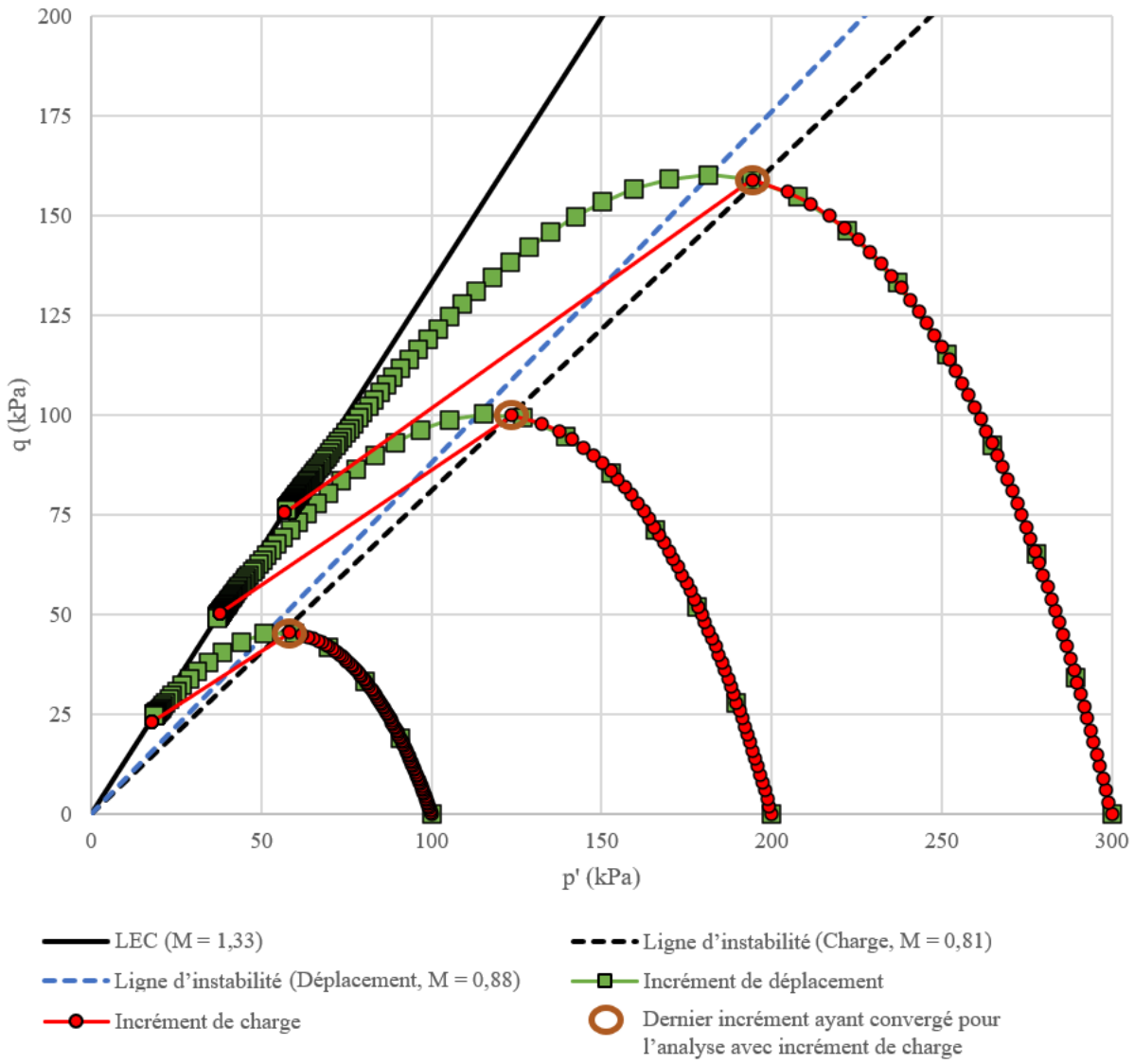


Figure 3.11 Cheminement de contraintes en fonction du type d'incrément pour des essais CIU et un paramètre d'état de 0,04.

Lorsqu'un incrément de déplacement est utilisé, le cheminement de contrainte atteint la ligne d'état critique sans problème de convergence et continue de se déformer jusqu'à la résistance résiduelle pour un paramètre d'état lâche. Lorsqu'un incrément de charge est utilisé, le modèle cesse de converger à l'approche de la résistance maximale et passe directement à la résistance résiduelle à l'état qui ne converge plus. On observe également que les déformations calculées augmentent de manière excessive à la suite de la non-convergence. Par exemple, pour le cas d'une consolidation

isotropique à 300 kPa, la déformation axiale calculée passe de 0,40% à 98,1% entre l'incrément qui converge et celui qui ne converge plus.

Pour un même paramètre d'état, il est possible de relier les valeurs de résistance maximale par une ligne qui s'apparente à une ligne d'instabilité telle que décrite à la section 2.3.2. Notons que les lignes d'instabilité tracées à la Figure 3.11 divergent un peu de la définition donnée à la section 2.3.2 puisque le paramètre d'état initial et non l'indice initial était identique pour chaque essai consolidé à des pressions différentes. Il est quand même possible d'observer une tendance qui utile pour le reste des analyses.

Comme mentionné précédemment, les incréments de charge et de déplacement ont été posés constants pour toutes les simulations afin d'éviter les effets d'ampleur. Le même incrément de charge a donc été imposé entre l'incrément qui converge et celui qui ne converge plus. On observe donc que le modèle numérique calcule de grandes déformations, pour un même incrément de charge, entre l'étape qui converge et celle qui ne converge plus en plus d'aller terminer son cheminement de contraintes à une résistance plus faible.

On note que pour un incrément de charge, la ligne d'instabilité est légèrement plus faible que celle tracée avec un incrément de déplacement. Ceci est probablement dû au fait que le modèle cesse de converger et atteint tout de suite l'état critique à l'incrément de charge où la résistance maximale est atteinte.

Les mêmes observations peuvent être faites pour une consolidation anisotropique comme présentées à la Figure 3.12 qui montre le cheminement de contraintes en fonction du type d'incrément pour des triaxiaux consolidés anisotropiquement et non drainés (CAU) pour un paramètre d'état initial de 0,04. Si l'état de contraintes se situe entre la ligne d'état critique et la ligne d'instabilité (M=0,81 déterminée lors des essais précédents et présentée à la Figure 3.11), le modèle numérique cesse de converger après un seul incrément de charge. Comme discuté à la section 2.3.2, la zone située entre la ligne d'état critique et la surface d'effondrement est parfois référée comme étant la zone d'instabilité potentielle (p. ex. Chu et al., 2003).

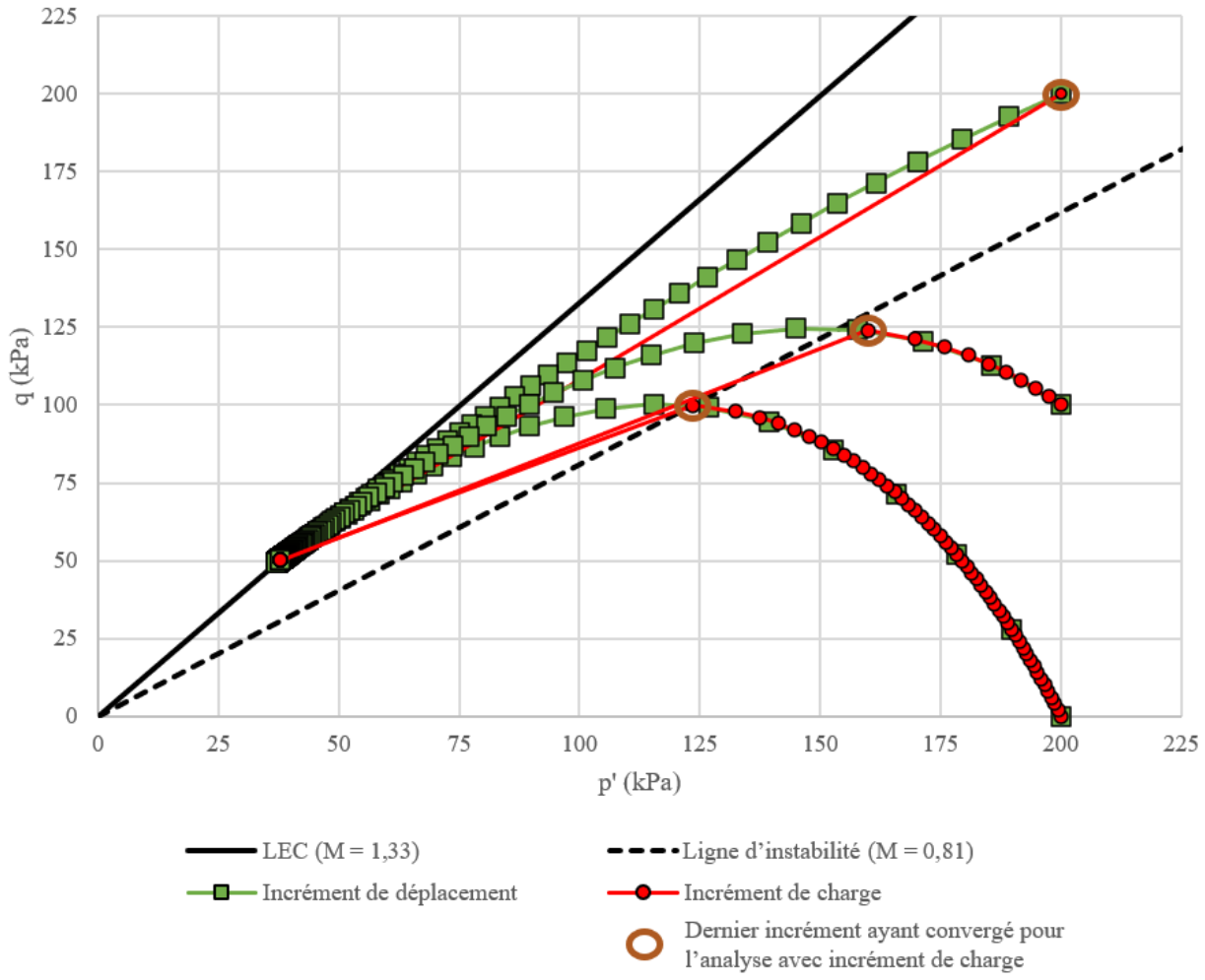


Figure 3.12 Cheminement de contraintes en fonction du type d'incrément pour des essais CAU et un paramètre d'état de 0,04.

Le paramètre d'état a également un impact sur la pente de la ligne d'instabilité tel que présenté sur la Figure 3.13 qui présente le cheminement de contraintes en fonction du paramètre d'état pour des essais CIU avec un incrément de charge. Lorsque le sol est dense (c.-à-d. paramètre d'état négatif), le cheminement de contraintes atteint la ligne d'état critique et la non-convergence survient qu'à de grandes déformations (p. ex. 37,4% de déformation axiale pour un paramètre d'état de -0,04, une consolidation de 200 kPa et un incrément de 10 kPa).

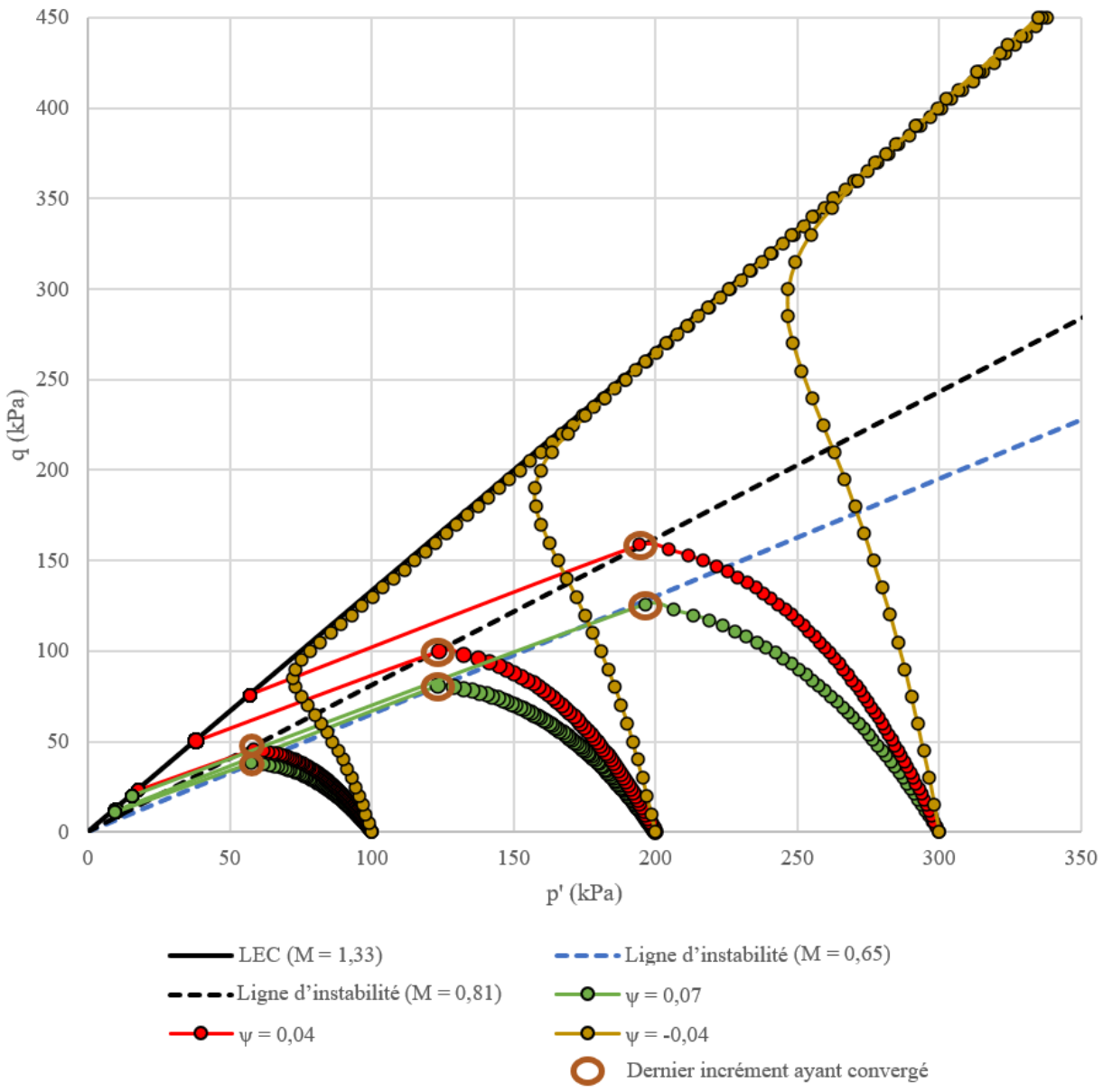


Figure 3.13 Cheminement de contraintes en fonction du paramètre d'état pour des essais CIU avec un incrément de charge.

Les Figure 3.14 et Figure 3.15 présentent les résultats de la simulation numérique de l'essai TX-6 CIU selon le type d'incrément ainsi que le résultat en laboratoire de Morgenstern et al. (2016). Rappelons que l'essai triaxial TX-6 CIU est consolidé isotropiquement à 300 kPa, cisaillé en conditions non drainées avec un paramètre d'état initial lâche de 0,076. On observe que les courbes de contrainte-déformation (Figure 3.14) et de cheminement de contraintes (Figure 3.15) pour les

simulations numériques sont identiques jusqu'à l'approche de la résistance maximale. Pour la courbe de contrainte-déformation (Figure 3.14) de la simulation numérique avec des incréments de charges, une déformation axiale de 123% à une contrainte de cisaillement de 10,8 kPa a été calculée à l'incrément suivant la non-convergence. Ces résultats montrent encore une fois que le modèle simule une grande perte de résistance associée à de grandes déformations une fois que la résistance du sol est dépassée pour un état initialement.

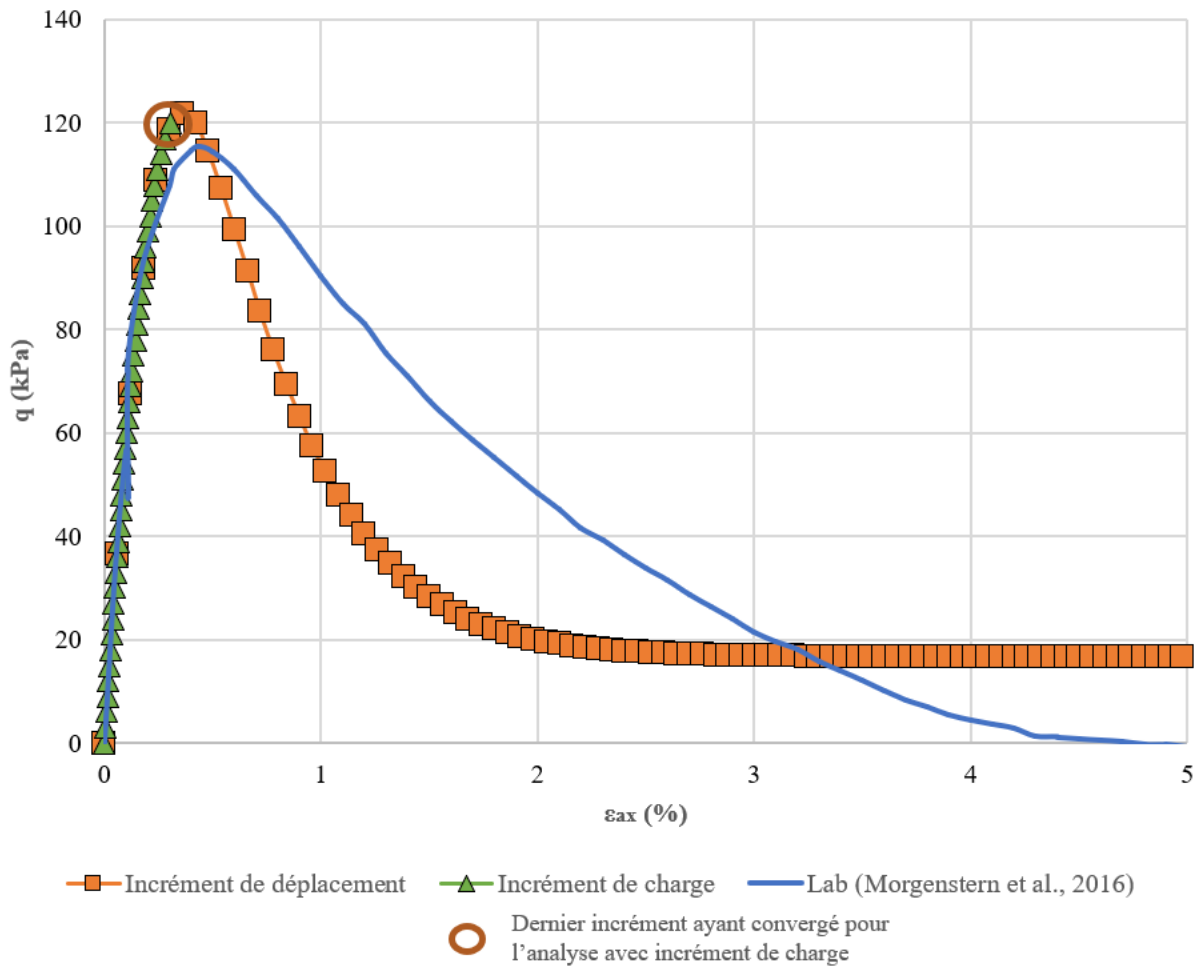


Figure 3.14 Courbe contrainte – déformation axiale selon le type d'incrément pour l'essai TX–6 CIU.

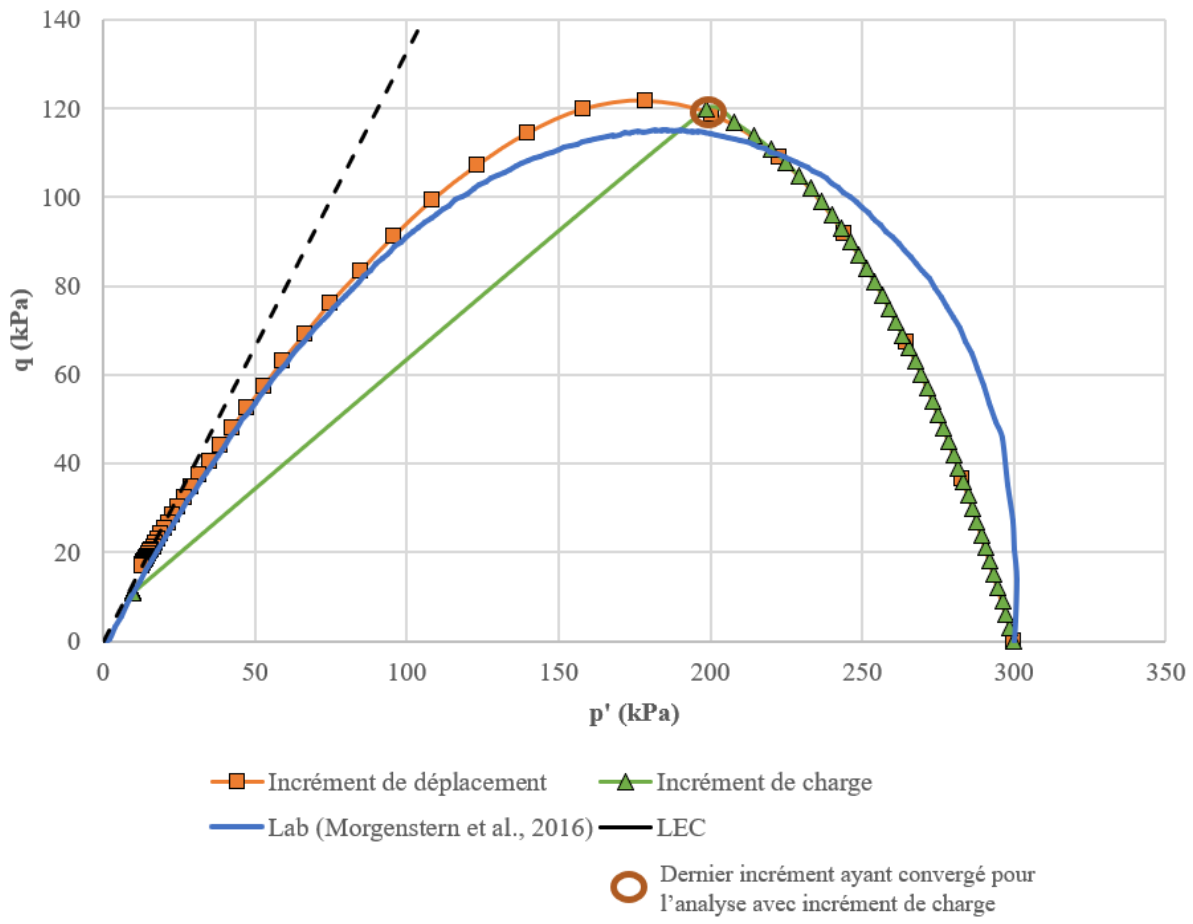


Figure 3.15 Cheminement de contraintes selon le type d'incrément pour l'essai TX–6 CIU.

<u>Simulation numérique d'essais triaxiaux drainés</u>

Pour les essais triaxiaux simulés avec un comportement drainé, la non-convergence entre deux incréments survient non pas à la surface d'effondrement, mais proche de la résistance maximale lorsqu'un incrément de charge est utilisé. Pour ces essais, il est intéressant d'observer les courbes de contrainte – déformation présentée à la Figure 3.16.

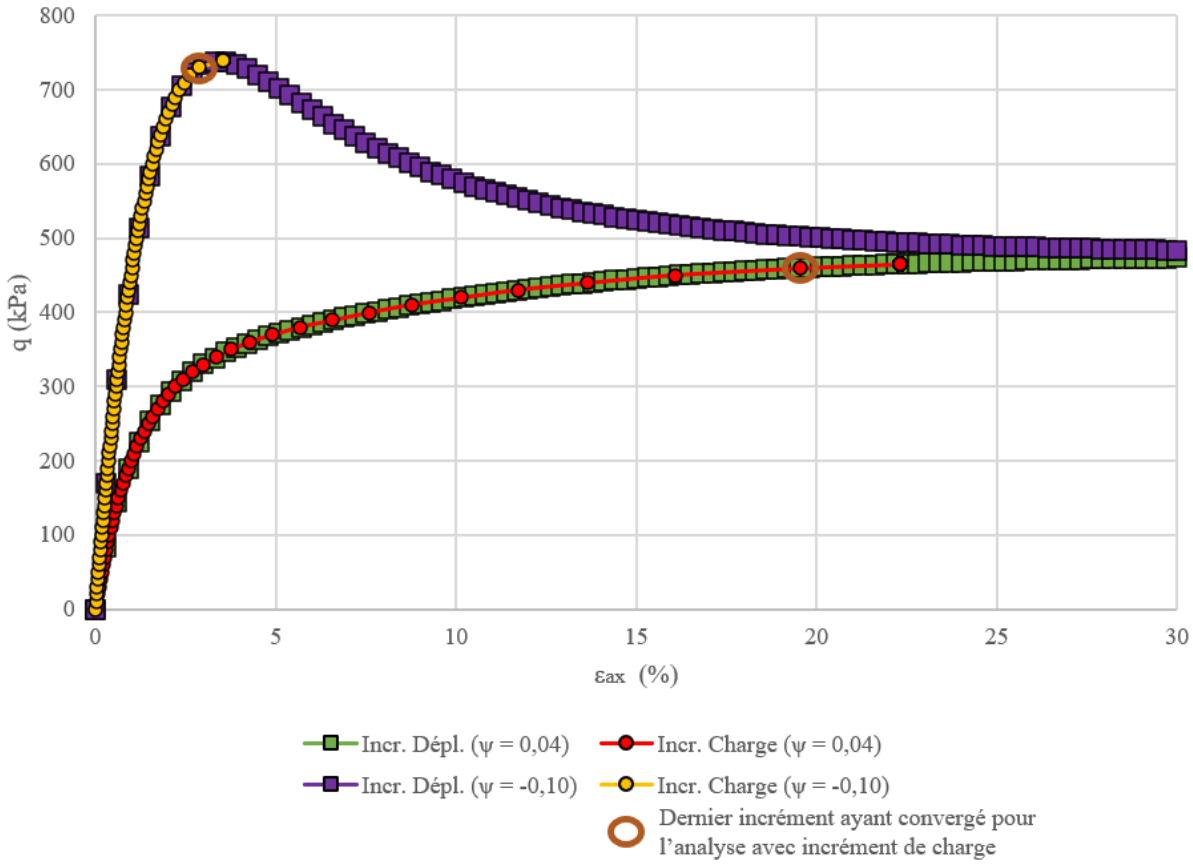


Figure 3.16 Courbes contraintes – déformation en fonction du paramètre d'état et du type d'incrément pour des essais CID consolidés à 200 kPa.

Pour un incrément de charge, il y a non-convergence à l'approche de la résistance maximale tandis que le modèle continue de converger et de calculer les déformations à l'état critique lorsqu'un incrément de déplacement est utilisé. Pour le cas d'un sol dense (c.-à-d. ψ = -0,10), la non-convergence n'est pas associée à une augmentation significative de la déformation tandis que pour le sol lâche (c.-à-d. ψ = 0,04), il y a une augmentation des déformations après la non-convergence sans toutefois être du même ordre qu'avec les essais non drainés et à plus grandes déformations.

<u>Simulation numérique d'essais de réduction de la charge latérale</u>

Les essais de réduction de la charge latérale ont été simulés de manière similaire à l'essai TX-28 présenté précédemment. La charge latérale a été réduite par incrément afin de simuler une perte de confinement des résidus miniers. Rappelons que la simulation de l'essai TX-28, effectué avec le

comportement drainé de NorSand, avait démontré de l'instabilité numérique à l'approche de la ligne d'état critique. Les Figure 3.17 et Figure 3.18 présentent respectivement l'influence du type de comportement (drainé ou non drainé) pour un état initialement dense (ψ = -0,10) et un lâche (ψ = 0,04) sur le cheminement de contraintes et sur les courbes de déformation axiale – contrainte effective moyenne.

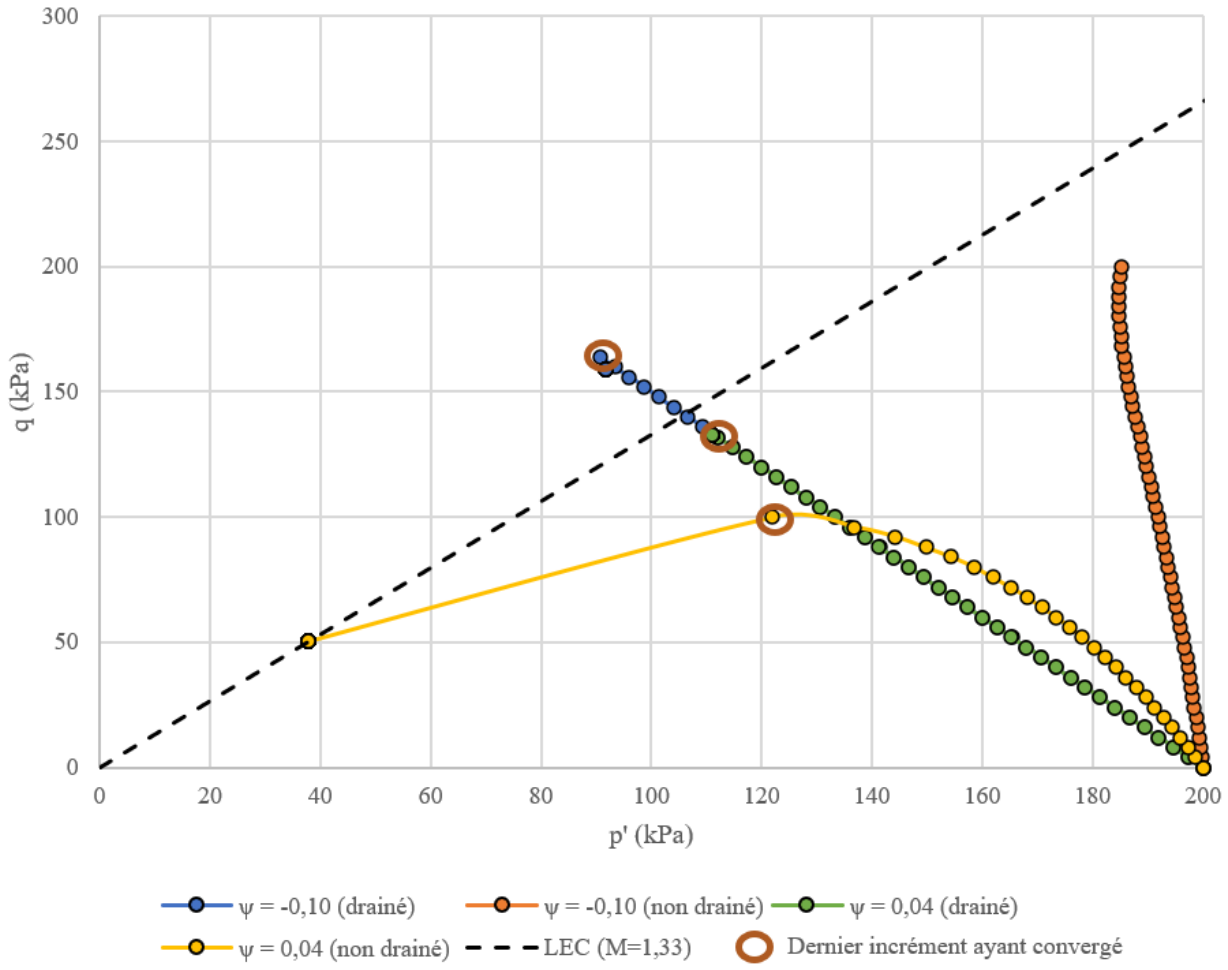


Figure 3.17 Cheminement de contraintes en fonction du paramètre d'état et du type du comportement de drainage pour des essais d'effondrement avec réduction latérale de la charge.

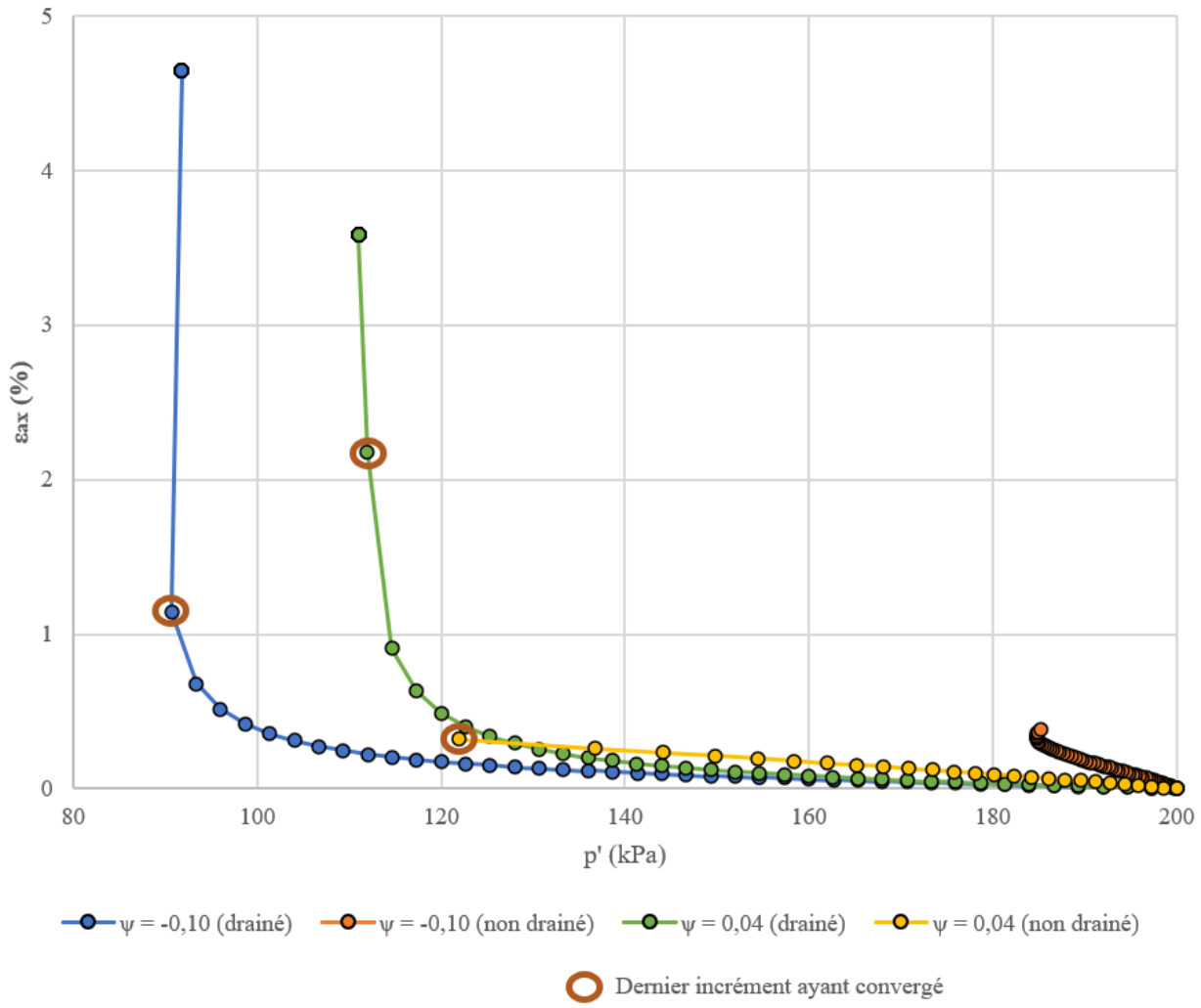


Figure 3.18. Courbes contraintes – déformation en fonction du paramètre d'état et du type d'incrément pour des essais de déchargement consolidés isotropriquement à 200 kPa et drainés.

On observe que pour le cas ψ = -0,10 et le comportement non drainé, la simulation numérique a convergé pour une réduction totale de la contrainte latérale. Le résultat pour ψ = -0,10 et le comportement drainé donne une non-convergence à environ 4,6% de déformation axiale avec une augmentation de l'ampleur des déformations par incrément à l'approche de la non-convergence (Figure 3.18) et que celle-ci survient après la ligne d'état critique (Figure 3.17). Pour les essais de réduction de la charge latérale sur un état initialement dense, il semblerait que seules les simulations faites avec le comportement drainé puissent générer une rupture puisqu'aucun problème de convergence n'est survenu pour une perte totale de la charge latérale dans le cas non drainé. Ce

résultat démontrerait peut-être une limitation du modèle NorSand a simulé les ruptures non drainées en déchargement sur des résidus initialement dense comme il a été vu en laboratoire par Grimard (2018).

Pour $\psi = 0{,}04$, le comportement drainé et non drainé ont obtenu des cas de non-convergence. La déformation axiale pour le cas non drainé est passée de 0,32% à l'étape qui convergeait à 74,3% à celle subséquente qui ne converge plus (Figure 3.18) tandis que le cheminement de contraintes termine sur la LEC à une résistance plus faible (Figure 3.17). Pour le cas drainé, la déformation axiale atteint 3,58% à la non-convergence (Figure 3.18) sans toutefois que le cheminement atteigne la LEC sans perte de résistance (Figure 3.18).

En réalité, il se peut que le cheminement initial se fasse en conditions drainées et que la rupture se réalise en conditions non drainées comme cela a été le cas pour l'essai d'effondrement TX-28 de Morgenstern et al. (2016). Un cas « hybride », présenté à la Figure 3.19, a été réalisé afin de simuler un cheminement initialement drainé et où le comportement non drainé est attribué au matériau après un certain nombre d'incréments.

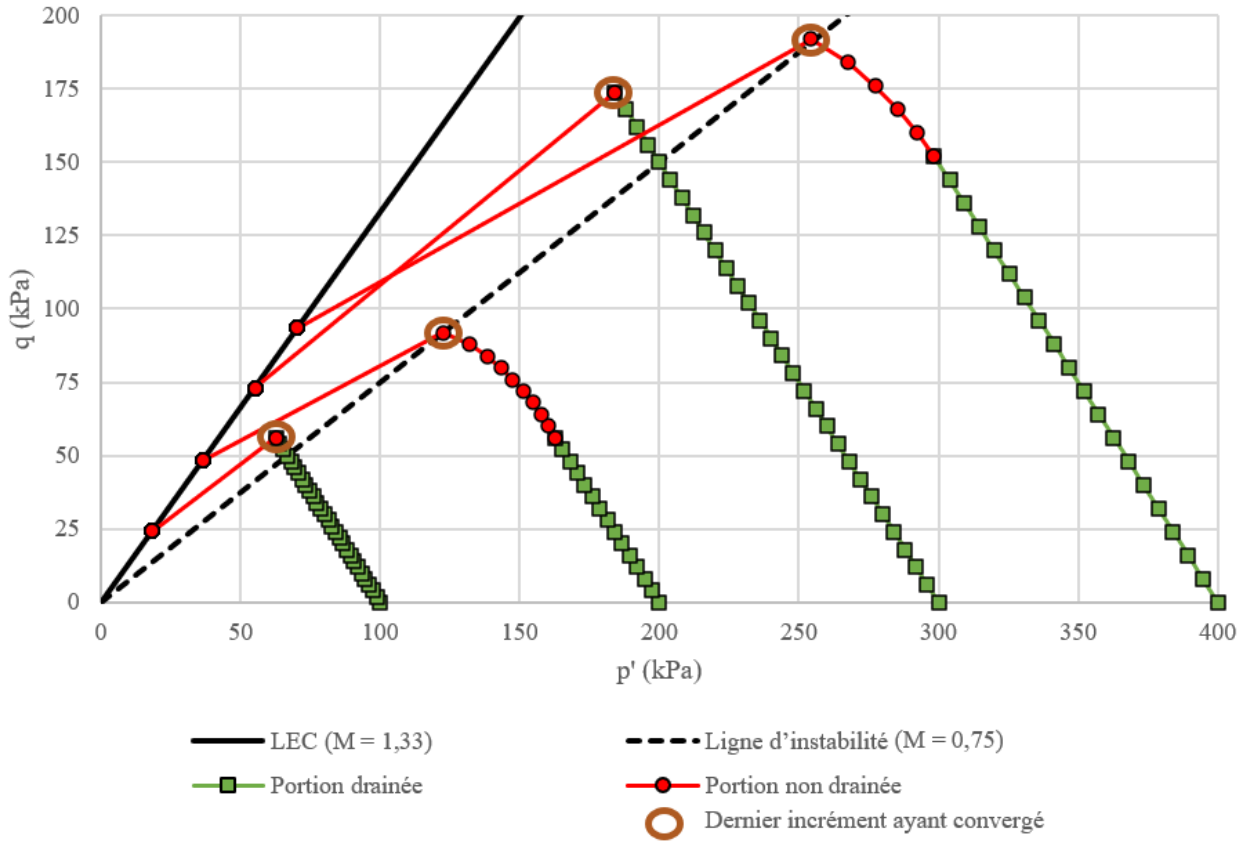


Figure 3.19 Cheminement de contraintes pour des essais déchargement de type « hybride » pour des incréments de charge et un paramètre d'état initial de 0,04.

On constate que si le comportement non drainé est attribué après la ligne d'instabilité, il y a non-convergence immédiatement et perte de résistance tandis que si le comportement est attribué avant, le modèle cesse de converger une fois la surface d'effondrement atteinte.

Krahn (2007) rapporte, comme discuté à la section 2.3.4, qu'une fois que le cheminement atteint la ligne d'instabilité, le sol peut soit se liquéfier si le drainage ne peut plus s'effectuer et ensuite suivre un cheminement non drainé jusqu'à l'état critique ou soit progresser de manière plus stable jusqu'à l'état critique s'il y a encore du drainage. Les simulations montrent un effet numérique similaire où le modèle de comportement n'est pas capable d'accommoder une augmentation supplémentaire des contraintes et cesse de converger une fois la ligne d'instabilité atteinte si le comportement non drainé est attribué au matériau.

3.2.3.1 Analyse des résultats et discussion

La non-convergence pour les essais avec « contraintes contrôlées » est survenue à plusieurs reprises lors des simulations numériques de cette section. Cette non-convergence provient de l'incapacité de la loi de comportement à accommoder des contraintes supplémentaires lorsque le modèle est dans la phase de ramollissement. Dans le cas de l'instabilité, la non-convergence après une itération peut indiquer le moment où il y a perte de résistance associée avec une augmentation rapide des déplacements (Jefferies et Been, 2016).

Les analyses de cette section ont montré que pour le comportement non drainé et un paramètre d'état du matériau lâche démontrant un comportement de ramollissement, la non-convergence est survenue à faible déformation et a été associée à l'incrément où la résistance est passée de celle maximale, à l'approche de la ligne d'instabilité, jusqu'à la résistance résiduelle située sur la ligne d'état critique, et ce, pour les essais de compression et de réduction de charge latérale. Cette réponse du modèle numérique s'apparente à la définition de Jefferies et Been (2016) et au phénomène de liquéfaction statique.

Pour les analyses effectuées avec le comportement drainé, la non-convergence a été associée à une augmentation de l'ampleur des déformations entre l'étape qui converge et celle subséquente qui ne converge plus sans toutefois qu'il n'y ait perte de résistance. Ceci indique qu'il pourrait y avoir rupture sans toutefois qu'il n'y ait de liquéfaction si le comportement non drainé n'est pas imposé.

3.3 Création du modèle numérique

3.3.1 Géométrie

La géométrie de la digue simulée représente une digue construite selon la méthode de rehaussement en amont. Comme discuté à la section 2.2, ce type de rehaussement est celui qui offre les moins bonnes performances en termes de stabilité en comparaison à la méthode en aval et la méthode de l'axe central. Cette géométrie est référée comme étant la « géométrie générale » dans le reste de ce document.

La géométrie du modèle a été obtenue en modifiant celle présentée par Ferdosi (2014) qui avait étudié la réponse sismique d'un parc à résidus miniers renforcé avec des inclusions de roche stérile.

Notons que ces inclusions de roche stérile n'ont pas été prises en compte pour ce projet de recherche et qu'une recommandation est faite à cet égard au Chapitre 6.

La hauteur du parc à résidus miniers est de 20 m et avec une pente globale en aval de 6,6 H :1V. Les digues ont une pente de 2,5H :1V, un largueur en crête de 15 m, une hauteur de 2m et se chevauchent de 6 m. Afin d'éviter que la région proche de la digue ne soit influencée par la condition frontière à la gauche du modèle, la distance entre l'extrémité gauche du modèle et la crête de la digue est de 100 m. Il a été observé que des distances plus courtes engendraient parfois des déformations en cisaillement le long de la frontière de gauche lors de la simulation des mécanismes de rupture ce qui n'est pas désirable. Le parc à résidus miniers repose sur une couche de fondation de 4 m qui elle-même est superposée au socle rocheux d'une épaisseur de 4 m. La Figure 3.20 présente la géométrie du modèle ainsi que les matériaux utilisés (qui eux sont présentés à la section 3.3.1).

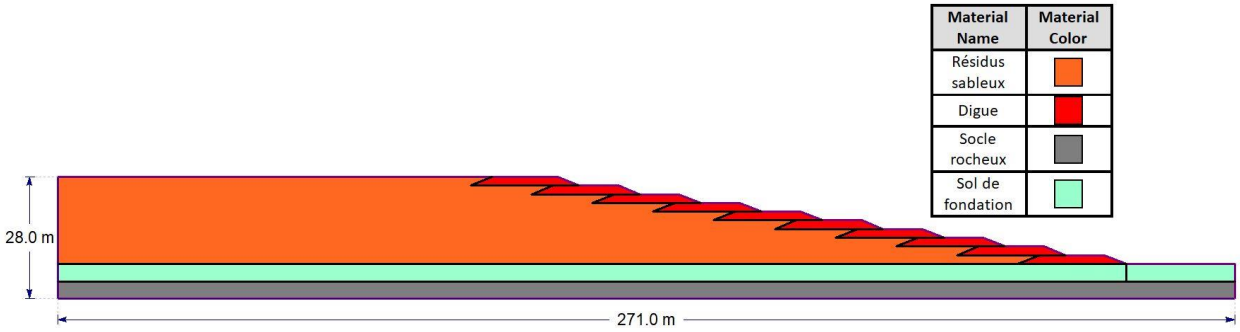


Figure 3.20 Géométrie générale (adapté de Ferdosi 2014).

3.3.2 Maillage

RS2 permet de générer un maillage selon le nombre approximatif d'éléments désiré, le type de maillage (uniforme, gradué, radial et sans nœuds internes) et le type d'éléments (triangulaire à 3 ou 6 nœuds, ou rectangulaire à 4 ou 8 nœuds). Une option vérifiant la qualité du maillage est également disponible afin de repérer les mauvais éléments et minimiser les problèmes de convergence. Cette option vérifie que le ratio entre le côté le plus long et celui le plus court ne dépasse pas une valeur de 30, que l'angle interne minimal soit plus grand que 2° et que l'angle interne maximale soit plus petit que 175°. Ces valeurs sont celles par défaut établi dans RS2 et peuvent être modifiées par

l'utilisateur. Un élément est jugé comme étant de mauvaise qualité si l'un des 3 critères mentionnés n'est pas respecté.

L'analyse de sensibilité sur le maillage a montré que les résultats sont particulièrement sensibles à la configuration et au nombre d'éléments. Certaines configurations ont parfois mené à de l'instabilité numérique (c.à.-d. non-convergence sans rupture définie par une augmentation de l'ampleur des déformations) bien que RS2 n'ait détecté aucun mauvais élément. Toutefois, pour les analyses ayant fonctionné, les conclusions générales obtenues (p. ex. plus le sol est lâche ou plus la surface phréatique est élevée, moins il faut imposer de déformation ou de changement de contraintes au modèle pour causer la rupture) sont principalement les mêmes pour les simulations faites à partir d'un même nombre d'éléments.

Le nombre d'éléments constituant le maillage devrait être défini en fonction de la capacité de calcul, qui a un impact sur le temps de calcul, et la précision des résultats désirée. Pour le modèle numérique de ce projet d'étude, un maillage de 6661 éléments à 3 noeuds a donc été retenu ce qui a permis d'étudier adéquatement l'influence du paramètre d'état, de la nappe phréatique et du coefficient des terres au repos pour chacun des mécanismes simulés avec des temps de calcul raisonnables. Notons que le modèle pour simuler l'érosion de la digue compte 6659 éléments. Cette légère variation est due à l'ajout d'une limite entre les matériaux afin de simuler l'érosion de la digue par une excavation. Les éléments triangulaires les plus grossiers ont une hauteur et une largeur aux alentours de 1,7 m au milieu du modèle tandis que les dimensions sont plus fines plus proche des limites.

3.3.3 Conditions aux frontières

Les conditions frontières sont nécessaires afin de dimensionner le problème et de résoudre les analyses par éléments finis. Pour le modèle à l'étude, les mouvements horizontaux et verticaux ont été restreints à la base du modèle tandis que seuls les mouvements horizontaux ont été restreints à la gauche du modèle. Les mouvements horizontaux ont également été restreints dans le sol de fondation et le socle rocheux à la droite du modèle. Cette configuration de conditions aux frontières peut être appliquée automatiquement dans RS2 en utilisant l'option *Auto Restrain Surface (rollers)*. La Figure 3.21 montre la géométrie générale avec le maillage et les conditions aux frontières.

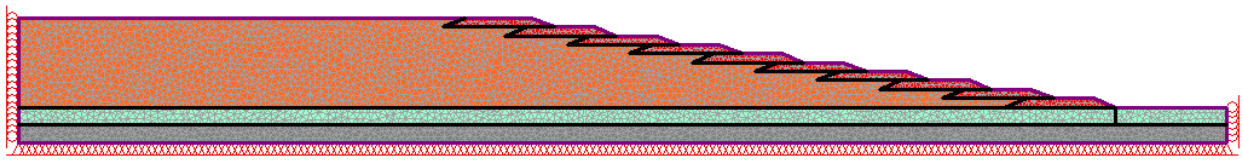


Figure 3.21 Géométrie générale avec le maillage et les conditions aux frontières.

3.3.4 Contraintes in-situ et état initial du sol

Les contraintes in-situ dans le modèle ont été calculées à partir du poids des matériaux, du champ de contraintes et de la surface phréatique. Il a été posé comme hypothèse que les pressions d'eau excédentaires dues aux dépôts des résidus miniers se soient dissipées avant l'application des mécanismes de déclenchement. De plus, il a été nécessaire d'attribuer une valeur de coefficient des terres au repos (K_0) aux résidus sableux modélisés avec NorSand. Ce coefficient est le ratio entre la contrainte effective horizontale (σ'_h) et la contrainte effective vecticale (σ_v'). Selon Davies et al. (2002), l'état de contraintes initiales au repos des résidus miniers se situerait proche de ligne d'instabilité tandis que Jefferies et Been (2016) rapportent que ce coefficient se situerait entre 0,5 et 0,8 pour les sols lâches. Comme il est présenté à la 3.2.3, la consolidation anisotropique un impact sur le cheminement de contraintes. Il a été vu par la simulation numérique d'essais triaxiaux que le cheminement non drainé peut passer directement en déchargement si les contraintes initiales se situent entre la ligne d'état critique et la ligne d'instabilité sans qu'il n'y ait augmentation de la résistance avant la rupture (Figure 3.12).

Une estimation du coefficient des terres au repos a été faite en utilisant la formule simplifiée de Jaky (1944) pour les sols granulaires lâches en utilisant l'angle de frottement de la résistance drainée des résidus miniers sableux soit 33° tel présenté plus dans la section décrivant les propriétés des matériaux (Tableau 3.4).

$$K_0 = 1 - sin\varphi' = 1 - \sin(33°) \approx 0{,}45 \qquad (3.1)$$

Cette valeur a également été attribuée aux autres matériaux du modèle afin de simplifier le problème puisque l'angle de frottement de la couche de fondation est identique à celui des résidus miniers et que celui de la digue est de 35°, comme présenté au Tableau 3.4, ce qui donne un K_0 assez similaire soit de 0,43. Pour le roc, une valeur de 0,45 se rapproche de celle obtenue en

fonction du coefficient de Poisson d'une valeur de 0,3 des matériaux et de la formule dérivée de la loi de Hooke valide pour les matériaux homogènes ayant un comportement linéairement élastique et isotrope (Yang et al., 2017).

$$K_0 = \frac{\nu}{1-\nu} = \frac{0{,}3}{1-0{,}3} \approx 0{,}43 \tag{3.2}$$

L'analyse paramétrique de la valeur de K_0 attribuée aux résidus miniers a entre autres permis de trouver qu'une valeur de K_0 inférieure à 0,30 menait directement à la rupture lorsque le comportement des résidus miniers était changé de drainé à non drainé sans qu'il n'y ait de charge ou de perturbation additionnelle. Le reste des conclusions portant sur l'influence du K_0 sur chacun des mécanismes de rupture simulés est présenté au Chapitre 4.

Dans certains cas, une construction du parc à résidus miniers en plusieurs étapes à l'aide de l'historique de construction peut être faite afin d'étudier l'évolution des contraintes et des déformations (p. ex. Jefferies et al., 2019; Morgenstern et al., 2016; Robertson et al., 2019). Une construction par étapes jumelée à des analyses de consolidation permet également d'étudier les mécanismes de rupture progressive liés à la génération de pression d'eau due au rehaussement de la digue et au dépôt des résidus miniers (p. ex. Kelln, 2020; Zardari, 2011).

Une analyse de sensibilité a été effectuée afin d'étudier l'impact de la construction séquentielle du parc à résidus miniers et est présentée à l'Annexe D. Les résultats quantitatifs (p. ex. chargement avant la rupture) se sont montrés sensibles au nombre d'étapes de construction. Il est important de noter que la construction par étapes a également une influence sur le maillage en raison de l'ajout de zone afin de simuler le dépôt séquentiel des résidus miniers et du rehaussement de la digue ce qui peut avoir un impact sur les résultats. Toutefois, comme pour l'analyse de sensibilité sur le maillage, les conclusions générales ne varient pas pour les analyses faites à partir du même type de construction du modèle. La construction du modèle en une seule étape a donc été jugée suffisante afin d'étudier les différents mécanismes pouvant déclencher l'instabilité à partir d'une configuration stable du modèle en plus d'économiser du temps de calcul.

Quant à l'état initial du sol, ce paramètre a été pris en compte en faisant l'analyse paramétrique du paramètre d'état. Selon Jefferies et Been (2016), le 5% à 15% de la portion du sol le plus lâche

pourrait dicter la liquéfaction. Ils recommandent l'utilisation d'un paramètre d'état dit « caractéristique » qui dicterait le comportement global du dépôt se situant entre le 90e et 80e percentile de l'état le plus lâche. Le 90e percentile étant principalement pour les problèmes de chargement cyclique tandis que des valeurs proches du 80e percentile seraient appropriées pour des problèmes de chargement statique. Il a également été observé que le paramètre d'état a une légère influence sur les contraintes initiales calculées en conditions drainées puisque des déformations sont calculées à cette étape dans RS2. L'Annexe A présente l'influence du paramètre d'état et du K_0 sur les déplacements engendrés lors de l'établissement des contraintes initiales.

3.3.5 Surface phréatique et analyses d'écoulement

Des analyses d'écoulement en régime permanent ont été effectuées dans RS2 afin d'obtenir les surfaces phréatiques de divers scénarios. Le premier cas (Dist = 20 m) simule un niveau d'eau en surface jusqu'à une distance de 20 m du sommet gauche de la digue en attribuant une condition de pression nulle à la surface. Le deuxième cas (H = 28 m) simule un niveau d'eau en surface à l'extrémité gauche du modèle en imposant une hauteur du niveau d'eau de 28 m par rapport au bas du socle rocheux du modèle à la frontière de gauche. Le troisième cas (H = 20 m) simule un niveau d'eau de 20 m à la frontière gauche du modèle.

Pour l'ensemble de ces 3 scénarios, un drain a été simulé sous la première digue afin de réduire la présence d'eau dans la face de la digue. Les conductivités hydrauliques des différents matériaux ont été tirées et adaptées à partir des matériaux du Barrage de Fundão de l'Annexe G du rapport de Morgenstern et al. (2016) (plus de détails sur les propriétés des matériaux utilisés à la section 3.4). Pour ces analyses d'écoulement simplifiées, l'anisotropie de la conductivité hydraulique n'a pas été prise en compte. La ségrégation des matériaux plus grossiers proche de la digue et des matériaux plus fins à l'intérieur du parc, comme il est normalement observé (Vick, 1990; Bussière, 2007), n'a pas été modélisée lors de ces analyses. Le Tableau 3.2 présente la conductivité hydraulique des différentes unités utilisées pour les analyses d'écoulement.

Tableau 3.2 Conductivité hydraulique des matériaux (adapté de Morgenstern et al., 2016).

Matériaux	Conductivité hydraulique (m/s)
Résidus sableux	$5{,}0 \times 10^{-6}$
Digue	$1{,}0 \times 10^{-5}$
Socle rocheux	$1{,}2 \times 10^{-9}$
Sol de fondation	$3{,}5 \times 10^{-6}$

La Figure 3.22 présente les surfaces phréatiques obtenues à partir de ces simulations d'écoulement tandis que les modèles numériques ayant servis pour les analyses d'écoulement et la répartition des pressions interstitielles sont présentés à l'Annexe A.

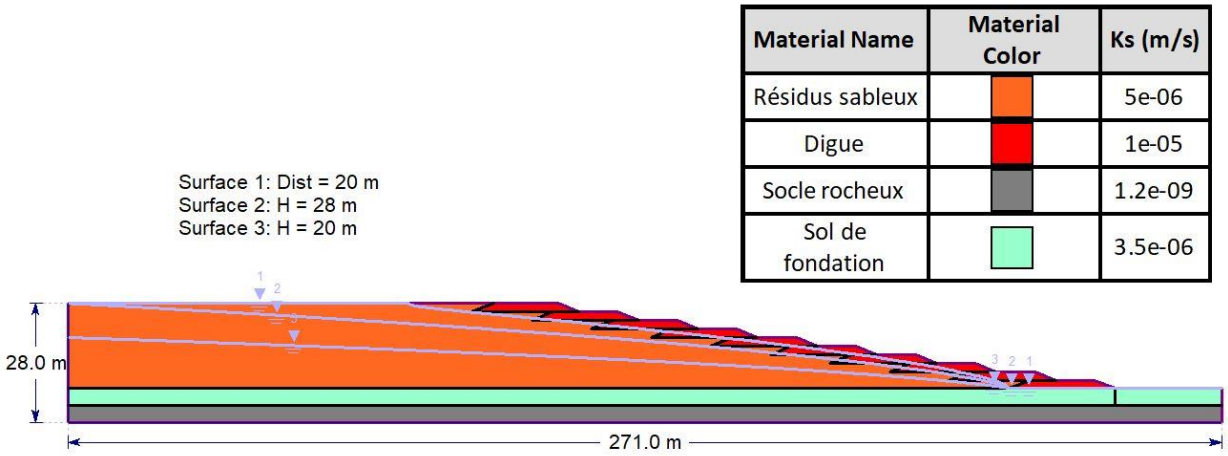


Figure 3.22 Surfaces phréatiques obtenues à partir des analyses d'écoulement.

Il est important de noter que lors des analyses de contrainte-déformation, les pressions d'eau sont générées lors de la déformation plastique du matériau en attribuant un comportement non drainé aux résidus miniers. La variation des pressions d'eau ne provient donc pas d'analyse d'écoulement.

3.3.6 Paramètres d'analyse

Certaines modifications aux paramètres d'analyse par défaut dans RS2 ont été apportées afin d'optimiser les simulations et de réduire l'instabilité numérique (c.à.-d. non-convergence sans rupture définie par une augmentation de l'ampleur des déformations).

Pas de temps (l*oad step*)

Le pas de temps (*load step*) indique en combien d'incrément RS2 va appliquer la charge ou le déplacement imposé (p.ex. si 10 kPa de pression est appliqué et que le pas de temps est de 10, RS2 va appliquer la charge par incrément de 1 kPa). Par défaut, RS2 utilise le mode automatique afin de déterminer le nombre de pas de temps. Selon Azami (2020), l'utilisation du mode adaptatif (*adaptative*) pour déterminer le nombre de pas de temps est plus robuste lorsqu'un modèle de comportement non linéaire est utilisé. Cette option permet de spécifier entre autres le nombre minimal d'incréments, l'incrément de charge initial, les charges minimales et maximales par incrément, un facteur d'augmentation de la charge si la convergence est atteinte avant le nombre minimal d'incréments ainsi qu'un facteur de diminution si la convergence n'est pas atteinte pour le nombre maximal d'incréments (Rocscience Inc., 2020c). La seule modification aux paramètres par défaut faite au mode adaptatif a été de réduire la charge initiale maximale par incrément à une valeur de 10% comme recommandé par Azami (2020).

Critère de convergence et tolérance

Le critère de convergence « force absolue et énergie » (*Absolute Force et Energy*), qui vérifie les conditions de forces internes et externes ainsi que l'énergie du système calculée à partir du champ de contraintes interne multipliée par les changements en déformations, est celui généralement recommandé par RocScience et a été utilisé pour ce projet de recherche. (Rocscience Inc., 2021b)

De plus, RocScience recommande une tolérance se situant entre 0,01 et 0,001. Il a été observé que les analyses faites avec une tolérance de 0,001 menaient parfois à des cas de non-convergence sans surface de rupture et sans grande augmentation de l'ampleur des déformations. Les analyses faites avec une tolérance de 0,01 ont démontré plus constamment des cas de non-convergence associés à des surfaces ruptures bien définies et une augmentation de l'ampleur des déformations pour les sols lâches. La loi de comportement NorSand étant également un modèle non linéaire assez complexe, une tolérance de 0,01 a été utilisée pour les simulations afin de réduire l'instabilité numérique.

3.3.7 Conditions de rupture

Comme mentionné précédemment, dans le cas de l'instabilité, la non-convergence après une itération peut indiquer le moment où il y a perte de résistance associée avec une augmentation

rapide des déplacements (Jefferies et Been, 2016). Cette définition d'instabilité associée à la non-convergence a pu être observée lors de la simulation d'essais triaxiaux par « contraintes contrôlées » présentés la section 3.2.3.

Pour un sol lâche (c.-à-d. paramètre d'état positif) avec le comportement non drainé, la non-convergence entre deux incréments est survenue proche de la ligne d'instabilité et était associée à une perte de résistance jusqu'à l'état critique ainsi qu'à un grand incrément de déformation ce qui signifierait qu'il y a eu liquéfaction.

Pour les analyses de contrainte-déformation avec la géométrie générale (Figure 3.20), la non-convergence a été utilisé comme une des conditions afin de déterminer la rupture. La rupture globale et la liquéfaction des résidus miniers ont été considérées lorsque les conditions suivantes étaient atteintes :

1. Non-convergence du modèle;
2. Différences importantes dans les déplacements entre l'étape qui converge et celle subséquente qui ne converge plus.
3. Surface de rupture globale dans les résidus miniers déterminée en affichant les zones de déformations en cisaillement maximales, le ratio d'instabilité (IR) et les déplacements horizontaux maximaux telle que présentée sur les figures des différents types de rupture à la section suivante.

Les conditions 2 et 3 ont été établies afin de s'assurer que la non-convergence du modèle ne soit pas simplement due à de l'instabilité numérique (p.ex. problème de maillage, amplitude de l'incrément de charge ou de déplacement trop élevé).

Le ratio d'instabilité est défini comme étant le ratio des contraintes (q/p') divisé par la pente (M = 1,33) de la ligne d'état critique. Une valeur de 1 indique que le cheminement de contraintes a atteint l'état critique pour le cas d'un paramètre d'état lâche.

3.3.8 Simulation des mécanismes de déclenchement de la liquéfaction

Comme mentionné en introduction, un des objectifs de ce projet de recherche visait à explorer les mécanismes de déclenchement de la liquéfaction pour les parcs à résidus miniers. Cette section

présente comment certains mécanismes ont été simulés dans RS2. Pour chacun de ces mécanismes de rupture, l'influence du paramètre d'état (ψ), et du coefficient des terres au repos (K_0) attribué aux résidus miniers ainsi que la surface phréatique (Figure 3.22) a été étudiée. Des valeurs égales à 0,07 et inférieures du paramètre d'état ont été testées sans quoi une valeur supérieure (c.à.-d. plus lâche) causait immédiatement de l'instabilité numérique pour le comportement non drainé des résidus sableux simulés avec NorSand. Pour le coefficient des terres au repos, les premières simulations ont utilisé la valeur obtenue, soit 0,45, à partir de l'angle de frottement des résidus sableux et de la formule de Jaky (1944) comme présentée à la section 3.3.4. Des simulations ont également été faites avec des K_0 de 0,60 et 0,80 puisque le K_0 se situerait entre 0,5 et 0,8 pour les sols lâches (Jefferies et Been, 2016). Pour toutes les analyses faites avec le comportement non drainé des résidus miniers, l'option de ramollissement supplémentaire de NorSand a été activité lorsque l'état initial des résidus était lâche (c.à.-d. lorsque $\psi \geq 0$). Les analyses ont aussi comme simplification de ne pas prendre en compte le comportement non saturé des résidus miniers situé au-dessus de la nappe phréatique. Un résumé des simplifications et des limitations des analyses numériques sont présentés et discutés à la section 3.3.9.

<u>Rehaussement de la digue</u>

Le rehaussement de la digue a été simulé en appliquant un incrément de charge de 5 kN/m^2 par étape à l'emplacement de la future digue tel que présenté à la Figure 3.23. Le comportement non drainé a été attribué aux résidus miniers lors de la phase de chargement afin de simuler une construction rapide engendrant des pressions d'eau excédentaires.

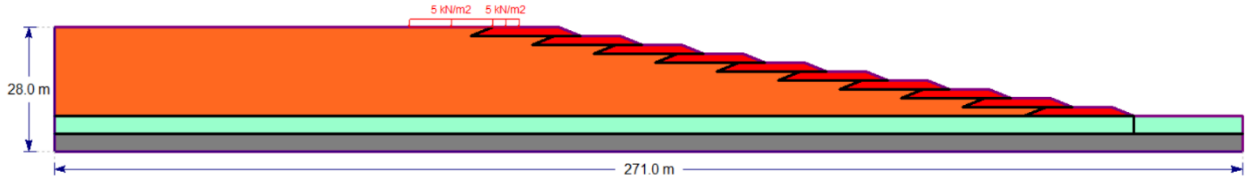


Figure 3.23 Exemple du mécanisme de chargement par le haut.

Rappelons également, comme mentionné en introduction, que Grimard (2018) a proposé une méthode d'évaluation du potentiel de liquéfaction statique des résidus pour un rehaussement en amont des digues mettant notamment en relation la vitesse d'ondes de cisaillement et les résultats

d'essais de compression triaxiale afin de calculer un facteur de sécurité contre la liquéfaction statique.

Perte de résistance de la fondation

La perte de résistance de la couche de fondation située sous le parc à résidus miniers a été simulée en réduisant l'angle de frottement par incrément de 2% jusqu'à la rupture. Rappelons que la rupture de la fondation a été identifié comme la cause de la rupture du parc à résidus de Mount Polley et un des facteurs contributoires à la rupture du parc à résidus miniers de Cadia comme discuté aux sections 2.4.2 et 2.4.4.

Ce mécanisme de déclenchement a été étudié en un premier temps en attribuant le comportement non drainé aux résidus miniers de sable afin de simuler une perte de résistance rapide. Ensuite, la perte de résistance a été simulée en attribuant le comportement drainé aux résidus miniers pour le cas où les déformations se feraient lentement sans engendrer de pression d'eau excédentaire. Un troisième cas « hydride » a été simulé en attribuant initialement le comportement drainé et en le changeant pour celui non drainé à partir d'une certaine perte de résistance comme qu'il a été fait pour les analyses d'effondrement présentées à la section 3.2.3. La Figure 3.24 montre la section (verte foncée hachurée) qui subit la perte de résistance.

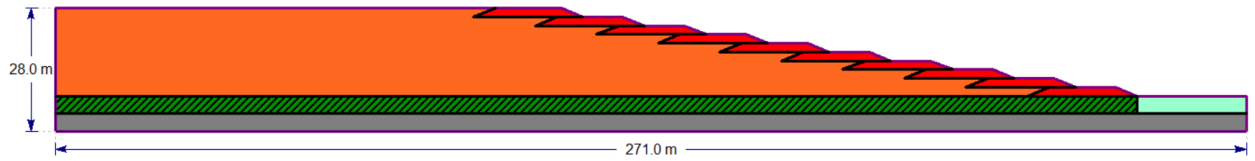


Figure 3.24. Exemple de la perte de résistance de la fondation.

Érosion de la digue

Comme que discuté à la section 2.4.1, l'érosion de la digue due au débordement en crête à la suite de forte pluie ce qui aurait mené à la rupture de la digue du parc à résidus de Merriespruit. Cette rupture aurait ultimement mené à la liquéfaction des résidus miniers en raison de la perte de confinement. Pour ce projet de recherche, l'érosion de la digue a été simulée en effectuant une excavation d'une section de la digue et en attribuant le comportement non drainé avec aux résidus miniers. La Figure 3.25 montre la section excavée afin de simuler l'érosion.

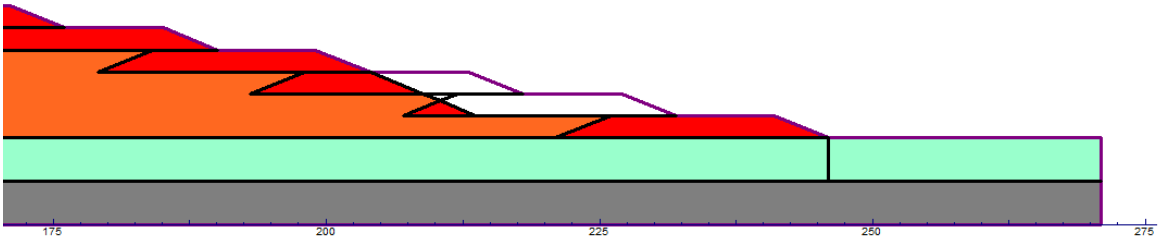


Figure 3.25 Exemple de l'érosion de la digue.

Déplacement de la digue

Le déplacement de la base de la digue vers l'extérieur du parc à résidus miniers a été simulé en imposant une condition de déplacement horizontal aux nœuds entourant la première digue tel que présenté à la Figure 3.26 et en attribuant le comportement non drainé avec ramollissement supplémentaire aux résidus miniers. Des déplacements au pied de la digue peuvent être associés à une rupture de la fondation comme pour le cas de Mount Polley (Morgenstern et al., 2015) où des preuves visuelles des restants de la digue ont montré des déplacements vers l'extérieur du parc à résidus et une rotation de la digue compatible avec un tel mécanisme de rupture.

Pour ces simulations, un incrément de 4 mm par étape a été posé. L'analyse paramétrique de l'amplitude de l'incrément utilisé (Annexe C) a démontré qu'un incrément supérieur à 4 mm (p. ex. 1 cm) menait directement à de l'instabilité numérique (c.-à-d. non-convergence sans rupture ni augmentation de l'ampleur des déplacements) ou à la rupture ce qui rendait ces analyses non concluantes pour de tel incrément. Notons également que le nombre d'étapes dans RS2 est limité à 300. Puisque la première constitue à établir les contraintes in-situ dans le modèle, le déplacement maximal qui a pu être imposé est de 1196 mm soit 299 multiplié par 4 mm.

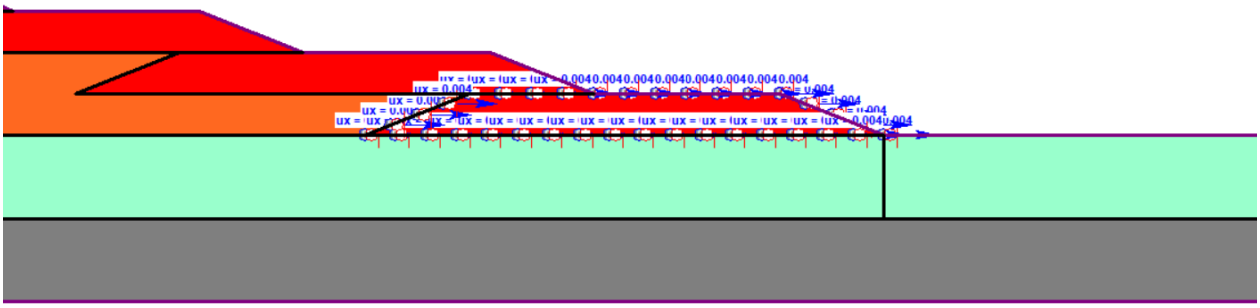


Figure 3.26 Exemple du déplacement de la digue.

3.3.9 Hypothèses simplificatrices

Quelques simplifications ont été énumérées jusqu'à présent dans ce rapport. Cette section résume ces hypothèses simplificatrices qui ont été posées afin de réaliser les simulations numériques. Ces hypothèses ont une influence sur les résultats obtenus d'où l'importance de les souligner. Des recommandations par rapport à ces hypothèses sont présentées au Chapitre 6.

- Les analyses sont effectuées en déformations planes. Ce type d'analyse assume des déformations qui sont nulles dans le plan perpendiculaire à la section analysée. Il est important de garder en tête que les analyses 2D en déformations planes ne peuvent pas simuler parfaitement des cas réels qui sont des problèmes physiques tridimensionnels. Plusieurs suppositions (p.ex. surface de rupture parallèle au plan de la section, section infinie dans le sens perpendiculaire au plan) doivent être faites afin que les résultats obtenus à partir d'analyse 2D soient représentatifs (Griffiths et Marquez, 2007; Kalatehjari et al., 2015).

- Le modèle, avant l'imposition des mécanismes de déclenchement de la liquéfaction, est en régime permanent. Les pressions dues à la construction du parc à résidus miniers ne sont pas considérées. Dans un cas réel, le rehaussement des digues et le dépôt hydraulique des résidus peuvent avoir comme effet d'engendrer des pressions d'eau positive dans l'ouvrage. Si on ne laisse pas assez de temps pour que les pressions interstitielles en excès se dissipent, il pourrait y avoir une accumulation de celle-ci ce

qui est défavorable à la stabilité de l'ouvrage (p.ex. sollicitation de la résistance non drainée ou baisse de la contrainte effective moyenne vers l'état critique).

- La distribution du paramètre d'état initial des résidus miniers est homogène et la valeur initiale imposée correspond à celle « critique » dictant le comportement global du dépôt des résidus miniers comme discuté à la section 3.3.4. Dans un cas réel, les résidus sont initialement lâches lorsque déposé hydrauliquement et se consolident avec le temps ce qui a un impact sur l'état des résidus à travers le parc.
- Il a été considéré que les mécanismes de déclenchement de la liquéfaction se produisent assez rapidement et imposent des conditions non drainées au sein des résidus miniers sans qu'il n'y ait de dissipation entre les étapes de chargement. Également, la variation des pressions d'eau dans le modèle numérique est due à l'imposition du comportement non drainé aux résidus miniers. Les pressions d'eau calculées dans le modèle peuvent ne pas être représentatives de celles qui seraient générées lors d'un cas réel puisque les propriétés hydrauliques et de consolidation des paramètres ne sont pas directement prises en compte ainsi que le temps de chargement et de dissipation.
- Le comportement non saturé des résidus miniers n'a pas été pris en compte. Puisque le comportement non drainé est attribué à l'ensemble des résidus miniers, même pour la portion située au-dessus de la surface phréatique, l'impact de la surface phréatique est principalement d'établir les contraintes initiales dans le modèle et la génération des pressions d'eau dans la zone non saturée pourrait diverger d'un cas réel.
- Les propriétés des résidus miniers n'ont pas été modifiées lors de l'analyse de l'influence du K_0. En réalité, le K_0 n'est pas une propriété intrinsèque du sol et varie notamment en fonction de la résistance, du coefficient de Poisson (Yang et al., 2017, 2018). Puisqu'un K_0 plus faible indique un état de contrainte plus proche de la ligne d'état critique, l'analyse de sensibilité de ce paramètre avait pour but d'étudier si la rupture globale était plus facilement provoquée plus le K_0 était faible.

3.4 Propriétés géotechniques et loi de comportement des matériaux

Pour ce projet de recherche, les matériaux du Barrage de Fundão provenant du rapport d'experts de Morgenstern et al. (2016). Tel que discuté à la section 3.2.1, les propriétés des résidus du Barrage de Fundão ont été choisis pour ce projet d'études puisqu'il s'agît d'un cas connu où la liquéfaction statique des résidus miniers a causé la rupture en plus d'avoir de nombreuses données disponibles. Bien qu'il pourrait être jugé pertinent de modifier certaines des propriétés, les valeurs proposées par Morgenstern et al. (2016) ont été conservées afin de pouvoir comparer les résultats.

Les résidus miniers issus de l'exploitation du minerai de fer de la mine de Germano peuvent être séparés en deux catégories ayant des propriétés distinctes. Le premier type est les résidus sableux composés principalement de sable et d'environ 40 à 45% de silt non plastique. Le second type est les résidus miniers fins composés essentiellement de particules fines peu à moyennement plastique et ayant des propriétés de cohésion s'apparentant à l'argile. D'autres propriétés sont présentées au Tableau 2.2. Le Tableau 3.3 présente les matériaux de la géométrie générale et leur équivalent dans l'étude de Morgenstern et al. (2016) ainsi que les lois de comportement utilisées pour les simulations de déformation. Dans l'étude de Morgenstern et al. (2016), les résidus fins isolés sont définis comment ayant les mêmes propriétés que les résidus sableux mais modélisés avec le modèle de Mohr-Coulomb plutôt que NorSand.

Tableau 3.3 Matériaux de la géométrie générale et leur équivalent dans l'étude de Morgenstern et al. (2016) ainsi que les lois de comportement utilisées.

Matériaux de la géométrie générale	**Équivalent dans l'étude de Morgenstern et al. (2016)**	**Loi de comportement utilisée**
Résidus sableux	Résidus sableux	NorSand
Digue	Sable compacté	Élastique-plastique de Mohr-Coulomb
Sol de fondation	Résidus fins isolés	
Socle rocheux	Socle rocheux	Purement élastique

Le Tableau 3.4 présente les paramètres utilisés lors des analyses de déformation et d'équilibre limite. Les propriétés de résistance des résidus de sable présentées dans ce tableau ont été utilisées que dans les analyses d'équilibre limite puisque le modèle NorSand a été utilisé pour les analyses de déformation. Rappelons que les paramètres d'entrée de NorSand pour les résidus sableux sont présentés au Tableau 3.1.

Tableau 3.4 Propriétés des matériaux pour la géométrie générale (adapté de Morgenstern et al., 2016 et Moghaddam et al., 2020).

<table>
<tr><th rowspan="2">Matériaux</th><th rowspan="2">Poids spécifique (kN/m³)</th><th colspan="3">Propriétés élastiques</th><th colspan="2">Résistance drainée</th><th colspan="2">Résistance non drainée</th></tr>
<tr><th>Coefficient de Poisson</th><th colspan="2">Module d'élasticité (MPa)</th><th>ϕ'max (°)</th><th>c' (kPa)</th><th>$\frac{S_{u(max)}}{\sigma'_v}$</th><th>$\frac{S_{u(liq)}}{\sigma'_v}$</th></tr>
<tr><td>Résidus sableux</td><td rowspan="4">22</td><td rowspan="4">0,3</td><td rowspan="3">$E = 52\left(\frac{\sigma'_{vc}}{100}\right)^{0,4}$</td><td>-</td><td>33</td><td>0</td><td>0,22</td><td>0,07</td></tr>
<tr><td>Digue</td><td>52</td><td>35</td><td>5</td><td colspan="2">-</td></tr>
<tr><td>Sol de fondation</td><td>65</td><td>33</td><td>0</td><td colspan="2">-</td></tr>
<tr><td>Socle rocheux</td><td colspan="2">442</td><td>40</td><td>32</td><td colspan="2">-</td></tr>
</table>

Il a été observé lors des simulations que l'utilisation d'une formule qui établit le module d'élasticité en fonction de la contrainte verticale effective de confinement menait parfois à des problèmes de convergence et à une variabilité dans les résultats pour une même analyse (p. ex. résultats différents pour une analyse identique). Des valeurs constantes ont ainsi été attribuées à la digue et au sol de fondation. Pour la digue, la valeur minimale de 52 MPa a été attribuée puisque la majorité de celle-ci est en contact avec la surface. Pour le sol de fondation, une valeur de 65 MPa se situant entre celle maximale calculée à partir des pressions de confinement à gauche du modèle et celle minimale a été assignée. Pour les simulations n'ayant pas eu de problèmes de convergence avec la formule du module d'élasticité en fonction de la contrainte verticale effective de confinement, les résultats ne démontraient pas de grande différence avec les simulations faites avec des valeurs constantes.

3.5 Analyse de stabilité statique

Des analyses par la méthode d'équilibre limites ont été effectuées dans Slide2 de RocScience afin d'évaluer la stabilité de l'ouvrage en fonction des trois surfaces phréatiques obtenues à partir des

analyses d'écoulement présentées à la Figure 3.22 et des résistances drainées, non drainées maximales et liquéfiées présentées Tableau 3.4.

Les méthodes de Fellenius (1936), de Bishop simplifiée (Bishop, 1955), de Janbu simplifiée (Janbu, 1954), de Spencer (1967) et de Morgenstern et Price (1965) ont été utilisées afin d'identifier les surfaces de rupture critique donnant le facteur de sécurité (FS) le plus faible selon divers scénarios.

La méthode *Cuckoo Search* avec optimisation a été utilisée afin d'identifier la surface de glissement critique. Cette méthode de recherche est celle recommandée par Rocscience Inc. (2016b) afin d'identifier la surface critique non circulaire et son implémentation dans Slide2 est présentée dans Wu (2012). Des intervalles d'entrée et de sortie possible de la surface de rupture ont été spécifiés afin d'éviter que la solution ne donne une surface de rupture locale superficielle de la digue. La localisation de ces intervalles a été déterminée en s'assurant que l'entrée et la sortie de la surface de rupture ne coïncident pas avec les limites des intervalles ce qui indiquerait qu'il faudrait agrandir ou déplacement l'intervalle.

Pour les analyses faites avec la résistance non drainée maximale et celle liquéfiée où la nappe ne n'est pas en surface, la résistance drainée a été attribuée pour la portion des résidus miniers au-dessus de la surface phréatique. Notons qu'une simplification faite lors de ces analyses est que la définition de la résistance au cisaillement des matériaux n'a pas été changée pour la portion non saturée au-dessus de la nappe. Les effets potentiels de cohésion apparente n'ont également pas été pris en compte.

Les analyses de stabilité statique par équilibres limites, même s'ils ont une application limitée en ce qui concerne l'étude de la liquéfaction statique comme discuté à la section 2.5.1, ont été effectuées comme analyse préliminaire afin d'évaluer la stabilité de l'ouvrage si la résistance résiduelle des résidus miniers était sollicitée.

CHAPITRE 4 RÉSULTATS DE L'ANALYSE D'UNE DIGUE REHAUSSÉE EN AMONT

Cette section présente les résultats des analyses de stabilité statique ainsi que les analyses de déformation faites à partir de la géométrie générale d'un parc à résidus avec une digue rehaussée selon la méthode en amont présentée à la Figure 3.20. Les analyses contraintes-déformations sont faites avec plusieurs mécanismes de déclenchement comme expliqué dans le chapitre précédent.

4.1 Présentation, analyses et discussion des analyses de stabilité statique

En général, il a été observé que les analyses de stabilité statiques, effectuées dans Slide2, selon les différentes méthodes (c.à.-d. Fellenius, Bishop simplifiée, Janbu simplifiée, Spencer et de Morgenstern et Price) ont donné des surfaces de rupture critique et des facteurs de sécurité similaires. À des fins de simplification, seuls les résultats de la méthode de Morgenstern et Price (1965), qui vérifie l'équilibre des forces et des moments et qui est couramment utilisée dans la pratique, sont présentés dans cette section. Rappelons que les propriétés des matériaux pour ces analyses sont présentées au Tableau 3.4. Le Tableau 4.1 présente les facteurs de sécurité en fonction de la résistance des résidus miniers et des surfaces phréatiques présentés à la Figure 3.22 à partir des analyses d'écoulement. Les facteurs de sécurité pour les autres méthodes sont présentés à l'Annexe B.

Tableau 4.1 Résultats des analyses de stabilité statique pour la méthode de Morgenstern et Price.

Surface phréatique	**Facteur de sécurité**		
	ϕ' = 33°	$\frac{S_{u(max)}}{\sigma'_v} = 0,22$	$\frac{S_{u(liq)}}{\sigma'_v} = 0,07$
Dist = 20 m	3,05	1,15	0,42
H = 28 m	3,39	1,34	0,51
H = 20 m	3,77	1,74	0,71

On observe une augmentation du facteur de sécurité plus le niveau d'eau est faible et loin de la face de la digue. On constate également que le facteur de sécurité est inférieur à 1,0 pour les trois surfaces phréatiques lorsque la résistance liquéfiée est attribuée aux résidus miniers. Rappelons toutefois que les analyses négligent le comportement non saturé des résidus situés au-dessus de la surface phréatique ce qui aurait probablement comme effet d'augmenter la résistance le long de la surface de rupture notamment en raison des forces de succion.

Les Figure 4.1, Figure 4.2 et Figure 4.3 présentent respectivement les surfaces de rupture critiques pour la résistance drainée, non drainée et liquéfiée des résidus miniers pour une surface phréatique Dist = 20 m.

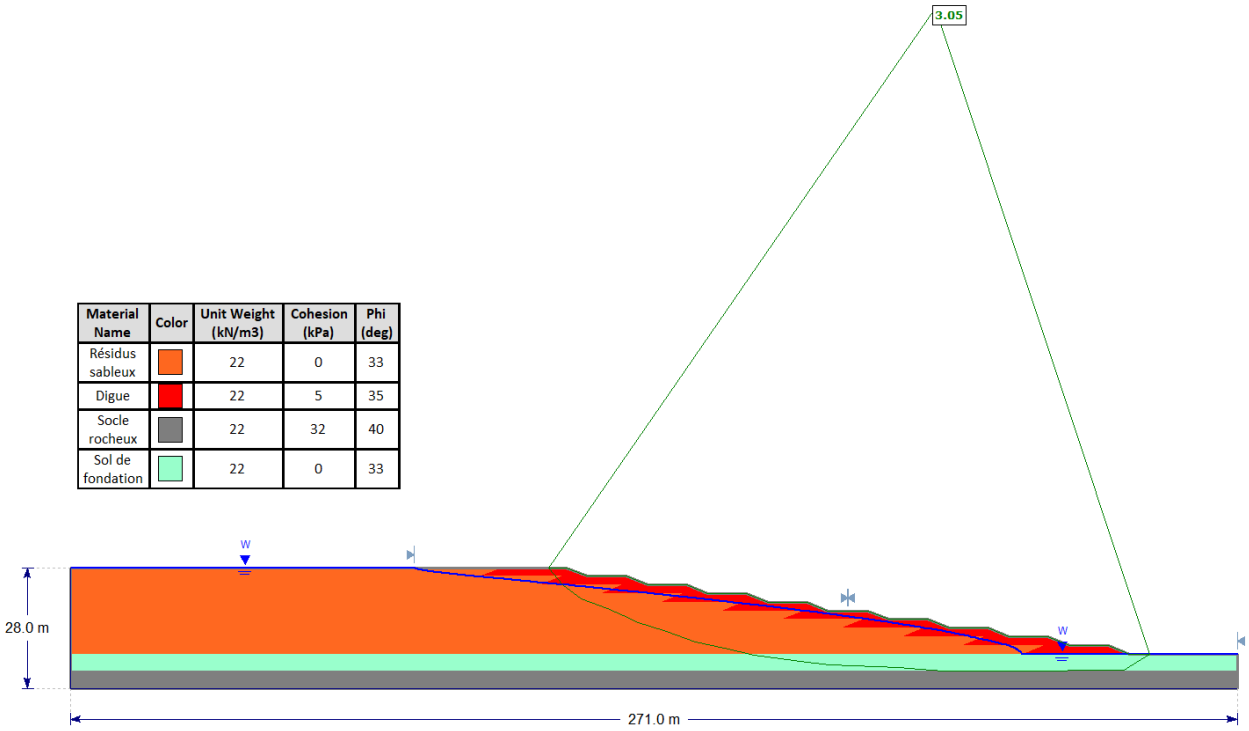


Figure 4.1 Résultats de l'analyse par équilibre limite selon la méthode de Morgenstern et Price pour la résistance drainée et une surface phréatique Dist = 20 m.

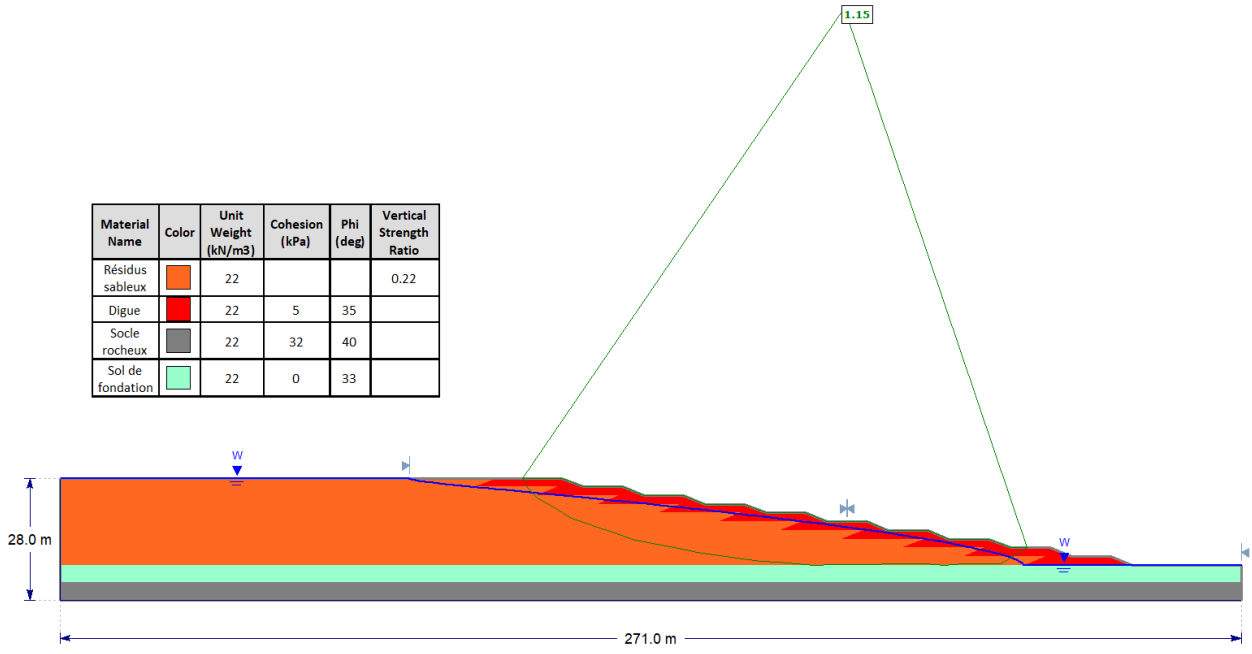


Figure 4.2 Résultat de l'analyse par équilibre limite selon la méthode de Morgenstern et Price pour la résistance non drainée maximale et une surface phréatique Dist = 20 m.

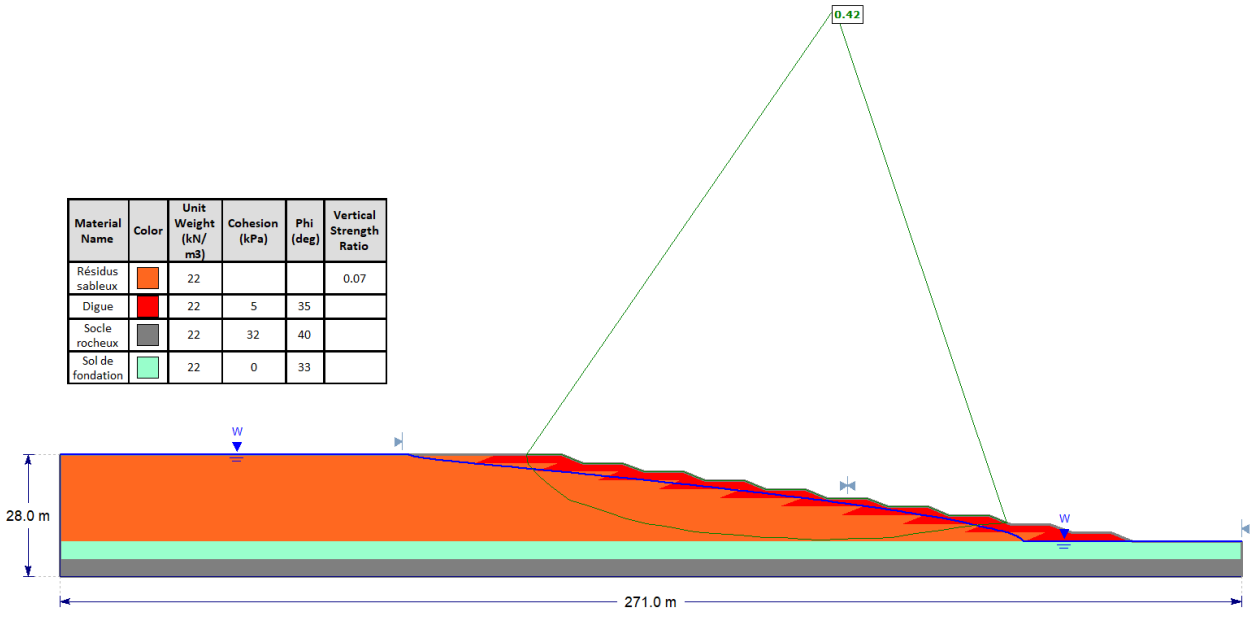


Figure 4.3 Résultat de l'analyse par équilibre limite selon la méthode de Morgenstern et Price pour la résistance liquéfiée et une surface phréatique Dist = 20 m.

On observe que pour la résistance drainée, la surface de rupture critique passe par la couche de fondation tandis que celle-ci ne passe que dans les résidus miniers et la digue pour les analyses avec la résistance non drainée maximale et liquéfiée indiquant que la perte de résistance des résidus miniers, soit par l'imposition de conditions non drainées ou du déclenchement de la liquéfaction, domine les analyses comme qu'anticipée.

Le résultat des analyses de stabilité statiques suggère qu'il y aurait instabilité en cas de liquéfaction des résidus miniers. Les analyses ne permettent toutefois pas de déterminer les causes de la liquéfaction et si elle surviendrait à la suite d'une défaillance de la digue, donc une conséquence due à la perte de confinement, ou si elle provoquerait l'instabilité du parc à résidus en augmentant la pression latérale sur la digue.

4.2 Résultats des analyses de contrainte-déformation

Les simulations numériques ont été effectuées en 3 étapes. La première a été d'obtenir des surfaces phréatiques en régime permanent comme discuté à la section 3.3.5. La deuxième étape a consisté à établir les contraintes in-situ dans le modèle. Cette étape a été décrite à la section 3.3.4. L'Annexe A présente l'influence du paramètre d'état sur l'établissement des contraintes in-situ et présente la distribution des contraintes lors de cette étape. La troisième étape a été d'imposer diverses perturbations au modèle afin de simuler des mécanismes de déclenchement de la rupture comme indiqué à la section 3.3.8. Notons qu'une analyse paramétrique sur les incréments utilisés (c.-à-d. charge, déplacement et perte de résistance) est présentée à l'Annexe C.

La liste suivante présente les définitions de termes utilisés dans les tableaux des résultats.

- Après rupture: Étape à laquelle il y a non-convergence.
- Chargement maximal: désigne le chargement maximal causant la non-convergence.
- Déplacement imposé: déplacement maximal imposé au modèle à l'aide d'une condition de déplacement.
- Réduction max: Pourcentage maximale de réduction de la résistance du matériau ayant pu être appliqué sans problème de convergence.

- Déplacement horizontal max (m) - Avant rupture et Après rupture : Indique le déplacement horizontal maximale calculé à un point dans le modèle numérique avant la rupture (c.-à-d. dernière étape de chargement qui converge) et après la rupture (c.-à-d. étape qui ne converge plus). La différence entre ces deux valeurs témoigne de l'augmentation de l'ampleur des déplacements avant et après la non-convergence ce qui est l'une des conditions devant être respectée afin d'établir s'il y a eu rupture (voir section 3.3.7 pour les conditions de ruptures). Ces déplacements ne sont pas considérés comme réalistes, mais sont utile afin de déterminer l'étape à laquelle les déplacements augmentent rapidement.

4.2.1 Type de rupture observé

Lors des simulations numériques, différents types de rupture ont été observés et ont été regroupés en 4 catégories présentées ci-dessous.

Rupture globale

La rupture globale est définie par les trois conditions présentées à la section 3.3.7. Pour ce cas, la non-convergence est provoquée par la liquéfaction des résidus miniers (c.-à-d. passage de la résistance maximale à celle résiduelle). Ce type de rupture a été constaté pour tous les mécanismes de déclenchement pour un état du sol lâche avec perte de résistance. Les contours de déformations en cisaillement maximales, de ratio d'instabilité et des déplacements horizontaux maximaux aident à identifier la surface de rupture globale comme présentée sur la Figure 4.4. Notons que la valeur du déplacement horizontal maximal calculée dans le modèle numérique est affichée au bas de la légende (p.ex. à la Figure 4.8-C, le déplacement horizontal maximal calculé pour un nœud dans le modèle numérique a été de 22,19 m).

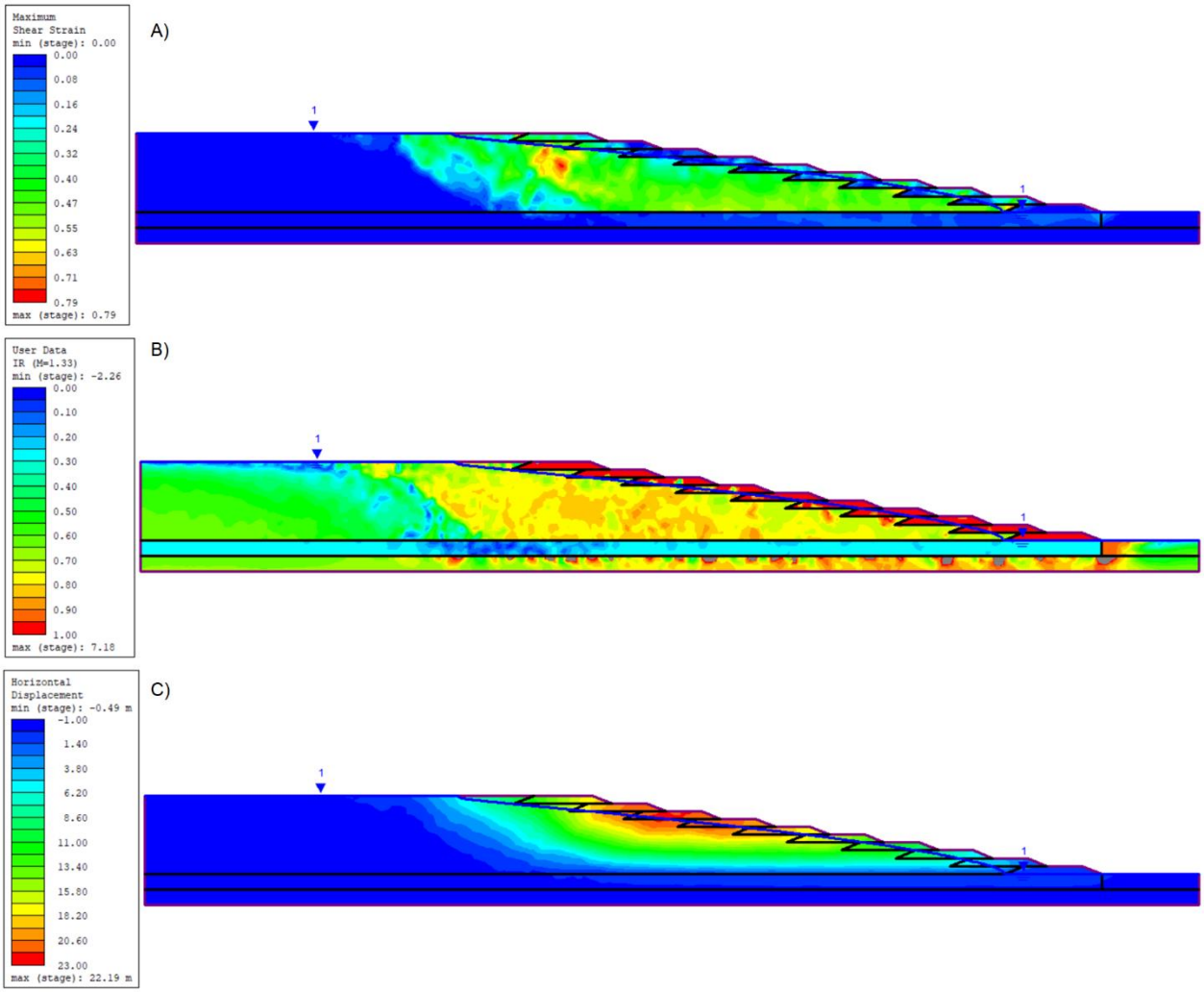


Figure 4.4 Exemple de rupture globale définie par les contours : A) de déformations en cisaillement maximales ; B) du ratio d'instabilité ; C) des déplacements horizontaux maximaux.

<u>Rupture de la fondation</u>

Pour ce type de rupture, la cause principale de la non-convergence est la rupture de la fondation plutôt que la liquéfaction des résidus miniers. La surface de rupture définie par les déformations en cisaillement maximales (Figure 4.5-A) passe par la fondation et ne coïncide pas avec une surface bien définie du ratio d'instabilité (Figure 4.5-B). Les déplacements horizontaux (Figure 4.5-C) sont également concentrés davantage au pied de la digue. Ce type de rupture a été observé lors des analyses de perte de résistance de la fondation pour un comportement drainé des résidus miniers et pour un comportement non drainé lorsque l'état du sol était dense et où il n'y avait pas de perte de

résistance. Une rupture de la fondation n’écarte toutefois pas la possibilité qu'il y ait liquéfaction des résidus miniers par la suite.

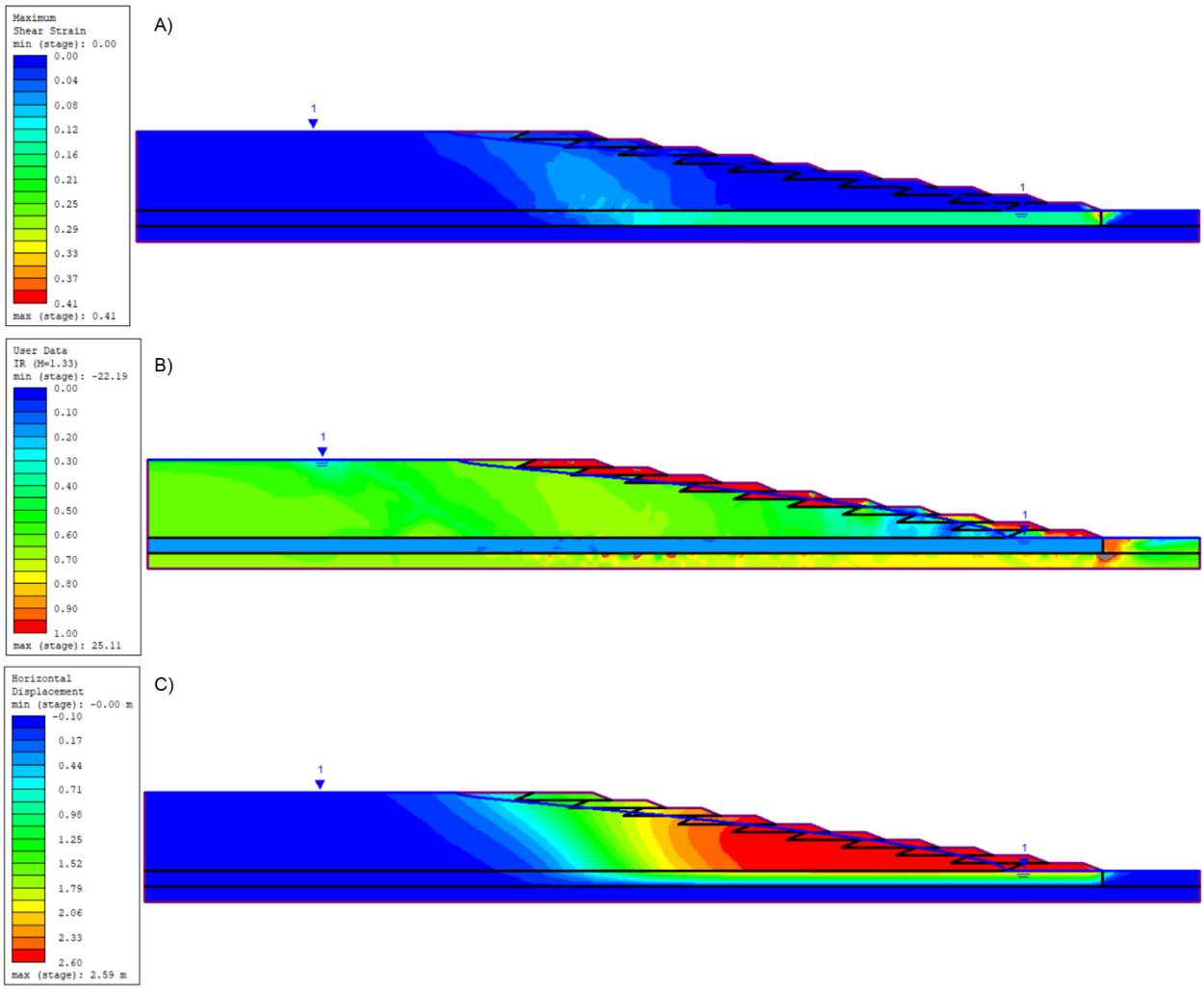


Figure 4.5 Exemple de rupture de la fondation définie par les contours : A) de déformations en cisaillement maximales ; B) du ratio d’instabilité ; C) des déplacements horizontaux maximaux.

<u>Rupture du sommet de la digue</u>

La rupture locale au sommet de la digue est survenue lors de la simulation du rehaussement de la digue pour un état de sol ne démontrant pas d’anti-écrouissage. Pour ce type de rupture, la non-convergence est associée à une concentration de déformations en cisaillement maximales (Figure 4.6-A) et des déplacements horizontaux (Figure 4.6-C) au sommet de la digue bien que l’ensemble des résidus miniers situé sous la digue soit proche de l'état critique comme démontré par le ratio

d'instabilité (Figure 4.6-B). On note également que les déplacements négatifs (c.-à-d. déplacement vers la gauche du modèle) peuvent même excéder ceux positifs (c.-à-d. déplacement vers la droite du modèle). Ce type de rupture semble s'apparenter à une rupture du sol par poinçonnement comme pour le cas d'une dalle ou d'une semelle de fondation appliquant une charge plus élevée que la capacité du sol.

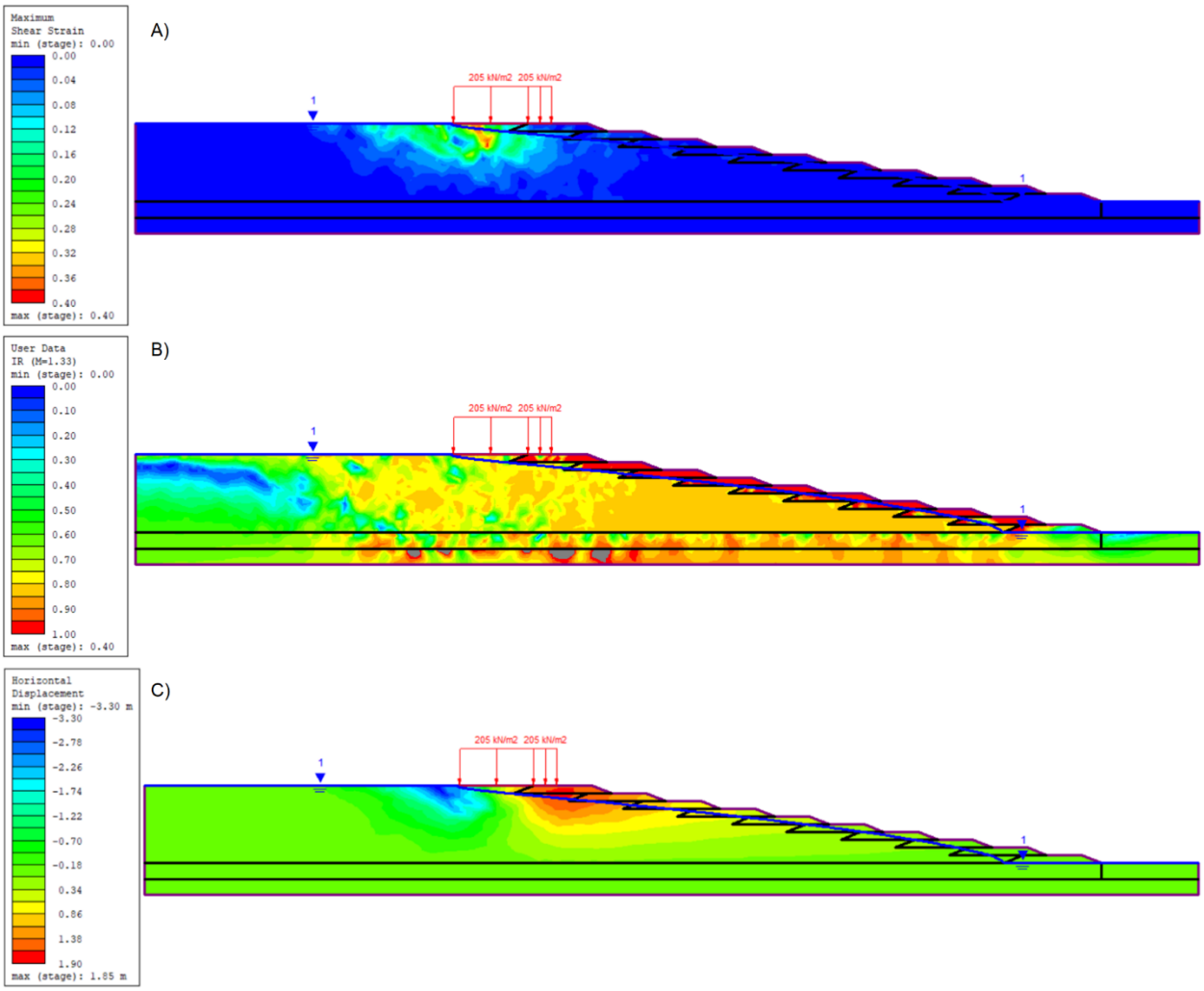


Figure 4.6 Exemple de rupture locale du sommet définie par les contours : A) de déformations en cisaillement maximales ; B) du ratio d'instabilité ; C) des déplacements horizontaux maximaux.

Rupture globale avec convergence

La rupture avec convergence est un cas particulier qui est survenu lors de la simulation du déplacement de la digue. Ce type de rupture est caractérisé par un changement de gradient dans la courbe du déplacement horizontal maximale en fonction du déplacement imposé (Figure 4.7) à un point de référence, choisi arbitrairement, sur la digue tel que présenté à la (Figure 4.8-C). Il est possible de constater que le début de la rupture se situerait autour de 600 mm de déplacement imposé. Un autre type de rupture associé à la rupture globale avec convergence, soit la rupture en deux temps, est présenté à la section 4.2.5. La Figure 4.8 présente un exemple de surface de rupture globale à la fin de la simulation où le modèle numérique a convergé pour toutes les incréments de déplacement imposés.

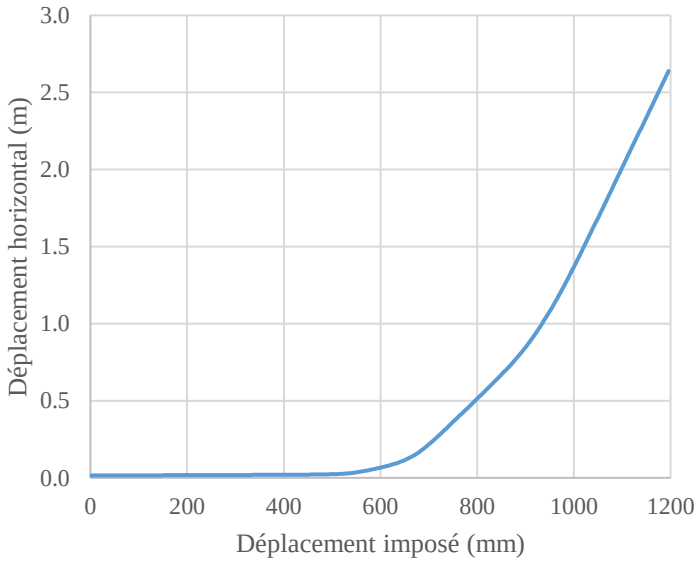


Figure 4.7 Déplacement horizontal au point de référence en fonction du déplacement imposé à la digue.

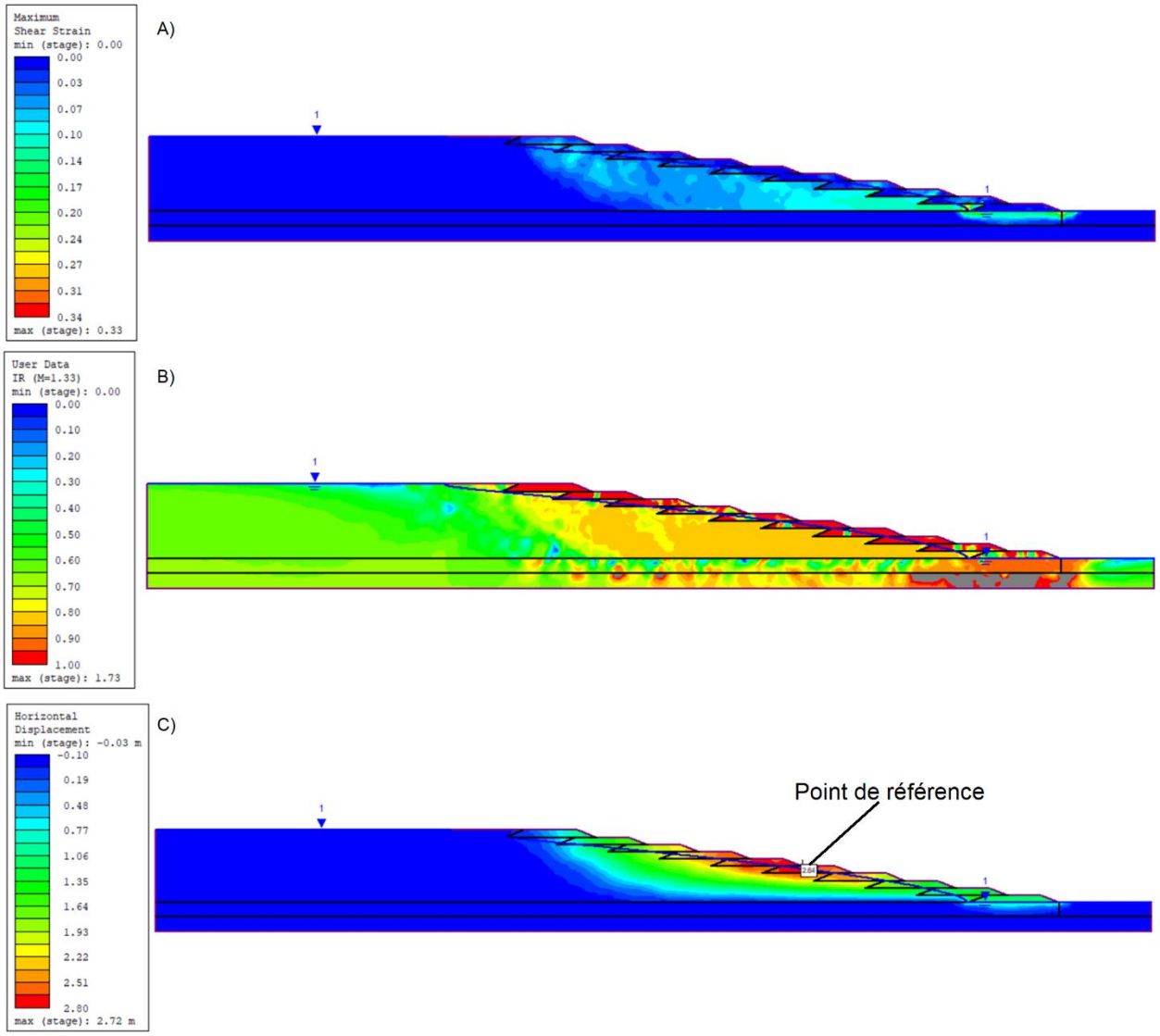


Figure 4.8 Exemple de rupture globale avec convergence définie par les contours : A) de déformations en cisaillement maximales ; B) du ratio d'instabilité ; C) des déplacements horizontaux maximaux.

4.2.2 Rehaussement de la digue

Les Tableau 4.2 et Tableau 4.3 présentent respectivement l'influence du paramètre d'état assigné aux résidus miniers et de la surface phréatique sur le chargement maximale causant la rupture pour le mécanisme du rehaussement de la digue. La valeur du déplacement horizontal maximal négatif

(c.-à-d. vers la gauche) a été indiquée entre parenthèses pour les cas où cette valeur est importante en comparaison avec le déplacement horizontal maximal positif (c.-à-d. vers la droite).

Tableau 4.2 Influence du paramètre d'état assigné aux résidus miniers pour le mécanisme du rehaussement de la digue.

K_0	**Surface phréatique**	**ψ**	**Chargement à la rupture (kN/m²)**	**Rupture**	**Déplacement horizontal max (m)**	
					Avant rupture	**Après rupture**
0,45	Dist = 20 m	0,07	60	Globale	0,05	26,84
		0,06	65	Globale	0,05	23,30
		0,05	70	Globale	0,05	18,91
		0,04	75	Globale	0,05	14,34
		0,03	85	Globale	0,06	9,67
		0,02	95	Globale	0,06	4,72
		0,01	120	Sommet	0,10	1,99 (-1,21)
		0,00	205	Sommet	0,45	1,85 (-3,30)
		-0,02	445	Sommet	(-2,29) 1,90	(-5,04) 3,39

Tableau 4.3 Influence de la surface phréatique pour le mécanisme du rehaussement de la digue.

K_0	**ψ**	**Surface phréatique**	**Chargement à la rupture (kN/m²)**	**Rupture**	**Déplacement horizontal max (m)**	
					Avant rupture	**Après rupture**
0,45	0,07	H = 20 m	95	Globale	0,06	26,88
		H = 28 m	80	Globale	0,05	27,58
		Dist = 20 m	60	Globale	0,05	26,84
	0,04	H = 20 m	120	Globale	0,07	13,08
		H = 28 m	110	Globale	0,07	15,50
		Dist = 20 m	75	Globale	0,05	14,34

Pour ce mécanisme de déclenchement, on constate que la charge nécessaire afin de provoquer la rupture augmente lorsque le paramètre d’état diminue et qu’une rupture locale du sommet de la digue est obtenue pour des paramètres d’état plus dense que 0,02. Les déplacements attendus à la

rupture augmentent également lorsque l'état du sol est lâche (Tableau 4.2). De plus, plus le niveau d'eau est faible et loin de la face de la digue, plus la charge provoquant la rupture est élevée (Tableau 4.3).

Le Tableau 4.4 présente l'influence du coefficient des terres au repos assigné aux résidus miniers tandis que la Figure 4.9 présente l'emplacement du point de référence pour les cheminements de contraintes présentées à la Figure 4.10.

Tableau 4.4 Influence du K_0 assigné aux résidus miniers pour le mécanisme du rehaussement de la digue.

Surface phréatique	**ψ**	**K_0**	**Chargement à la rupture (kN/m²)**	**Rupture**	**Déplacement horizontal max (m)**	
					Avant rupture	**Après rupture**
Dist = 20 m	0,07	0,45	60	Globale	0,05	26,84
		0,60	60	Globale	0,06	25,18
		0,80	60	Globale	0,07	23,45
	0,04	0,45	75	Globale	0,05	14,34
		0,60	75	Globale	0,05	12,19
		0,80	80	Globale	0,07	10,64

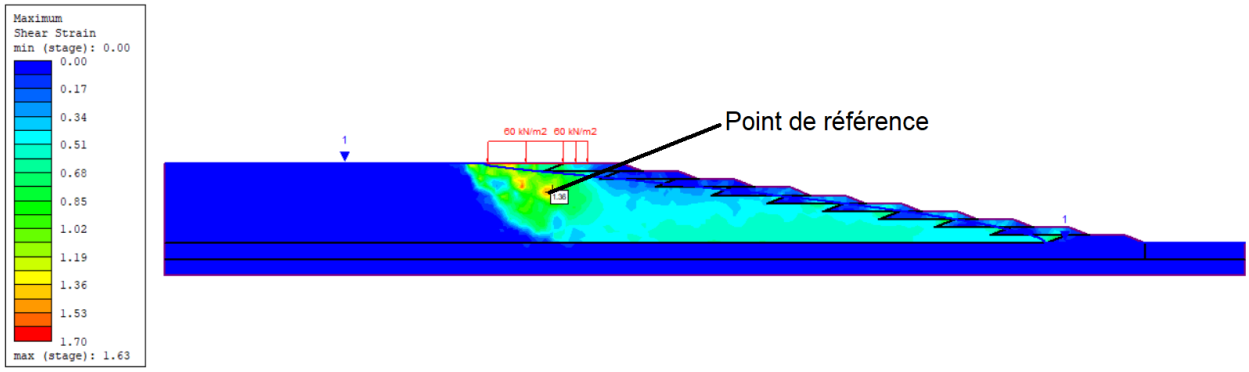


Figure 4.9 Point de référence pour l'étude des cheminements de contraintes en fonction du K_0 et du paramètre d'état pour le mécanisme de la perte du rehaussement de la digue.

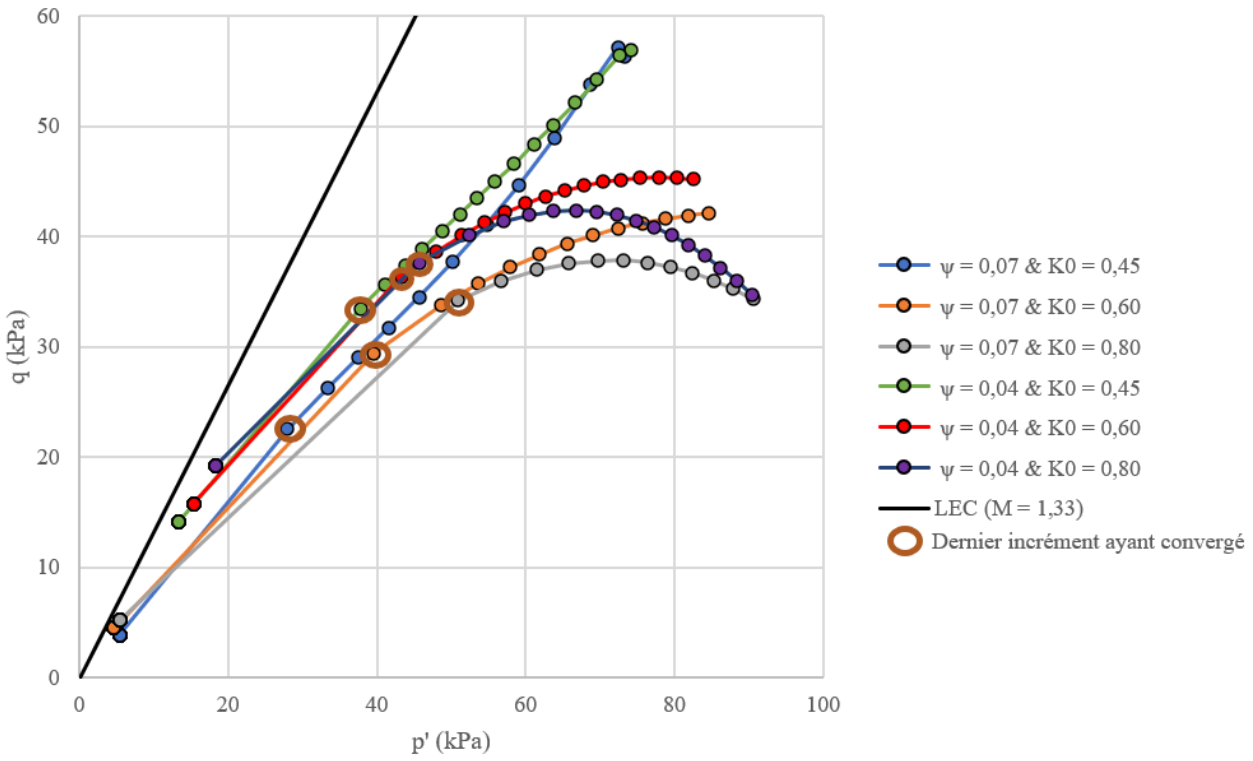


Figure 4.10 Cheminements de contraintes en fonction du K_0 pour le mécanisme du rehaussement de la digue.

On observe que le coefficient des terres au repos attribué aux résidus miniers ne semble pas avoir d'impact significatif sur la charge provoquant la rupture. On note également que les déplacements horizontaux maximaux calculés à la rupture diminuent lorsque le K_0 augmente (Tableau 4.4). Pour un K_0 de 0,45 obtenu à partir de la formule de Jaky (1944), comme discuté à la section 3.3.4, il est possible d'observer un cheminement de déchargement. On remarque également que les cheminements de contraintes ne terminent jamais exactement sur la ligne d'état critique contrairement à ce qui a été observé lors des simulations d'essais triaxiaux telles que présentées à la section 3.2.3 (Figure 4.10).

La Figure 4.11 présente la génération de pression d'eau en excès pour la simulation faite avec un paramètre d'état et un K_0 assigné aux résidus sableux de 0,07 et 0,45 ainsi qu'une surface phréatique de Dist = 20 m pour des charges de 10 kN/m^2, 25 kN/m^2 et 55 kN/m^2 soit le dernier incrément avant la rupture. Rappelons, comme mentionné lors des hypothèses simplificatrices à la section 3.3.9, que les pressions d'eau sont générées en attribuant le comportement non drainé aux

matériaux et sont indépendantes du temps de chargement et de dissipation. Ces pressions d'eau ne sont donc pas directement fonction des propriétés de consolidation et hydraulique du matériau. On observe une concentration des pressions d'eau en excès sous la charge appliquée qui augmente avec la charge ce qui explique les cheminements de contraintes présentés à la Figure 4.10 où il y a diminution de la contrainte effective moyenne et progression vers l'état critique ce qui est caractéristique de la liquéfaction.

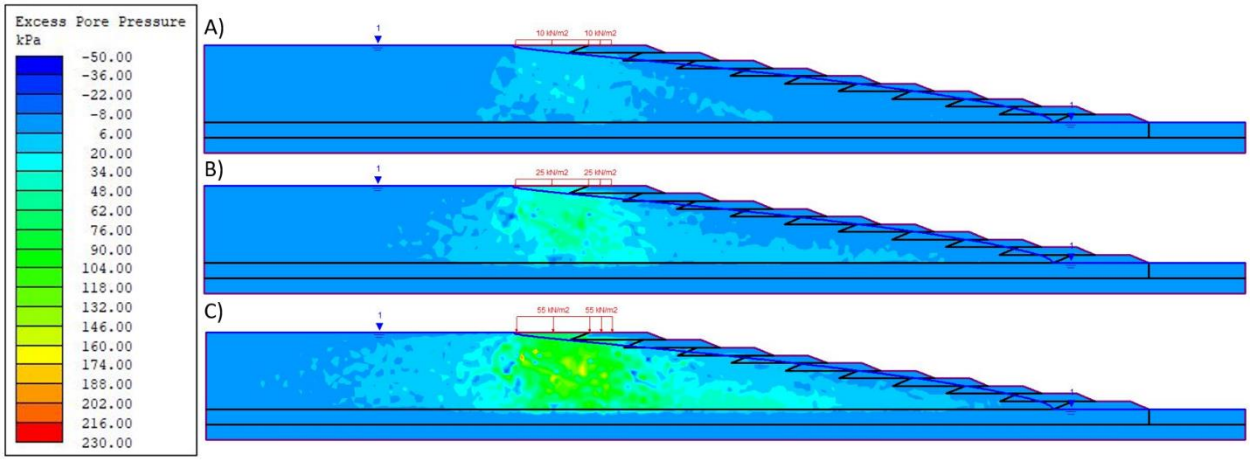


Figure 4.11 Contours de pression d'eau en excès pour la simulation du rehaussement de la digue pour ψ = 0,07 et K_0 = 0,45 attribués aux résidus sableux et une surface phréatique Dist = 20 m à une charge de : A) 10 kN/m^2 ; B) 25 kN/m^2 ; C) 55 kN/m^2.

4.2.3 Perte de résistance de la fondation

<u>Comportement non drainé et drainé</u>

L'influence du paramètre d'état et celle de la surface phréatique pour le mécanisme de la perte de résistance de la fondation avec le comportement non drainé assigné aux résidus miniers sont respectivement présentées au Tableau 4.5 et Tableau 4.6 et aux Tableau 4.7 et Tableau 4.8 pour le comportement drainé.

Tableau 4.5 Influence du paramètre d'état assigné aux résidus miniers pour le mécanisme de la perte de résistance de la fondation avec le comportement non drainé.

K_0	**Surface phréatique**	**ψ**	**Réduction max**	**Rupture**	**Déplacement horizontal max (m)**	
					Avant rupture	**Après rupture**
0,45	Dist = 20 m	0,07	70%	Globale	0,04	22,19
		0,06	72%	Globale	0,04	18,45
		0,04	72%	Globale	0,04	8,29
		0,03	74%	Globale	0,04	2,80
		0,02	74%	Globale	0,04	1,15
		0,01	74%	Fondation	0,03	0,55
		0,00	74%	Fondation	0,03	0,39
		-0,02	76%	Fondation	0,03	0,12

Tableau 4.6 Influence de la surface phréatique pour le mécanisme de la perte de résistance de la fondation avec le comportement non drainé.

K_0	**ψ**	**Surface phréatique**	**Réduction max**	**Rupture**	**Déplacement horizontal max (m)**	
					Avant rupture	**Après rupture**
0,45	0,07	H = 20 m	82%	Globale	0,03	14,72
		H = 28 m	76%	Globale	0,04	17,09
		Dist = 20 m	70%	Globale	0,04	22,19
	0,04	H = 20 m	82%	Fondation	0,03	1,46
		H = 28 m	78%	Globale	0,03	3,32
		Dist = 20 m	72%	Globale	0,04	8,29

En ce qui concerne l'influence du paramètre d'état, on observe que la réduction de la résistance causant la rupture augmente légèrement plus le paramètre d'état diminue. De plus, à partir d'un paramètre d'état 0,01, la surface de rupture définie par les déformations en cisaillement passe principalement par la couche de fondation (Tableau 4.5). Également, plus le niveau d'eau est faible et loin de la face de la digue, plus la perte de résistance provoquant la rupture est élevée et plus les déplacements à la rupture sont faibles même que pour un paramètre d'état de 0,04 jumelé à une

surface phréatique H = 20 m, on observe une rupture de la fondation plutôt qu'une rupture globale (Tableau 4.6).

Tableau 4.7 Influence du paramètre d'état assigné aux résidus miniers pour le mécanisme de la perte de résistance de la fondation avec le comportement drainé.

K_0	**Surface phréatique**	**ψ**	**Réduction max**	**Rupture**	**Déplacement horizontal max (m)**	
					Avant rupture	**Après rupture**
0,45	Dist = 20 m	0,07	82%	Fondation	0,37	2,59
		0,06	82%	Fondation	0,31	1,58
		0,04	82%	Fondation	0,12	1,56
		0,02	84%	Fondation	0,25	2,48
		0,01	84%	Fondation	0,18	1,60
		0,00	84%	Fondation	0,13	1,71
		-0,02	86%	Fondation	0,42	2,70
		-0,10	88%	Fondation	0,59	2,88

Tableau 4.8 Influence de la surface phréatique pour le mécanisme de la perte de résistance de la fondation avec le comportement drainé.

K_0	**ψ**	**Surface phréatique**	**Réduction max**	**Rupture**	**Déplacement horizontal max (m)**	
					Avant rupture	**Après rupture**
0,45	0,07	H = 20 m	90%	Fondation	0,19	2,28
		H = 28 m	86%	Fondation	0,85	2,00
		Dist = 20 m	82%	Fondation	0,37	2,49
	0,04	H = 20 m	92%	Fondation	0,25	3,15
		H = 28 m	88%	Fondation	0,52	2,98
		Dist = 20 m	82%	Fondation	0,12	1,56

Pour ce qui est des analyses effectuées avec le comportement drainé, on observe également qu'un paramètre d'état plus élevé diminue légèrement la perte de résistance nécessaire causant la rupture malgré qu'il y a rupture de la fondation pour tous les cas (Tableau 4.7). De plus, une surface

phréatique plus élevée réduit également la perte de résistance causant la rupture (Tableau 4.8). En plus d'observer des ruptures passant par la fondation pour l'ensemble des résultats, on remarque qu'il n'y a pas de corrélation claire entre les déplacements attendus à la rupture, le paramètre d'état initial et la surface phréatique contrairement aux simulations faites avec le comportement non drainé.

Le Tableau 4.9 présente l'influence du coefficient des terres au repos tandis que la Figure 4.12 présente l'emplacement du point de référence, choisi arbitrèrent le long du plan subissant le plus de déformation en cisaillement, pour les cheminements de contraintes présentées à la Figure 4.13.

Tableau 4.9 Influence du K_0 assigné aux résidus miniers pour le mécanisme de la perte de résistance de la fondation avec le comportement drainé.

Surface phréatique	**ψ**	**Comportement**	**K_0**	**Réduction max**	**Rupture**	**Déplacement horizontal max (m)**	
						Avant rupture	**Après rupture**
Dist = 20 m	0,07	Non Drainé	0,45	70%	Globale	0,04	22,19
			0,60	72%	Globale	0,06	18,44
			0,80	72%	Globale	0,08	16,42
		Drainé	0,45	82%	Fondation	0,77	2,93
			0,60	82%	Fondation	0,58	2,74
			0,80	82%	Fondation	0,32	2,61

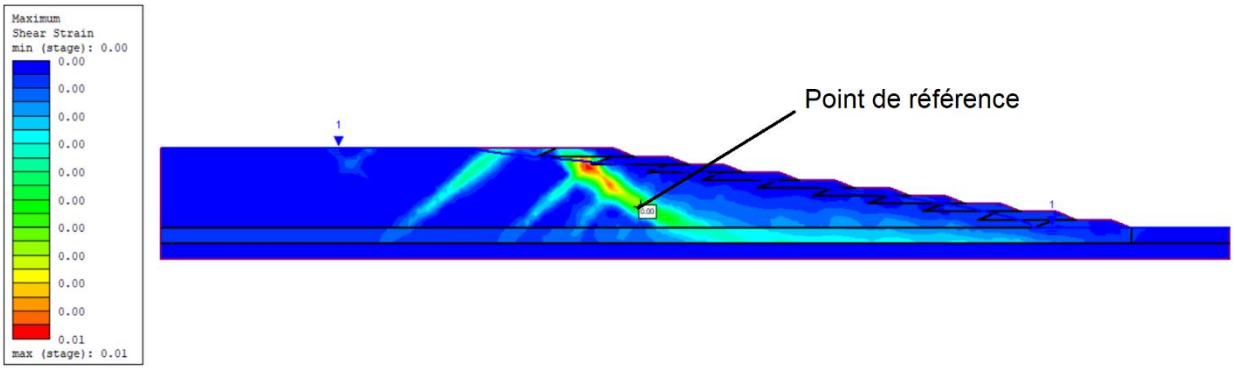


Figure 4.12 Point de référence pour l'étude des cheminements de contraintes en fonction du K_0 et du comportement pour le mécanisme de la perte de résistance de la fondation.

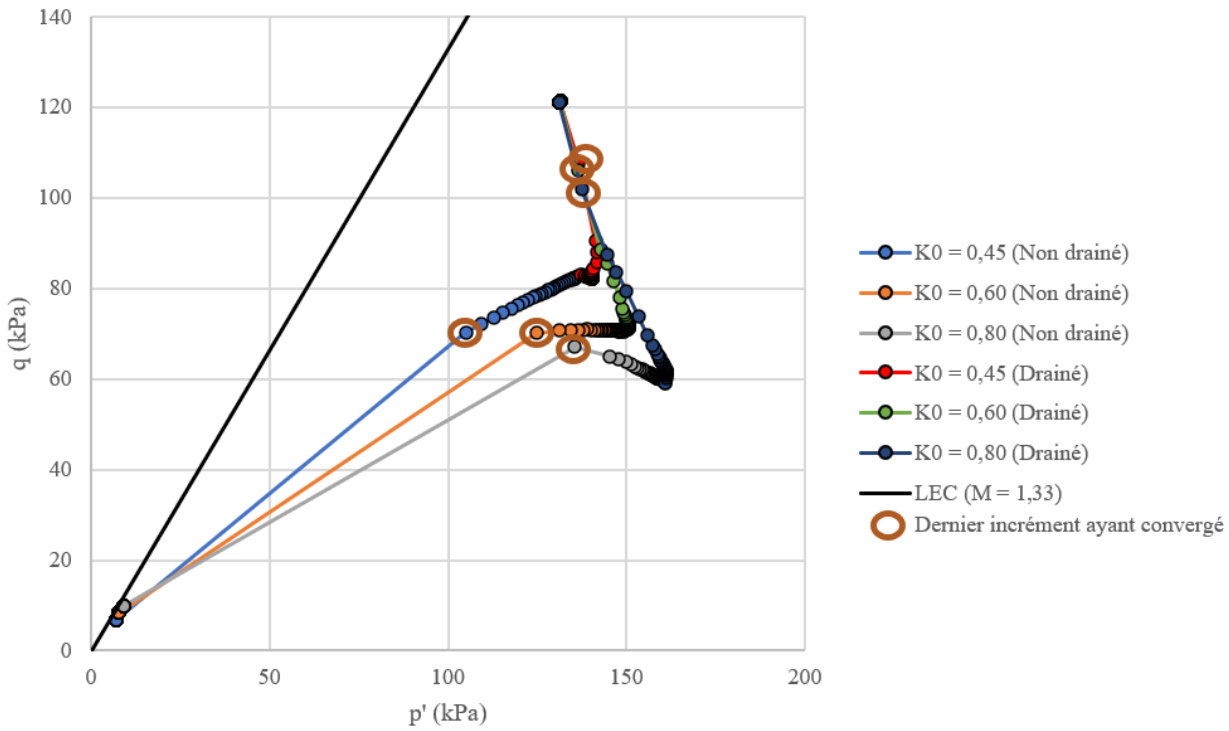


Figure 4.13 Cheminement de contraintes en fonction du K_0 et du comportement pour le mécanisme de la perte de résistance de la fondation.

Selon les résultats présentés au Tableau 4.9, la valeur du coefficient des terres au repos attribuée aux résidus miniers a comme influence d'augmenter les déplacements à la rupture lorsque le coefficient diminue. Le K_0 ne semble toutefois pas avoir d'impact sur la perte de résistance pour causer la rupture, et ce, pour les simulations faites avec le comportement drainé et celui non drainé.

La Figure 4.14 présente la génération de pression d'eau en excès pour la simulation faite avec un paramètre d'état et un K_0 assigné aux résidus sableux de 0,07 et 0,45 ainsi qu'une surface phréatique de Dist = 20 m pour des réductions de résistance de 10%, 50% et 68% soit le dernier incrément avant la rupture. On remarque une augmentation progressive des pressions d'eau en excès le long de l'éventuelle surface de rupture plus que la réduction de la résistance augmente. L'augmentation des pressions d'eau est probablement due à l'augmentation du cisaillement des résidus sableux en raison des déformations latérales engendrées par la perte de résistance de la couche de fondation d'une manière similaire aux mécanismes d'extrusion latérale. La génération des pressions d'eau positive explique la différence de cheminement entre les analyses drainées et

non drainées où pour ces dernières, il y a réduction de la contrainte effective moyenne jusqu'à l'état critique (Figure 4.13).

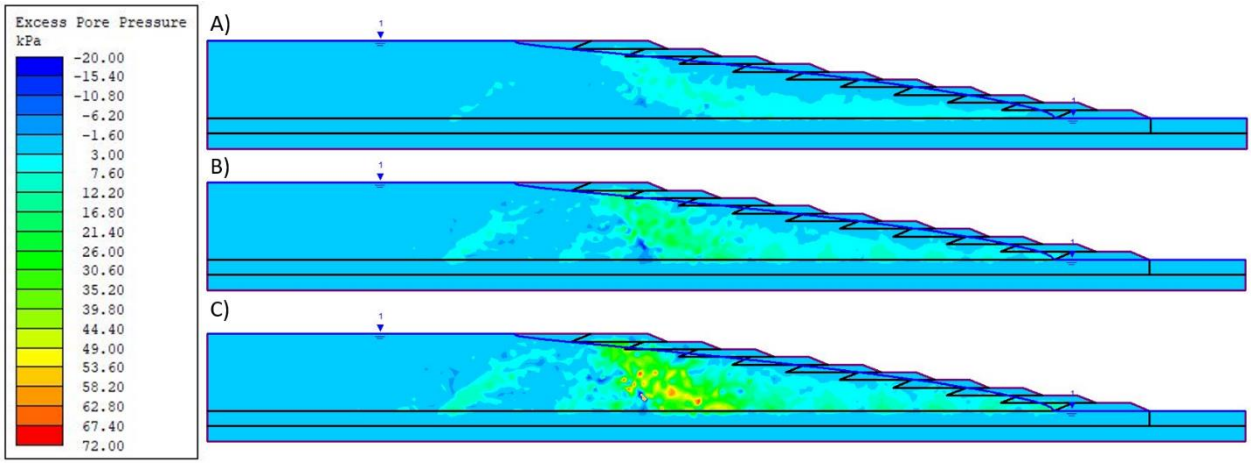


Figure 4.14 Contours de pression d'eau en excès pour la simulation de la perte de résistance de la fondation pour ψ = 0,07 et K_0 = 0,45 attribués aux résidus sableux et une surface phréatique Dist = 20 m à une réduction de la résistance de : A) 10% ; B) 50% ; C) 68%.

L'ensemble des résultats montre que lorsque la perte de résistance de la fondation est simulée avec le comportement non drainé, la liquéfaction des résidus dicte la rupture globale pour un état de sol lâche et les déplacements sont dépendants du paramètre d'état. Dans le cas de la perte de résistance avec le comportement drainé, c'est plutôt la résistance de la fondation qui dicte la rupture et les déplacements attendus sont indépendants du paramètre d'état puisqu'il n'y a pas de perte de résistance pour les résidus miniers. Cette différence dans le comportement peut être observée sur les cheminements de contraintes de la Figure 4.13.

4.2.4 Érosion de la digue

Les Tableau 4.10, Tableau 4.11 et Tableau 4.12 présentent respectivement l'influence du paramètre d'état, de la surface phréatique et du coefficient des terres au repos pour le mécanisme de l'érosion de la digue.

Tableau 4.10 Influence du paramètre d'état assigné aux résidus miniers pour le mécanisme d'érosion de la digue.

K_0	Surface phréatique	ψ	Rupture	Déplacement horizontal max (m)	
				Avant rupture	Après rupture
0,45	Dist = 20 m	0,07	Globale	0,03	20,59
		0,06	Globale	0,03	3,28
		0,04	Globale	0,02	1,17
		0,03	Locale (Digue)	0,02	0,02
		0,02	Aucune	-	-
		0,00	Aucune	-	-

Tableau 4.11 Influence de la surface phréatique pour le mécanisme d'érosion de la digue.

K_0	ψ	Surface phréatique	Rupture	Déplacement horizontal max (m)	
				Avant rupture	Après rupture
0,45	0,07	H = 20 m	Aucune	-	-
		H = 28 m	Aucune	-	-
		Dist = 20 m	Globale	0,03	20,59

Tableau 4.12 Influence du K_0 assigné aux résidus miniers pour le mécanisme d'érosion de la digue.

Surface phréatique	ψ	K_0	Rupture	Déplacement horizontal max (m)	
				Avant rupture	Après rupture
Dist = 20 m	0,07	0,45	Globale	0,03	20,59
		0,60	Globale	0,04	18,21
		0,80	Globale	0,05	16,48
	0,04	0,45	Globale	0,02	1,17
		0,60	Globale	0,03	1,20
		0,80	Aucune	0,04	-

Pour ce mécanisme, on observe une rupture globale pour un paramètre d'état entre 0,04 et 0,07, une rupture locale de la digue pour une valeur de 0,03 et aucune rupture pour des valeurs plus faibles (

Tableau 4.10). En ce qui concerne la surface phréatique pour un paramètre d'état de 0,07, on observe une rupture globale seulement pour le cas le plus problématique soit Dist = 20 m et aucune rupture pour les deux autres cas (Tableau 4.11). Puis, le K_0 a comme impact de diminuer les déplacements horizontaux maximaux prévus à la rupture plus sa valeur augmente. De plus, pour un paramètre d'état de 0,04 et un K_0 de 0,80, aucune rupture n'a été observée tandis qu'une rupture globale a été observée pour les autres cas (Tableau 4.12).

4.2.5 Déplacement de la digue

Les Tableau 4.13 et Tableau 4.14 présentent respectivement l'influence du paramètre d'état et de la surface phréatique pour le mécanisme du déplacement de la digue. Rappelons, comme discuté à la 3.3.8, que le nombre d'étapes dans RS2 est limité à 300 et que la première constitue à établir les contraintes in-situ dans le modèle, le déplacement maximal qui a pu être imposé est de 1196 mm soit 299 multiplié par 4 mm. Pour certains des scénarios analysés, il n'a pas eu de rupture détectée pour ce déplacement maximal imposé. Cela n'écarte toutefois pas la possibilité d'une rupture si des déplacements additionnels étaient imposés.

Tableau 4.13 Influence du paramètre d'état assigné aux résidus miniers pour le mécanisme du déplacement de la digue avec le comportement non drainé.

K_0	**Surface phréatique**	**ψ**	**Déplacement imposé (mm)**	**Rupture**	**Déplacement horizontal max (m)**	
					Avant rupture	**Après rupture**
0,45	Dist = 20 m	0,07	32	Globale	0,03	20,05
		0,06	60	Globale	0,06	15,91
		0,05	136	Globale	0,13	12,6
		0,04	392	Globale	0,41	9,00
		0,03	1196 (rupture autour de 500)	Globale avec convergence	-	2,72 (fin de la simulation)
		0,02	1196 (max)	Aucune	1,2	-
		0,01	1996 (max)	Aucune	1,2	-

Tableau 4.14 Influence de la surface phréatique pour le mécanisme du déplacement de la digue avec le comportement non drainé.

K_0	ψ	Surface phréatique	Déplacement imposé (mm)	Rupture	Déplacement horizontal max (m)	
					Avant rupture	Après rupture
0,45	0,07	H = 20 m	1196	Aucune	1,22	-
		H = 28 m	8	Instabilité numé.	0,02	0,02
		Dist = 20 m	32	Globale	0,03	20,05
	0,06	H = 20 m	1196	Aucune	1,20	-
		H = 28 m	896	Globale en 2 temps	2,26	19,92
		Dist = 20 m	60	Globale	0,06	15,91

Il est possible d'observer que plus le paramètre d'état est grand, moins le déplacement imposé pour causer la rupture est élevé et que, pour un paramètre d'état de 0,02, aucune rupture n'a été détectée (Tableau 4.14). Pour le cas de la rupture globale avec convergence et un paramètre d'état de 0,03, la Figure 4.7 présentée à la section 4.2.1 a permis de montrer qu'il y a un changement de gradient dans la courbe du déplacement horizontal maximal en fonction du déplacement imposé pour un point de référence sur la digue à environ 600 mm de déplacement imposé. De plus, pour une surface phréatique H = 20, aucune rupture n'a été obtenue pour 1196 mm de déplacement, et ce, pour un paramètre d'état de 0,07 et 0,06 (Tableau 4.14). On note aussi qu'il y a eu de l'instabilité numérique après seulement deux incréments pour le cas d'une surface phréatique H = 28 m et un paramètre d'état 0,07.

La rupture en deux temps (Tableau 4.14) est un cas spécifique où il semblerait y avoir une première rupture sans non-convergence dans les digues centrales avant la rupture globale avec non-convergence. On constate que les déplacements à l'étape avant la rupture globale sont de 2,26 m ce qui déjà assez élevés par rapport aux déplacements imposés de 894 mm soit 2mm avant la rupture globale avec non-convergence. Le Figure 4.15 présente les déplacements horizontaux maximaux à l'étape avant la rupture (Figure 4.15-A) et à l'étape après la rupture globale (Figure 4.15-B).

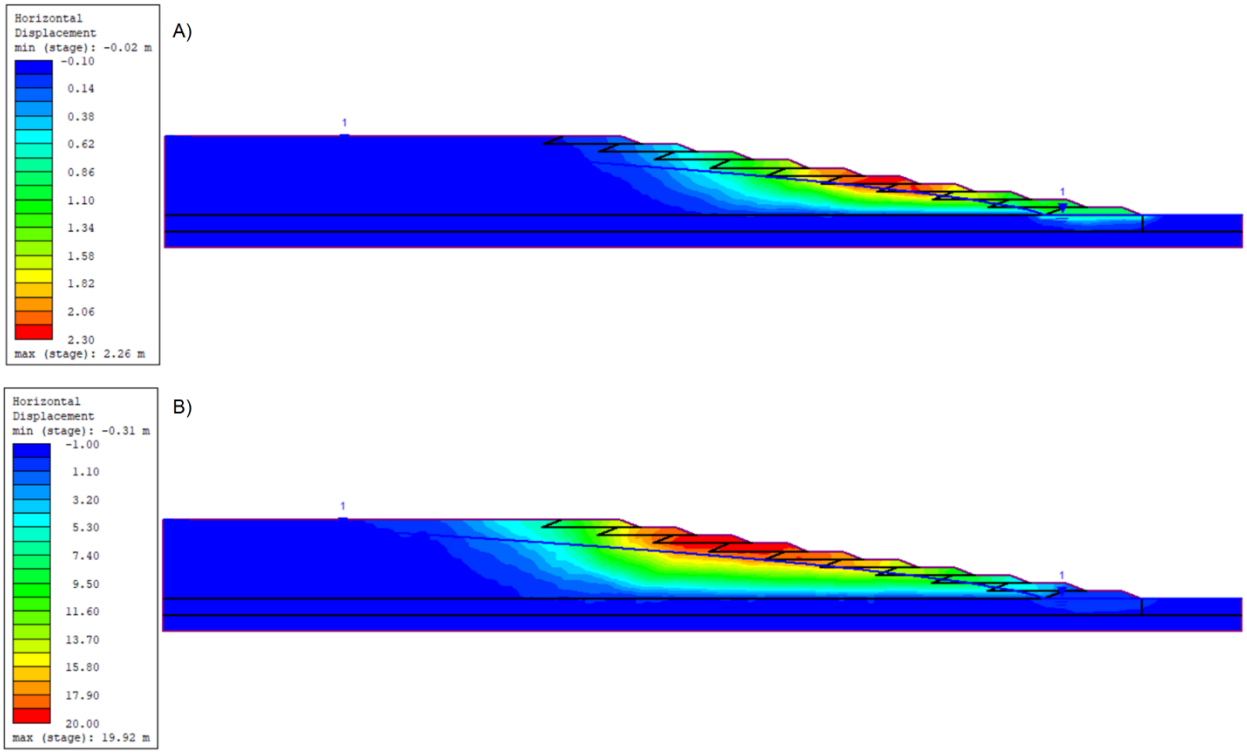


Figure 4.15 Exemple de rupture en deux temps définie par les contours des déplacements horizontaux maximaux: A) avant la rupture globale ; B) après la rupture globale (c.-à-d. non-convergence).

Le Tableau 4.15 présente l'influence du coefficient des terres au repos pour le mécanisme du déplacement de la digue.

Tableau 4.15 Influence du K_0 assigné aux résidus miniers sur le mécanisme du déplacement de la digue.

Surface phréatique	**ψ**	**K_0**	**Déplacement imposé (mm)**	**Rupture**	**Déplacement horizontal max (m)**	
					Avant rupture	**Après rupture**
Dist = 20 m	0,07	0,45	32	Globale	0,03	20,05
		0,60	44	Globale	0,05	18,55
		0,80	52	Globale	0,06	16,75
	0,04	0,45	392	Globale	0,41	9,00
		0,60	1196 (Rupture autour de 300)	Globale avec convergence	-	10,36
		0,80	1196 (Rupture autour de 400)	Globale avec convergence	-	5,52

On observe que le déplacement imposé pour causer la rupture augmente avec le coefficient des terres au repos attribué aux résidus miniers (Tableau 4.15). Pour les deux cas de rupture globale avec convergence du Tableau 4.15, le déplacement horizontal maximal après rupture indique la valeur maximale calculée à la fin de la simulation soit après 1196 mm de déplacement imposé. La Figure 4.16 présente le point de référence pour les courbes du déplacement horizontal en fonction du déplacement imposé à la digue de la Figure 4.17.

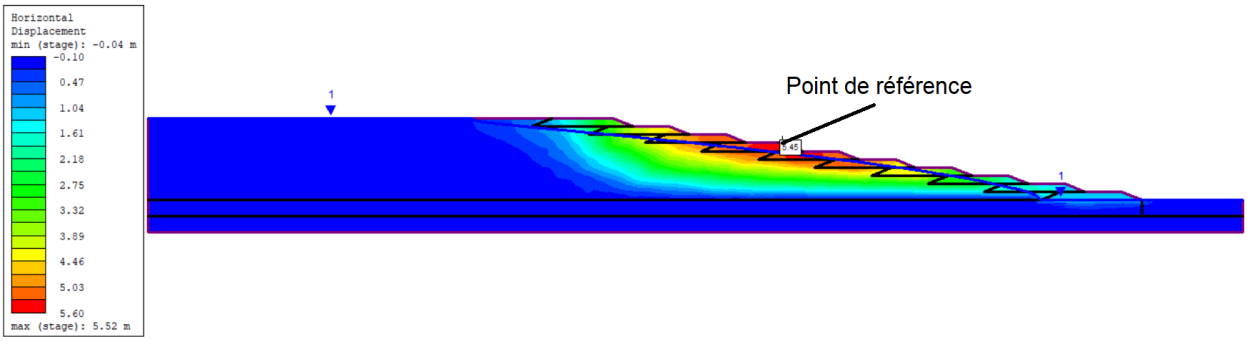


Figure 4.16 Point de référence pour l'étude du déplacement horizontal en fonction du déplacement imposé à la digue.

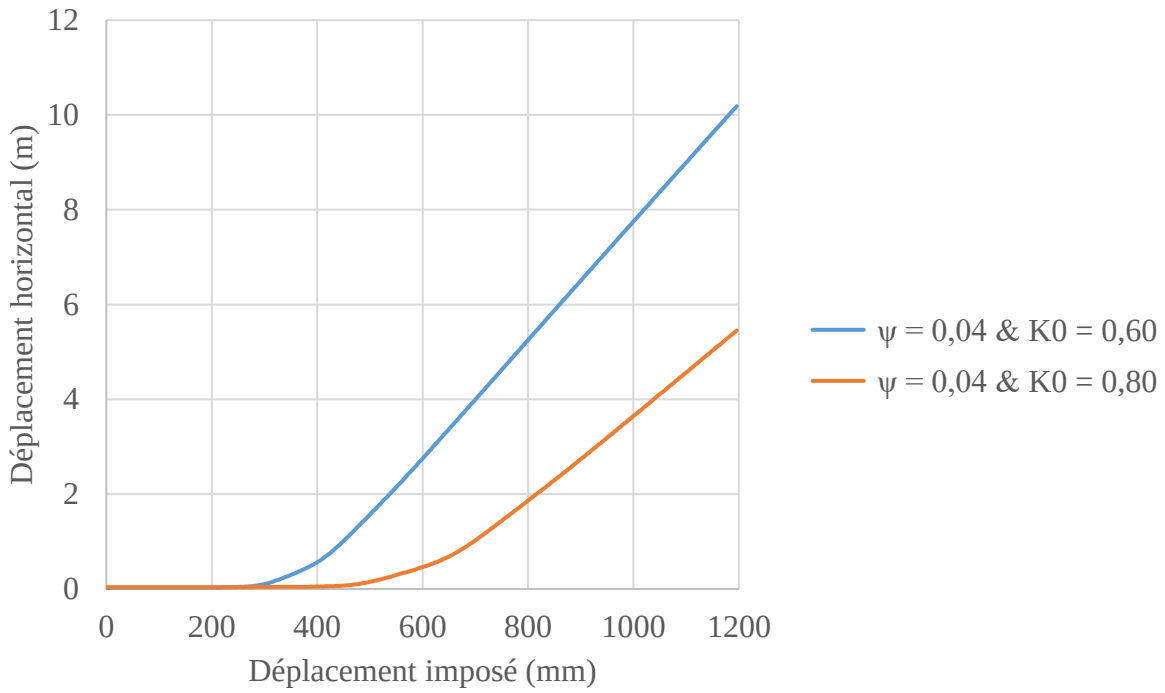


Figure 4.17 Déplacement horizontal au point de référence en fonction du déplacement imposé à la digue pour un paramètre d'état de 0,04 et des K_0 de 0,60 et 0,80.

Selon la Figure 4.17, on observe que le changement de gradient dans la courbe se situe à environ 300 mm et 400 mm de déplacement imposé pour les valeurs de K_0 de 0,60 et 0,80 respectivement. La Figure 4.18 présente l'emplacement du point de référence pour les cheminements de contraintes présentées à la Figure 4.19.

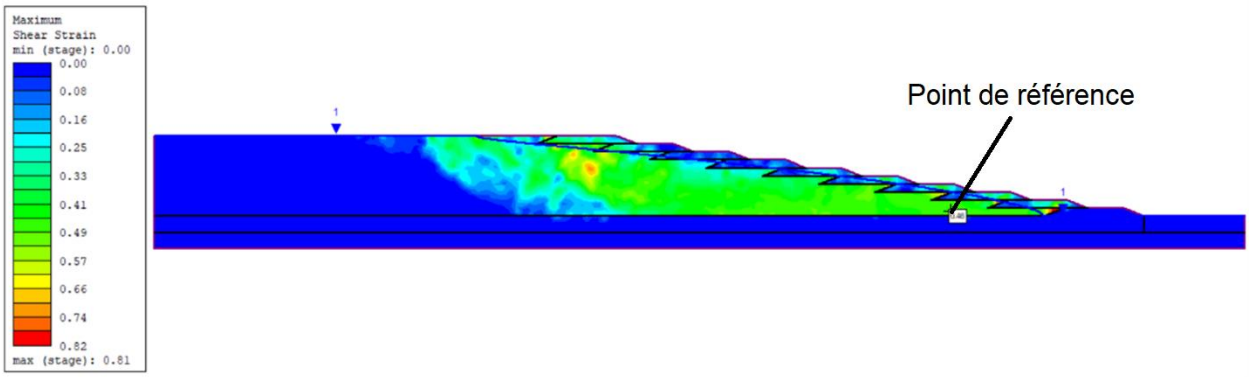


Figure 4.18 Point de référence pour l'étude de l'influence du K_0 sur le cheminement de contraintes du mécanisme du déplacement de la digue.

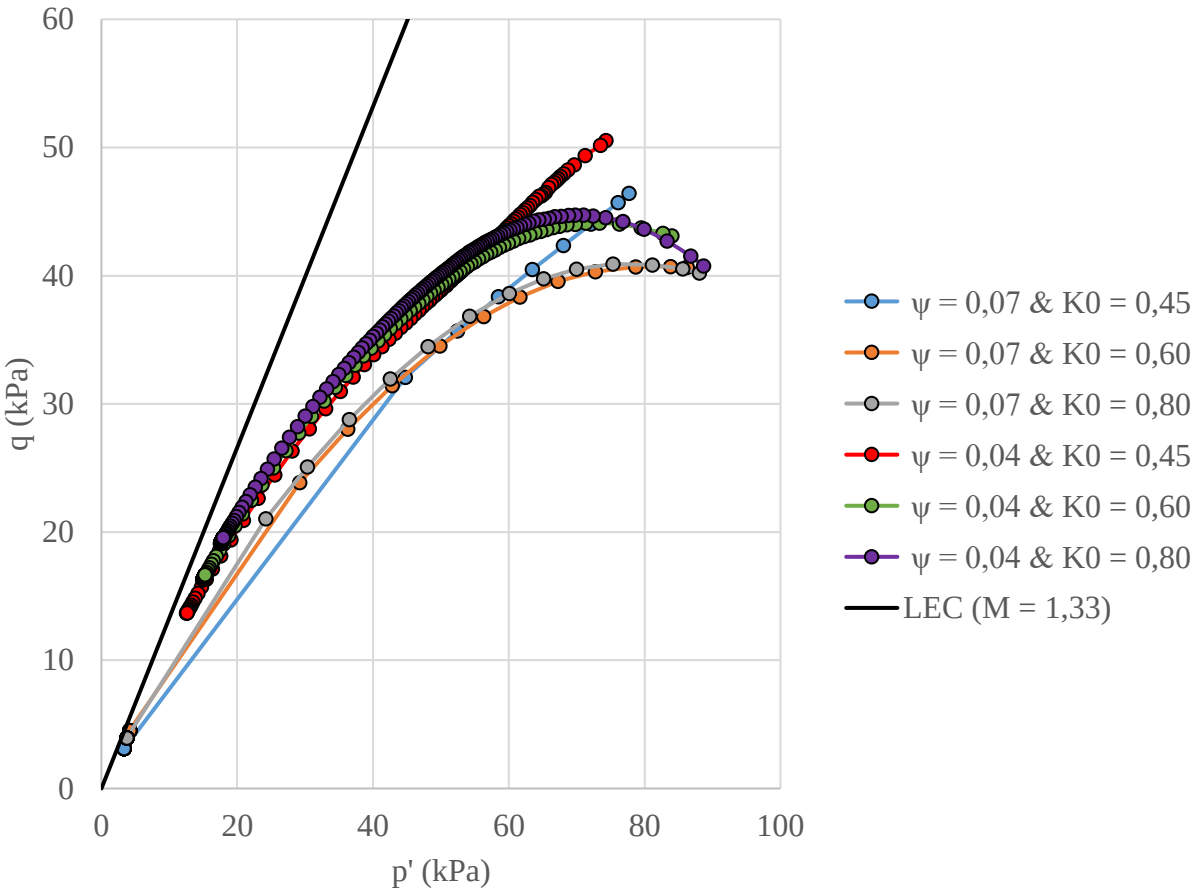


Figure 4.19 Influence du K_0 sur le cheminement de contraintes du mécanisme du déplacement de la digue.

Lorsqu'on compare les cheminements de contraintes de la Figure 4.19, on observe que, pour un paramètre d'état de 0,04, les courbes tendent vers la ligne d'état critique sans qu'il n'y ait de perte de résistance marquée entre deux incréments contrairement aux courbes pour un paramètre d'état de 0,07. On remarque aussi que pour un K_0=0,45, les cheminements de contrainte sont directement en déchargement sans augmentation préalable de la contrainte de cisaillement (q).

La Figure 4.20 présente la génération de pression d'eau en excès pour la simulation faite avec un paramètre d'état et un K_0 assigné aux résidus sableux de 0,07 et 0,45 ainsi qu'une surface phréatique de Dist = 20 m pour un déplacement imposé à la digue de 8 mm, 16 mm et 28 mm soit le dernier incrément avant la rupture. On observe une concentration de pression d'eau en excès au

pied de la digue qui augmente avec les déplacements imposés. La génération des pressions d'eau positive explique la réduction de la contrainte effective moyenne jusqu'à l'état critique des cheminements présentés à la Figure 4.19.

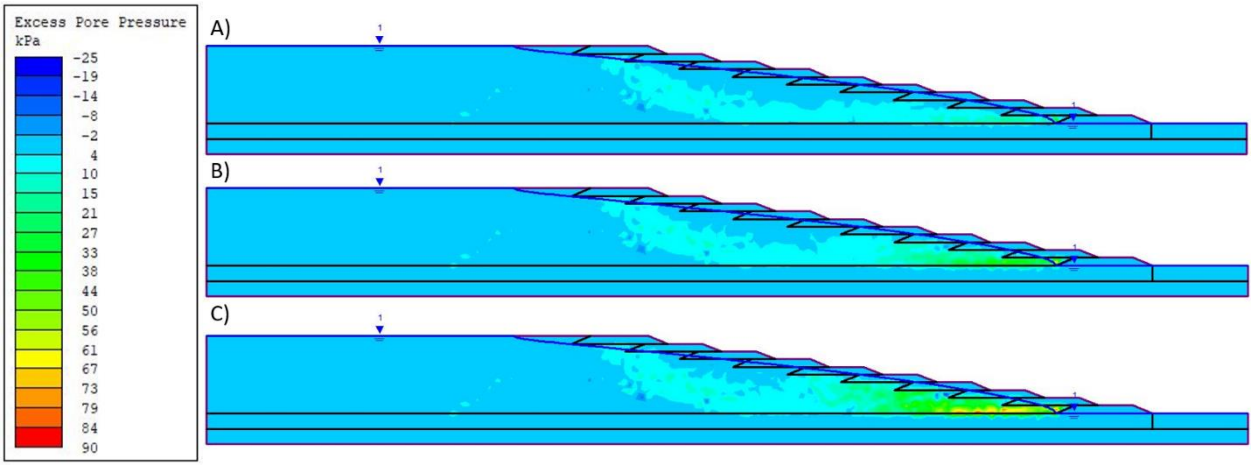


Figure 4.20 Contours de pression d'eau en excès pour la simulation du déplacement de la digue pour ψ = 0,07 et K_0 = 0,45 attribués aux résidus sableux et une surface phréatique Dist = 20 m à un déplacement imposé de : A) 8 mm ; B) 16 mm ; C) 28 mm.

4.3 Analyse des résultats et discussion

Avant de présenter l'analyse des résultats, il est important de rappeler que plusieurs hypothèses ont été posé afin de simplifier les simulations numériques. Celles-ci ont été présentées et discutées à la section 3.3.9.

Pour l'ensemble des mécanismes de déclenchement de la liquéfaction simulés, des ruptures globales, telles que définies selon les conditions de rupture présentées à la section 3.3.7, ont été obtenues à condition d'utiliser le comportement non drainé du modèle NorSand et d'imposer un paramètre d'état élevé aux résidus sableux, indiquant un état initialement lâche, pour lequel un comportement de ramollissement est associé. Les cheminements de contraintes, pour des points de référence situés au sein des résidus miniers le long de la surface de rupture, présentés aux Figure 4.10, Figure 4.13 et Figure 4.19 aident également à confirmer qu'ils s'agissent de ruptures associées à la liquéfaction des résidus puisqu'on observe que les cheminements commencent à un état de contraintes plus élevées et terminent proche de l'état critique à une résistance inférieure.

Comme anticipé, l'état initial du sol par l'entremise du paramètre d'état assigné aux résidus miniers a eu une influence directe sur la stabilité de l'ouvrage et les conséquences d'une rupture. Il a été observé que plus le paramètre d'état est grand, indiquant un sol plus lâche, moins il faut de perturbation au modèle pour causer la rupture et plus les déplacements calculés lors de la rupture sont grands lors des simulations avec le comportement non drainé attribué aux résidus miniers. Il est possible de relier ces observations au comportement des résidus miniers, comme discuté à la section 2.3.5, où les résidus lâches ont un comportement de ramollissement lié à une perte de résistance tandis que les résidus denses démontrent de l'écrouissage et un gain de résistance lorsque cisaillés en conditions non drainées.

Lors des simulations de perte de résistance de la fondation avec le comportement drainé attribué aux résidus miniers, la rupture a été dominée par la rupture de la fondation sans qu'il n'y ait de liquéfaction des résidus. Il est également possible de relier ce résultat aux comportements des résidus puisque les résidus lâches ne démontrent pas de ramollissement en conditions drainées.

De plus, rappelons que l'étude de l'influence du paramètre d'état sur les courbes contrainte – déformation non drainées du modèle NorSand calibré avec les résidus miniers sableux de Fundão (Figure 3.9), a montré que la valeur limite entre un comportement d'écrouissage et un comportement de ramollissement se situerait proche ψ=0,02. Pour un paramètre d'état de 0,02, le comportement était presque parfaitement plastique. Cette limite se reflète dans les résultats des analyses de contrainte – déformation puisqu'une valeur supérieure à ψ=0,02 (c.-à-d. sol plus lâche) semblait généralement mener à des ruptures globales avec liquéfaction tandis que les autres types de rupture (p. ex. fondation ou sommet de la digue) ont généralement été obtenus pour des valeurs inférieures (c.-à-d. sol plus dense). Cette valeur de 0,02 diverge des valeurs limites de -0,05 et de -0,10 avancées respectivement par Jefferies et Been (2016) et par Davies et al. (2002) pour lesquelles il y aurait potentiellement perte de résistance en conditions non drainées (section 2.3.3). Toutefois, ceci pourrait être davantage dû aux limitations liées au modèle NorSand à simuler l'instabilité des sols initialement denses dans des conditions non drainées (tel qu'observé à la section 3.2.3), à la calibration du modèle pour le matériau et à l'utilisation d'un paramètre d'état homogène pour l'ensemble des résidus miniers plutôt qu'être une valeur déterministe permettant d'établir si le sol est assez dense afin d'éviter les problèmes de liquéfaction.

Également, il a été observé que plus la surface phréatique est élevée et proche de la surface, moins il faut de perturbation au modèle pour causer la rupture globale de l'ouvrage pour un paramètre d'état lâche. Cette observation coïncide avec les résultats des analyses par équilibre limite où le facteur de sécurité diminue plus la surface phréatique est haute (Tableau 4.1).

Le coefficient des terres au repos attribué aux résidus miniers a eu comme impact de diminuer les déplacements attendus à la rupture plus la valeur de K_0 était élevée. Pour le mécanisme de déplacement de la digue, une augmentation du K_0 (c.-à-d. anisotropie moins élevée) a également eu pour effet d'augmenter le déplacement nécessaire avant la rupture. Il intéressant d'observer que le coefficient des terres au repos n'a pas eu d'impact significatif sur la perturbation imposée avant la rupture pour les mécanismes de rehaussement de la digue et de perte de résistance de la fondation avec le comportement non drainé malgré des cheminements de contraintes allant directement en déchargement pour un K_0 de 0,45 tels que présentés aux Figure 4.10 et Figure 4.13.

Une limitation des analyses qui n'a toutefois pas été discutée à la section 3.3.9 est que les résultats obtenus sont spécifiques à la géométrie du modèle et de la manière dont les mécanismes de déclenchement de la liquéfaction ont été simulées. Ceci est particulièrement vrai pour le mécanisme d'érosion de la digue où les résultats dépendent de la section excavée et pour la simulation du déplacement de la digue où les résultats vont dépendre des digues où un déplacement est imposé. Dans un cas réel, il faudrait relier les façons dont les mécanismes de déclenchement de la liquéfaction sont simulés avec une étude de bris de barrage identifiant les mécanismes de rupture les plus probables ainsi qu'avec des observations sur le terrain. Les simulations numériques permettent quand même de démontrer le potentiel des analyses à simuler la liquéfaction statique des résidus et la rupture.

CHAPITRE 5 SIMULATIONS NUMÉRIQUES DU PARC À RÉSIDUS DE FUNDÃO

5.1 Mise en contexte

Comme il a été expliqué sommairement à la section 2.4.3, Morgenstern et al. (2016) ont déterminé que le mécanisme ayant déclenché la liquéfaction statique des résidus sableux du Barrage de Fundão aurait été la déformation latérale des résidus fins avec l'augmentation de la charge, aussi appelée extrusion latérale, due au rehaussement et aux dépôts de résidus. Le dépôt de résidus sableux, saturé et potentiellement liquéfiable, situé au-dessus des résidus fins aurait dû s'ajuster au mouvement d'extrusion latérale en s'écartant rendant les résidus sableux dans un état encore plus lâche et réduisant les contraintes du dépôt. Ce relâchement des contraintes au sein des résidus sableux aurait ultimement mené à la liquéfaction de ceux-ci provoquant la rupture globale de l'ouvrage.

L'étude de Morgenstern et al. (2016) comportait entre autres la réalisation d'essais d'effondrement en laboratoire afin de répliquer le type de chargement subie par les résidus sableux en raison de l'extrusion latérale (voir Figure 3.6). Les résultats de ces essais ont démontré le potentiel de liquéfaction et l'effondrement soudain des échantillons de résidus sableux une fois l'état critique atteint. Morgenstern et al. (2016) ont également procédé à des analyses de contrainte-déformation dans FLAC afin de simuler numériquement le mécanisme menant à la liquéfaction des résidus sableux et à la rupture du barrage. Ces analyses comprenaient la création du modèle en plusieurs étapes afin d'identifier notamment la concentration des zones de déplacement. Suite à la construction du modèle jusqu'à la configuration de pré-rupture, les auteurs ont procédé à diverses analyses de sensibilité sur leur modèle. Une de ces analyses consistait à simuler l'extrusion latérale des résidus fins interlités sous-jacente aux résidus miniers de sable et de la digue en réduisant l'angle de frottement de ces résidus afin d'imposer des déformations. Les auteurs ont pu réduire l'angle de frottement jusqu'à une valeur de 9,5° avant qu'il n'y ait des problèmes de convergence. Une autre analyse a montré que l'imposition de cette résistance résiduelle pendant la construction du modèle menait également à un état instable similaire à si cette résistance était sollicitée à la suite de la construction. Notons que Morgenstern et al. (2016) ont utilisé à l'époque une version de

NorSand implémentée par l'utilisateur dans FLAC et que depuis, comme mentionné à la section 2.6, Itasca (2019) a intégré NorSand comme modèle de base.

Moghaddam et al. (2020) ont également procédé à une étude du Barrage de Fundão à l'aide d'analyses de contrainte-déformation par éléments finis dans RS2. Leur étude consistait a simulé les déformations engendrées par la construction du parc à résidus miniers entre les géométries du barrage d'août 2014 et de novembre 2015. Moghaddam et al. (2020) ont montré que les résultats de la construction par étapes obtenus par la méthode des éléments finis dans RS2 permettaient d'identifier de manière similaire les zones de concentration de déplacement horizontal avec un ordre de grandeur comparable à celles obtenues par Morgenstern et al., (2016) dans FLAC. Moghaddam et al. (2020) n'ont toutefois pas essayé d'étudier plus en détail les mécanismes de liquéfaction et de pousser leur modèle numérique jusqu'à la rupture.

Pour ce projet de recherche, les analyses faites à partir de la géométrie du Barrage de Fundão ont en un premier temps visé à reproduire la simulation d'extrusion latérale des résidus fins afin de comparer les résultats des analyses par la méthode des éléments finis dans RS2 avec les résultats de Morgenstern et al. (2016) afin de valider l'utilisation du code de RS2 et de la loi de comportement NorSand.

En un deuxième temps, les méthodes d'analyse développés aux Chapitre 3 et Chapitre 4 ont été appliqués au modèle du Barrage de Fundão afin d'étudier s'il aurait pu déclencher la liquéfaction des résidus sableux et provoquer la rupture globale de l'ouvrage. Il est important de mentionner que ces analyses ne visaient pas à identifier les causes réels de la rupture du Barrage de Fundão telle qu'il été fait par Morgenstern et al. (2016) mais plutôt d'appliquer les méthodes d'analyse développés précédemment à une géométrie plus représentative de la réalité. La sensibilité de la valeur du paramètre d'état initial attribuée aux résidus miniers sableux a également été effectuée afin de vérifier si des observations similaires à celles du Chapitre 4 pouvaient être faites en ce qui concerne les perturbations à imposer avant de provoquer la rupture.

5.1.1 Géométrie et propriétés des matériaux

La Figure 5.1 présente la géométrie utilisée ainsi que les différents matériaux. Le modèle comporte entre 33218 et 33290 éléments triangulaires à 3 nœuds dépendamment du mécanisme de

déclenchement. Les éléments les plus grossiers ont une taille allant jusqu'à environ 2,4 m de hauteur et de largeur.

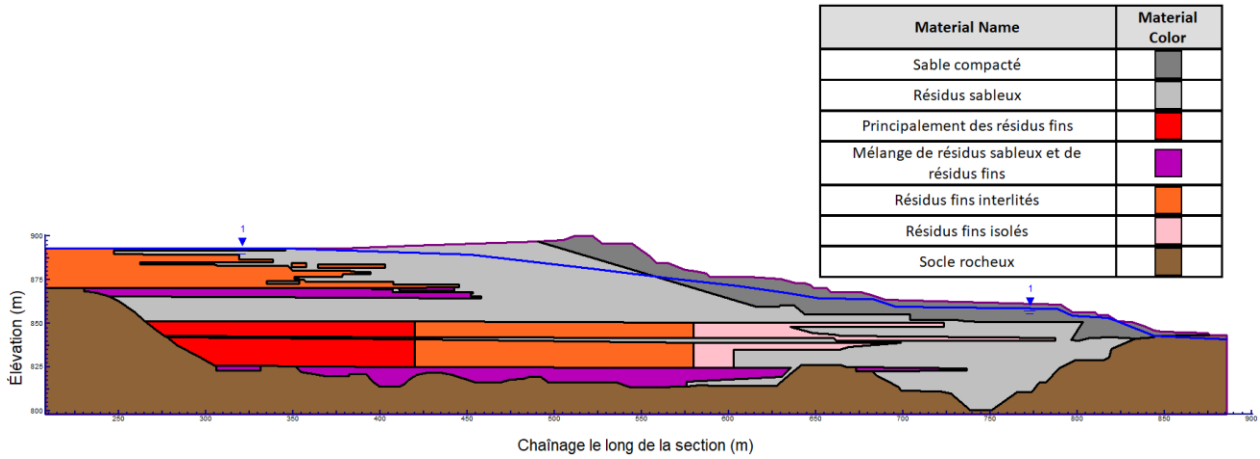


Figure 5.1. Géométrie de la section du Barrage de Fundão à l'étude.

Dans leur étude, Morgenstern et al. (2016) ont utilisé pour les résidus fins le modèle *Softening Hardening* qui permet entre autres d'attribuer les propriétés de résistance (angle de frottement et cohésion) en fonction de la déformation plastique afin de simuler une perte de résistance. Pour ce projet de recherche, le comportement élastique-fragile-plastique de Mohr-Coulomb référé comme étant le comportement *elasto-brittle-plastic* par RocScience a été utilisé pour les résidus miniers fins. Ce comportement se distingue de celui élastique parfaitement plastique par l'attribution d'une résistance résiduelle une fois celle maximale atteinte telle que présentée sur la Figure 5.2. Notons que cette loi de comportement reflète rarement le comportement réel de résidus miniers lâches montrant un comportement contractant mais a quand même été utilisé afin de simplifier le modèle numérique et de simuler la perte de résistance des résidus fins due à l'augmentation des déformations.

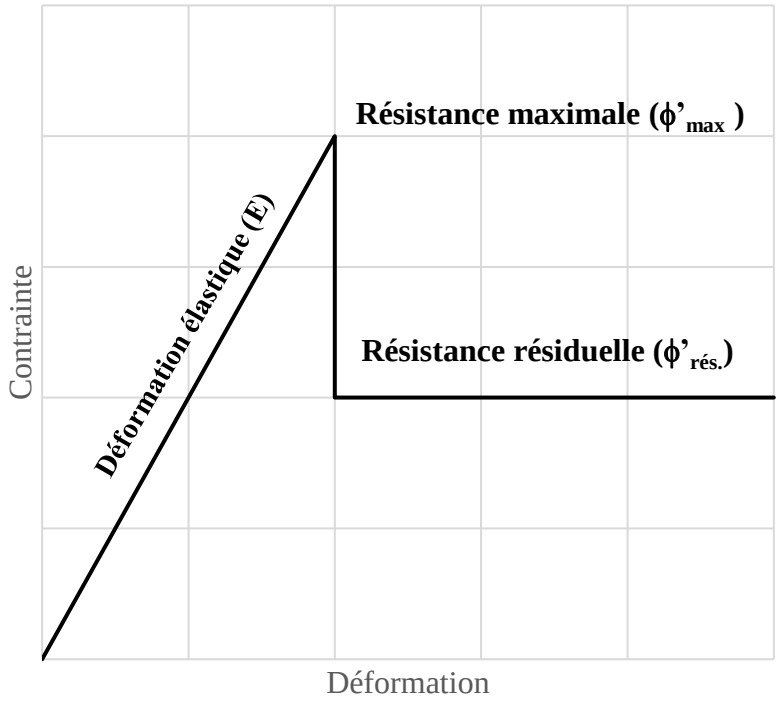


Figure 5.2. Comportement élastique-fragile-plastique (adapté de Rocscience Inc., 2020)

De plus, les modules d'élasticité des résidus fins de Moghaddam et al. (2020) ont été utilisés au lieu des fonctions du module élastique de Morgenstern et al. (2016) en raison des problèmes de convergence stipulés à la section 3.4. Ces valeurs correspondent au 85e percentile des valeurs estimées dans le modèle. Les auteurs ont choisi le 85e percentile afin de ne pas sous-estimer le module d'élasticité pour les couches en profondeur.

Morgenstern et al. (2016) ont utilisé les propriétés géotechniques des résidus sableux et des résidus fins silteux afin de créer des propriétés géotechniques pour les différents types de résidus fins présentés au Tableau 5.4 en fonction des proportions relatives des résidus sableux et des résidus fins silteux observées à travers la section du Barrage à l'étude. Les résidus nommés « principalement des résidus fins » ont 100% des propriétés des résidus fins silteux, les propriétés du « mélange de résidus de sable et de résidus fins » ont des propriétés tirées à 50% des résidus sableux et à 50% des résidus fins silteux, les résidus fins interlités ont des propriétés tirées à 80% des résidus sableux et à 20% des résidus fins silteux tandis que les résidus fins isolés ont 100% les propriétés des résidus sableux mais avec comme loi de comportement Mohr-Coulomb au lieu de

NorSand. Morgenstern et al. (2016) ont déterminé l'angle de frottement effectif de 33° des résidus sableux à partir des résultats d'essais triaxiaux tandis qu'ils ont déterminé la valeur de 12,4° des résidus fins à partir du ratio de résistance non drainée de ce matériau d'une valeur de 0,22.

Pour ce projet, le socle rocheux a été modélisé avec le comportement purement élastique tandis que le sable compacté (c.-à-d. la digue) et les résidus fins isolés ont été modélisés avec le modèle élastique-plastique de Mohr-Coulomb puisque ces matériaux ne présentent pas de comportement de ramollissement selon les données de Morgenstern et al. (2016). Tous les autres types de résidus fins ont été modélisés avec le comportement élastique-fragile-plastique décrit précédemment. Le Tableau 5.4 présente les propriétés des résidus fins, du sable compacté et du socle rocheux tandis que les propriétés NorSand des résidus sableux ont été présentés au Tableau 3.1. Les propriétés des matériaux ont été tirées directement de Morgenstern et al. (2016) à l'exception des valeurs singulières des modules d'élasticité qui ont été tirées de Moghaddam et al. (2020) comme expliqué précédemment.

Tableau 5.1. Propriétés du modèle des matériaux pour le Barrage de Fundão (adapté de Morgenstern et al., 2016 et Moghaddam et al., 2020).

Matériaux	**Poids spécifique (kN/m³)**	**Paramètres élastiques**			**Paramètres de Mohr-Coulomb**		
		Coefficient de Poisson	**Module d'élasticité (MPa)**		**ϕ'_{max} (°)**	**$\phi'_{résiduel}$ (°)**	**Cohésion (kPa)**
Sable compacté	22	0,3	$E = 52\left(\frac{\sigma'_{vc}}{100}\right)^{0,4}$	76	35	-	5
Principalement des résidus fins			$E = 9,4\left(\frac{\sigma'_{vc}}{100}\right)^{0,7}$	18	12,4	4,1	-
Mélange de résidus de sable et de résidus fins			$E = 30,4\left(\frac{\sigma'_{vc}}{100}\right)^{0,47}$	75	23,5	19,9	-
Résidus fins interlités			$E = 43,3\left(\frac{\sigma'_{vc}}{100}\right)^{0,42}$	70	29,4	28,1	-
Résidus fins isolés			$E = 52\left(\frac{\sigma'_{vc}}{100}\right)^{0,4}$	55	33	-	-
Socle rocheux			442		-	-	-

5.2 Analyse de contrainte-déformation

Pour le modèle du Barrage de Fundão, les simulations numériques ont été effectuées en deux étapes. La première a été d'établir les contraintes in-situ dans le modèle de la même manière qu'il

a été fait avec la géométrie générale (c.-à-d. avec le poids des matériaux et un coefficient des terres au repos avec le comportement drainé). Des valeurs du coefficient des terres au repos de 0,70 et 0,50 ont été attribuées aux résidus de sable et aux restes des matériaux respectivement. De plus, un paramètre d'état égal à 0,012 a été utilisé pour ces simulations. Cette valeur correspondant au 80e percentile était celle visée par Morgenstern et al. (2016) lors de la construction de leur modèle. Rappelons que le 80e percentile correspond à la valeur caractéristique selon Jefferies et Been (2016) dictant la liquéfaction statique (3.3.4). Notons qu'à la suite de la construction par étapes de leur modèle numérique dans FLAC, Morgenstern et al. (2016) ont obtenu une valeur de 0,016 pour ce qui est du 80e percentile du paramètre d'état. Or, les résultats dans RS2 n'ont pas montré de différence significative entre l'utilisation d'un paramètre d'état de 0,012 et de 0,016. Il a également été observé que pour le modèle numérique, une valeur maximum de 0,15 du paramètre d'état pouvait être attribuée aux résidus de sable sans quoi il y avait non-convergence et rupture dès l'établissement des contraintes in-situ. La deuxième étape a été de simuler les mécanismes de déclenchement présentés aux sections suivantes. Les mêmes conditions de rupture présentées à la section 3.3.7 ont été considérées pour ces analyses. Rappelons également qu'une définition des titres des colonnes des tableaux des résultats est présentée à la section 4.2.

5.2.1 Extrusion latérale des résidus fins interlités

Comme il a été mentionné à la section 5.1, Morgenstern et al. (2016) ont simulé l'extrusion latérale des résidus fins interlités en diminuant l'angle de frottement d'une valeur de 29,4° à 9,5° engendrant des déplacements horizontaux additionnels de 170 mm en aval de la crête de la digue. Pour ces analyses, les auteurs ont également combiné les résidus fins isolés avec les résidus fins interlités comme il est présenté à la Figure 5.3 qui présente la section des résidus fins interlités en orange hachurée subissant la perte de résistance ainsi que la ligne de référence à l'élévation 856 m.

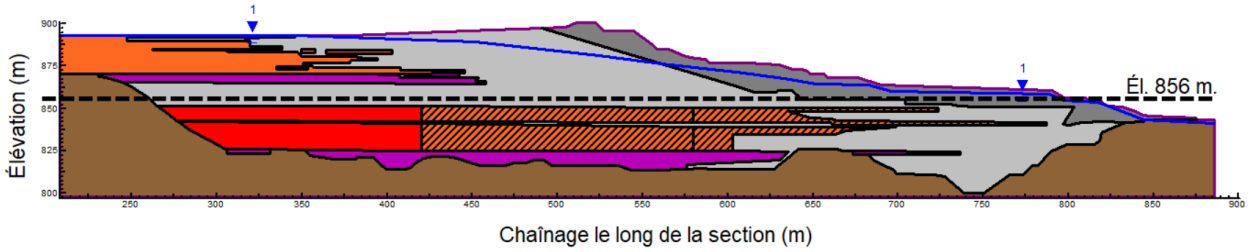


Figure 5.3 Section des résidus fins interlités en orange hachurée subissant la perte de résistance aifn de simuler l'extrusion latérale.

Pour ce projet de recherche, les simulations ont été effectuées avec le comportement non drainé avec ramollissement supplémentaire et drainé pour les résidus miniers sableux modélisés avec NorSand en plus d'effectuer des analyses « hybrides » en réduisant l'angle de frottement des résidus fins interlités par incrément de 2%. Les analyses hybrides désignent une analyse où le comportement des résidus miniers sableux est initialement drainé et changé pour celui non drainé à partir d'un certain pourcentage de réduction de la résistance imposé aux résidus fins. Ces analyses ont pour but de simuler des conditions initialement drainées qui deviennent non drainées suite à l'augmentation de l'amplitude des déformations comme pour les simulations numériques d'essais de réduction de charge latérale présentées à la section 3.2.3. Il a été observé qu'il n'a pas été possible d'attribuer le comportement non drainé aux autres types de résidus miniers fins sans qu'il y ait de l'instabilité numérique et des problèmes de convergence. En plus d'obtenir la perte de résistance causant la rupture, les déplacements horizontaux engendrés par la perte de résistance ont été obtenus à divers incréments de réduction le long de l'élévation 856 m afin de comparer les résultats avec ceux de Morgenstern et al. (2016).

La Figure 5.4 présente la surface de rupture globale pour l'analyse faite avec le comportement non drainé tandis que la Figure 5.5 montre le résultat avec le comportement drainé. Pour l'analyse avec le comportement non drainé, l'angle de frottement des résidus fins a pu être réduit jusqu'à 7,1° engendrant des déplacements additionnels de l'ordre de 260 mm avant la rupture. Pour l'analyse avec le comportement drainé, un angle de 3,5° a causé la rupture du modèle et les déplacements horizontaux avant la rupture étaient déjà de l'ordre de 4 m ce qui semble peu réaliste.

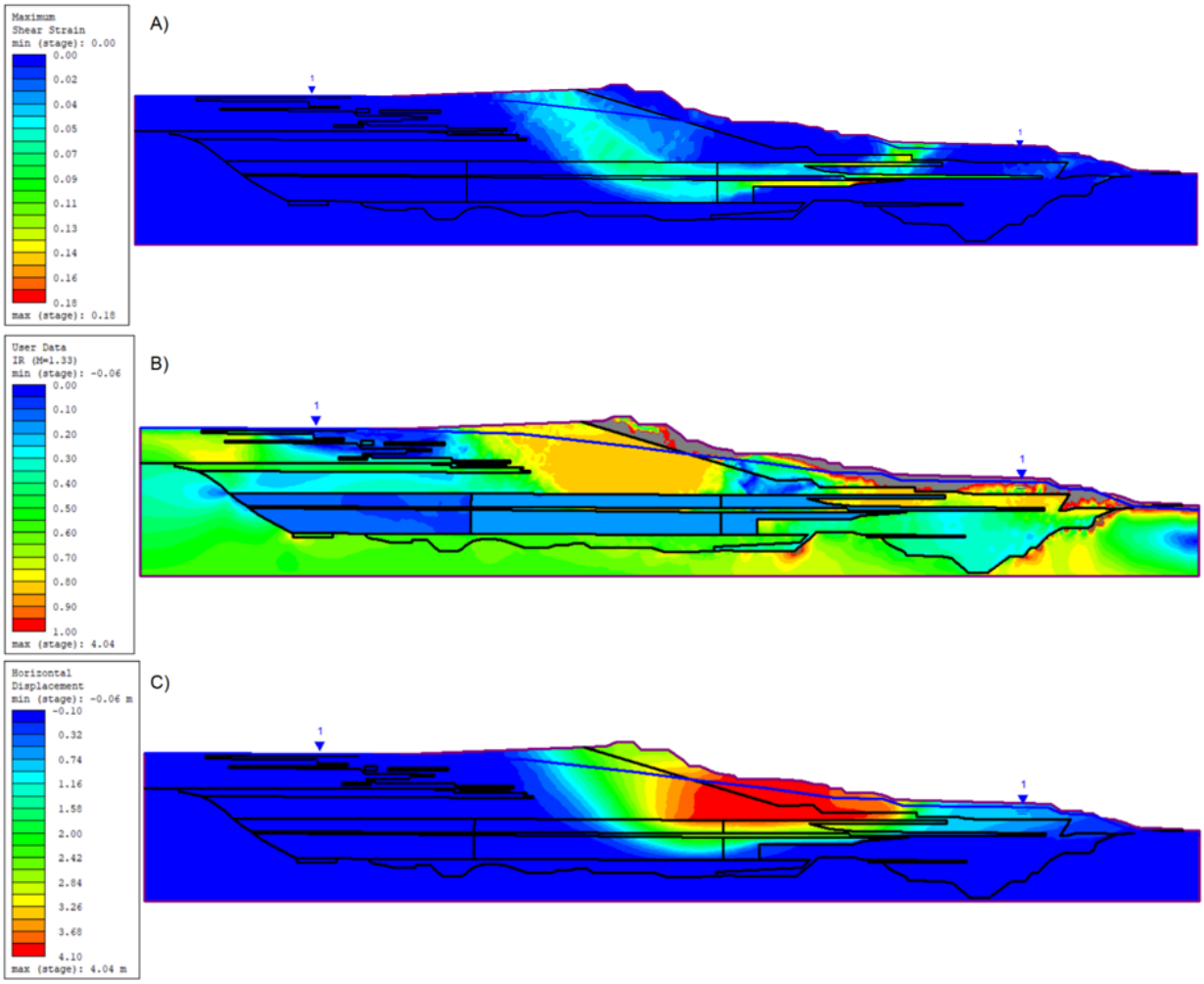


Figure 5.4 Surface de rupture pour la simulation de l'extrusion latérale des résidus miniers interlités avec le comportement drainé pour les résidus sableux définie par les contours : A) de déformations en cisaillement maximales ; B) du ratio d'instabilité ; C) des déplacements horizontaux maximaux.

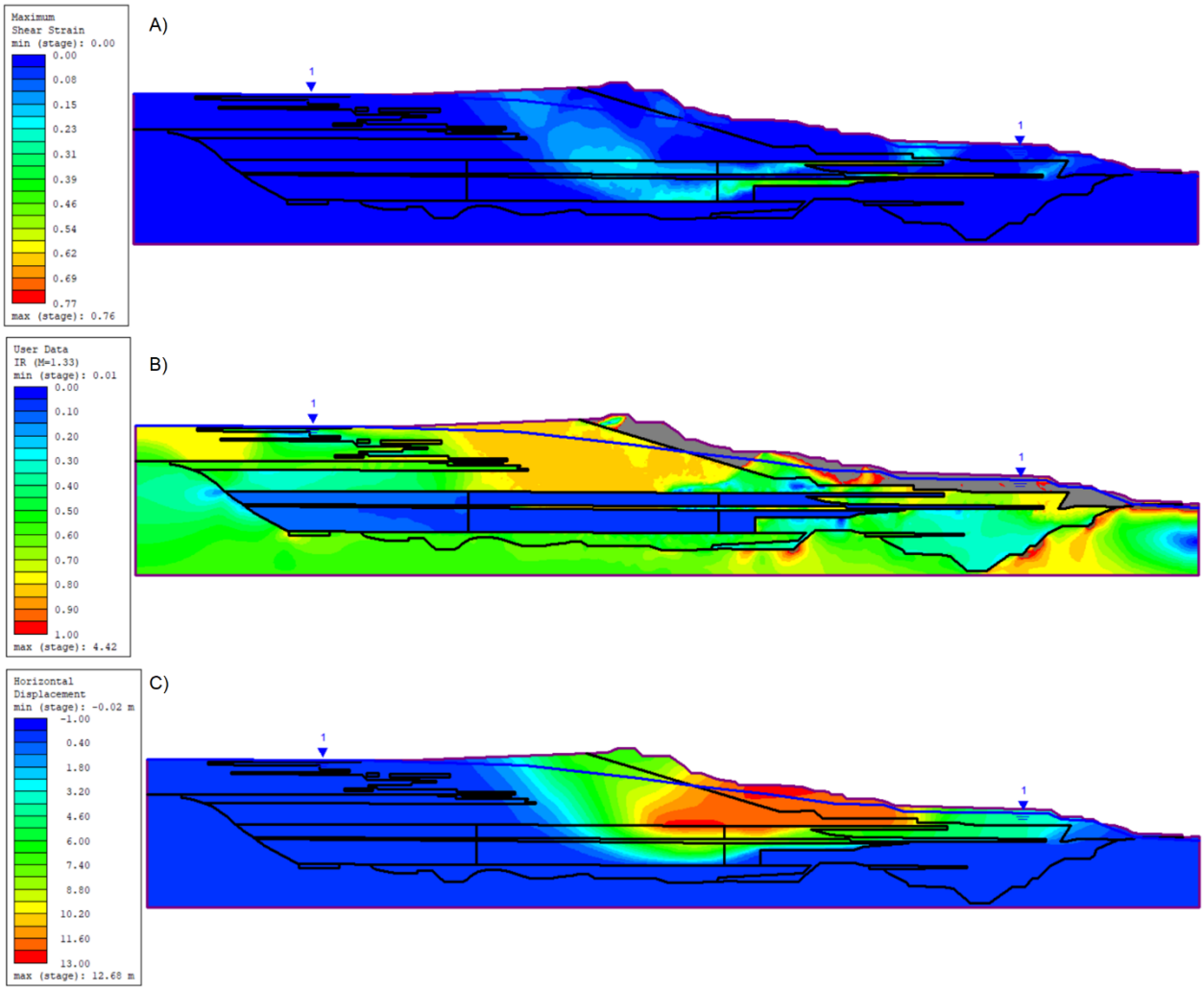


Figure 5.5 Surface de rupture pour la simulation de l'extrusion latérale des résidus miniers interlités avec le comportement drainé pour les résidus sableux définie par les contours : A) de déformations en cisaillement maximales ; B) du ratio d'instabilité ; C) des déplacements horizontaux maximaux.

Il est possible de constater que les deux surfaces ruptures semblent assez similaires. On observe toutefois une rupture un peu mieux définie par les contours de déformations en cisaillement maximales passant par les résidus miniers pour le cas de l'analyse faite avec le comportement non drainé. La Figure 5.6 présente les points de référence, choisis arbitrairement le long de la surface de rupture, pour les cheminements de contraintes en fonction du comportement de la Figure 5.7.

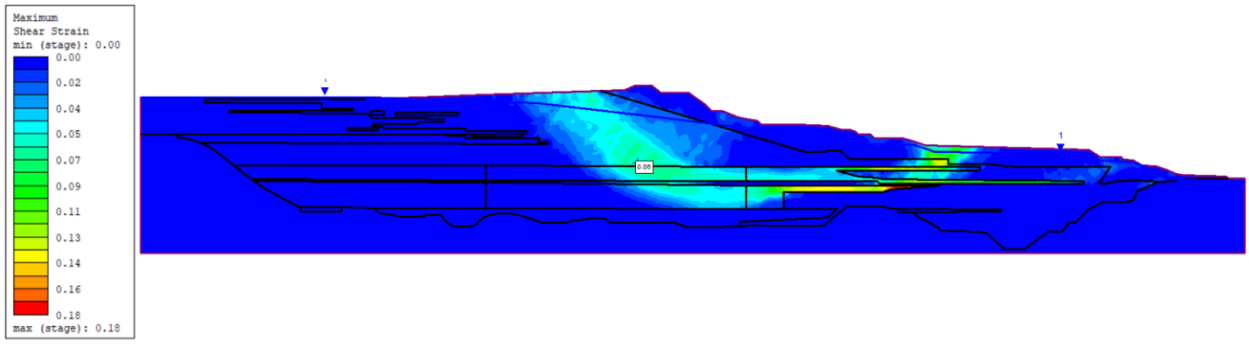


Figure 5.6 Point de référence pour l'étude des cheminements de contraintes la simulation de l'extrusion latérale des résidus miniers interlités.

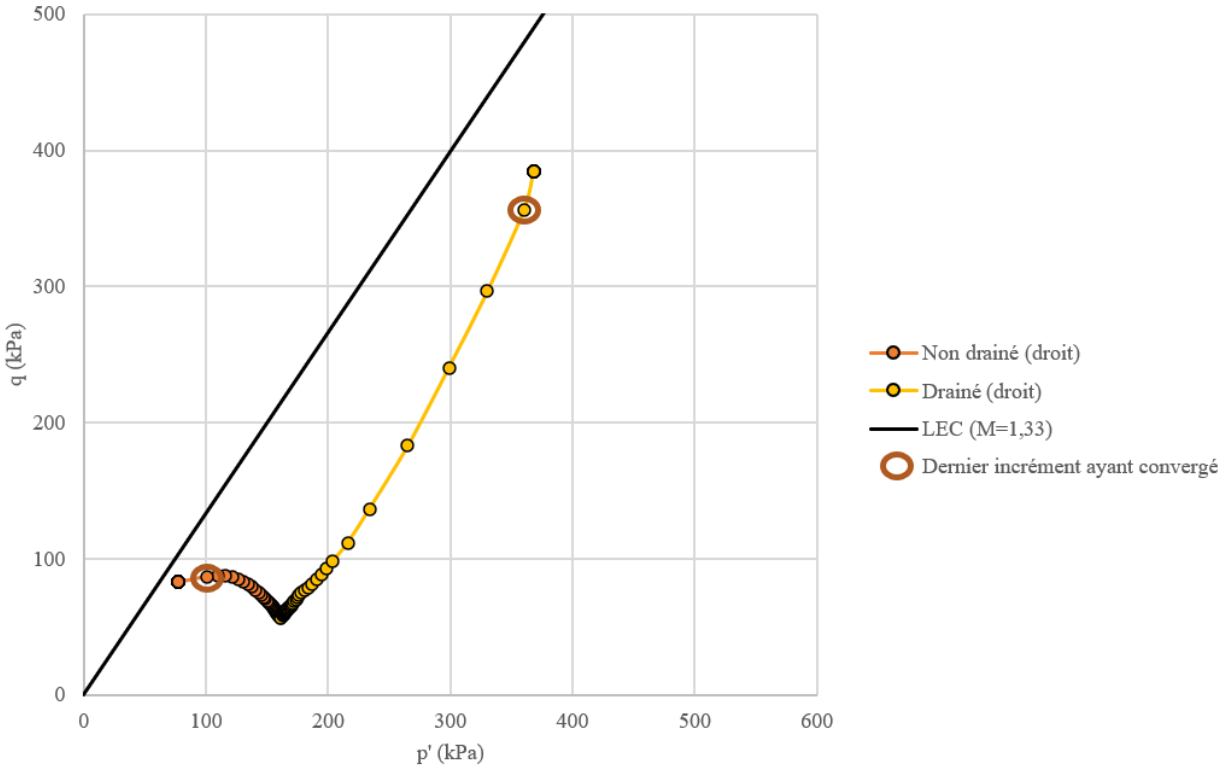


Figure 5.7 Cheminements de contraintes pour la simulation de l'extrusion latérale des résidus miniers interlités en fonction du comportement attribué aux résidus sableux.

On constate que le fait d'imposer des déformations à la couche de résidus fins interlités en diminuant l'angle de frottement a comme effet de diminuer la contrainte effective moyenne des

résidus sableux situés en amont poussant l'état de ces résidus vers l'état critique lorsque le comportement non drainé est utilisé en raison de la génération de pression d'eau calculée par le comportement non drainé de NorSand (Figure 5.8). Pour l'analyse avec le comportement drainé, on remarque qu'il n'y a pas de réduction de la contrainte effective moyenne puisqu'aucune pression d'eau n'est générée. Entre l'étape qui converge et celle qui ne converge plus, on observe une légère baisse de résistance au point de référence pour l'analyse faite avec le comportement non drainé ce qui est associable à un comportement de ramollissement contrairement à l'analyse fait avec le comportement drainé où aucune perte de résistance n'est observée.

La Figure 5.8 présente la génération de pression d'eau en excès au sein des résidus sableux pour la simulation faite avec le comportement non drainé pour des réductions de résistance de 10%, 50% et 74% soit le dernier incrément avant la rupture. On remarque une augmentation progressive des pressions d'eau en excès le long de l'éventuelle surface de rupture plus que la réduction de la résistance augmente. Notons qu'une zone concentrée de pression d'eau négative se développe également au point de référence de la Figure 5.8 qui est peut-être due à une zone en tension dernière la surface de rupture. La génération d'eau a comme effet de diminuer la contrainte effective moyenne et de progresser le cheminement de contraintes vers l'état critique (Figure 5.7).

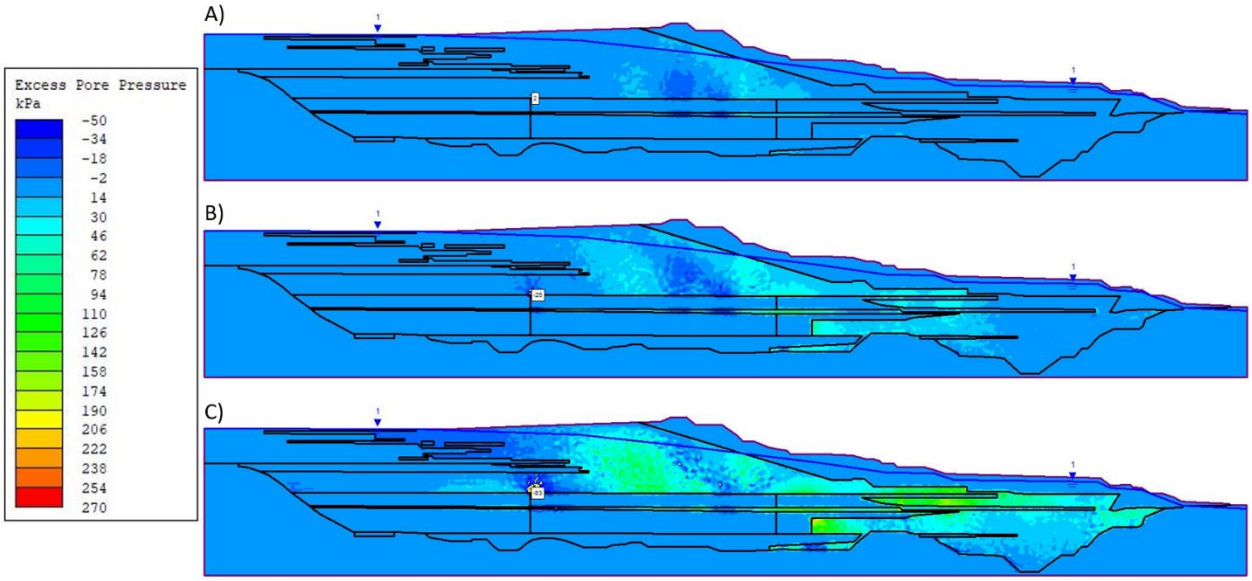


Figure 5.8 Contours de pression d'eau en excès au sein des résidus sableux pour la simulation de l'extrusion latérale des résidus miniers interlités avec le comportement non drainé à une réduction de la résistance de : A) 10% ; B) 50% ; C) 74%.

Le Tableau 5.2 résume les résultats des simulations de l'extrusion latérale des résidus fins interlités pour la géométrie du Barrage de Fundão pour les analyses avec le comportement non drainé et drainé ainsi que pour le cas « hybride ». La colonne « Réduction pour ND » indique le pourcentage de réduction de la résistance des résidus fins interlités à partir duquel le comportement non drainé est attribué aux résidus miniers.

Tableau 5.2 Résultats des simulations de l'extrusion latérale des résidus miniers interlités.

Comportement	**Réduction pour ND**	**Réduction max**	**Déplacement horizontal max (m)**	
			Avant rupture	**Après rupture**
Drainé	-	88%	4,47	12,68
Non drainé	-	76%	0,49	4,04
Hybride	58%	76%	0,48	3,59
	68%	76%	0,45	3,61
	78%	78%	0,54	4,29

En résumé, le Tableau 5.2 montre que pour le comportement non drainé, la réduction de la résistance causant la rupture a été de 76% équivalant à un angle de frottement de 7,1° ce qui est plus faible que la valeur de 9,5° obtenue par Morgenstern et al. (2016). Pour le comportement drainé, la réduction maximale a été de 88% pour un angle de frottement de 3,5° et que les déplacements horizontaux en un point avant la rupture sont de 4,31 m ce qui est encore une fois peu réaliste. Les analyses « hybrides » montre qu'une perte de résistance « critique » de 76% provoquerait une rupture globale et la liquéfaction si des conditions non drainées étaient sollicitées et que si le comportement non drainé est attribué après cette valeur, il y a non-convergence et rupture directement à cet incrément.

Ces résultats montrent que lorsque le comportement non drainé est utilisé, l'analyse est dictée par la génération des pressions d'eau (Figure 5.8) qui a comme effet de réduire la contrainte moyenne effective et de mener le cheminement jusqu'à l'état critique (Figure 5.7). Si le comportement drainé est attribué aux résidus sableux, c'est plutôt la résistance des résidus fins qui régit l'analyse et détermine la rupture ce qui donne des résultats toutefois peu réalistes en raison de l'angle de frottement faible provoquant la rupture et de l'amplitude des déformations dans le modèle avant même la détection de la rupture. En réalité, l'accélération de l'amplitude des déformations dans la couche de résidus fins interlités aurait pu engendrer des conditions non drainées au sein des résidus sableux puis la rupture par liquéfaction d'une façon similaire aux résultats des analyses « hybrides ».

La Figure 5.9 présente les déplacements horizontaux le long de l'élévation 856 m en fonction de la réduction de la résistance des résidus fins interlités. La perte de résistance est représentée par la valeur de l'angle de frottement des résidus fins interlités à laquelle la réduction est rendue.

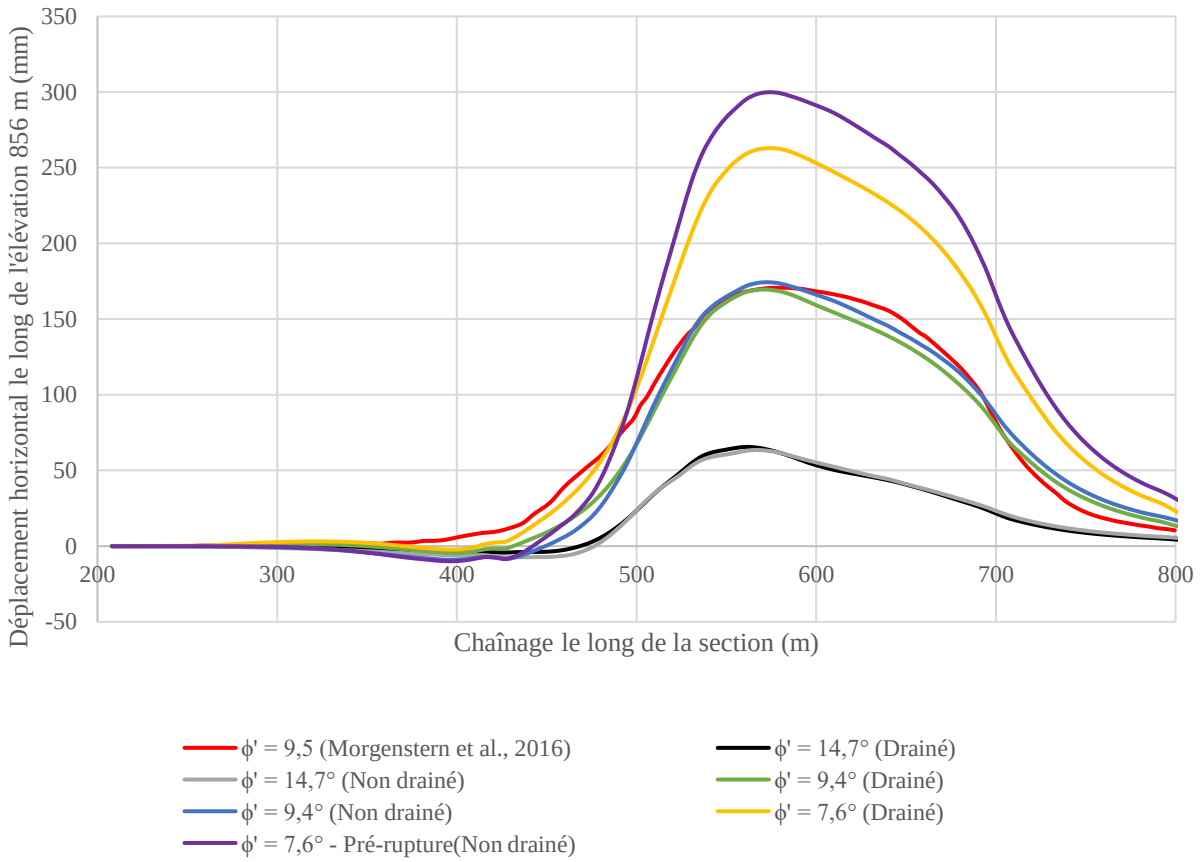


Figure 5.9 Déplacements horizontaux le long de l'élévation 856 m en fonction de la réduction de l'angle de frottement des résidus fins interlités.

Selon les résultats présentés à la Figure 5.9, on constate que les déplacements horizontaux sont assez similaires pour l'analyse faite avec le comportement non drainé et celle avec le comportement drainé jusqu'à l'incrément pré-rupture pour le comportement non drainé soit à un angle de frottement de 7,6°. De plus, malgré les simplifications faites au modèle numérique en comparaison avec celui de Morgenstern et al. (2016) (p. ex. construction en une étape, loi de comportement différente pour les résidus fins), on observe que les déplacements pour une réduction de l'angle de frottement jusqu'à 9,4° sont similaires à ceux obtenus par Morgenstern et al. (2016) pour un angle de 9,5° ce qui témoigne de la performance du code de RS2 en comparaison avec FLAC.

<u>Influence du paramètre d'état attribué aux résidus miniers sableux</u>

Le Tableau 5.3 présente l'influence du paramètre d'état attribué aux résidus miniers sableux sur la réduction maximale de la résistance des résidus interlités afin de provoquer la rupture. Pour le

comportement non drainé, on observe que la réduction de la résistance causant la rupture diminue et que les déplacements augmentent lorsque le paramètre d'état augmente. Ceci aide à confirmer que c'est le comportement de ramollissement des résidus miniers sableux qui dicte l'analyse.

On observe que cette influence n'est pas aussi marquée pour les analyses faites avec le comportement drainé et qu'à part un paramètre d'état de 0,06, les déplacements semblent indépendants du paramètre d'état, ce qui indique encore que c'est plutôt la résistance des résidus fins interlités qui contrôle la rupture de l'ouvrage ce qui donne des résultats peu réalistes

Tableau 5.3 Influence du paramètre d'état sur la simulation de l'extrusion latérale des résidus fins interlités du Barrage de Fundão.

Comportement	**ψ**	**Réduction max**	**Déplacement horizontal max (m)**	
			Avant rupture	**Après rupture**
Non drainé	0,06	68%	0,54	47,21
	0,04	72%	0,50	40,22
	0,012	76%	0,49	4,04
	-0,02	78%	0,46	0,97
Drainé	0,06	88%	16,29	25,10
	0,04	86%	5,27	11,22
	0,012	88%	4,47	12,68
	-0,02	90%	4,60	13,38

5.2.2 Dépôt de résidus miniers

Le dépôt de résidus miniers a été simulé de la façon similaire aux simulations du rehaussement de la digue faites avec la géométrie générale. Une charge de 10 kN/m^2 par incrément a été appliquée aux dessus des résidus miniers en attribuant le comportement non drainé aux résidus de sable. Pour un paramètre d'état initial de 0,012, la charge maximale causant la rupture a été de 670 kN/m^2 ce qui pourrait indiquer qu'un tel mécanisme n'aurait probablement pas pu causer une rupture globale pour un tel état initial du sol en raison de l'ordre de grandeur de la charge a appliqué qui semble peu réaliste. De plus, les déplacements horizontaux maximaux avant la rupture ont atteint 6,27 m indiquant qu'il y aurait probablement eu rupture avant celle détecté par le modèle numérique. La Figure 5.10 présente la surface de rupture pour un paramètre d'état de 0,012. On observe que la rupture passe principalement par le haut du barrage.

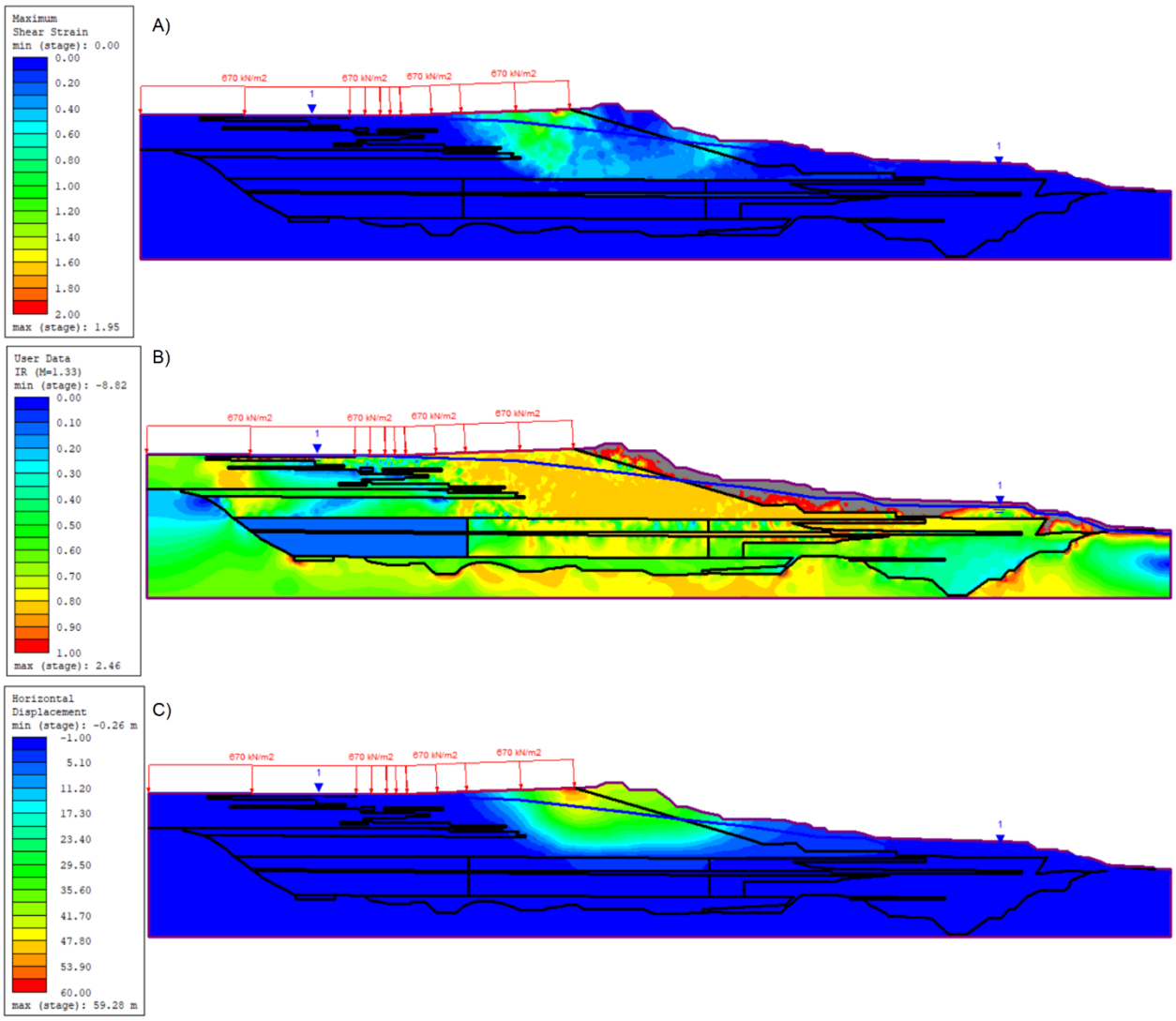


Figure 5.10 Rupture à la suite du mécanisme du dépôt de résidus miniers pour un paramètre d'état de 0,012 attribué aux résidus miniers sableux défini par les contours : A) de déformations en cisaillement maximales ; B) du ratio d'instabilité ; C) des déplacements horizontaux maximaux.

Des simulations ont également été effectuées avec des valeurs de paramètre d'état plus élevée, soit de 0,04 et 0,06, afin d'étudier l'impact de l'état initial du sol. Comme pour les simulations faites avec la géométrie générale (Chapitre 4), un paramètre d'état plus élevé attribué aux résidus miniers sableux diminue la charge nécessaire pour provoquer la rupture. Il a été observé que les surfaces de rupture obtenues avec des paramètres d'état de 0,04 et 0,06 étaient plus globales et passaient

jusqu'au pied du barrage comme présenté sur la Figure 5.11 pour un paramètre d'état de 0,06. Cette différence de surface de rupture est probablement due à la perte de résistance associée à ces valeurs de paramètre d'état.

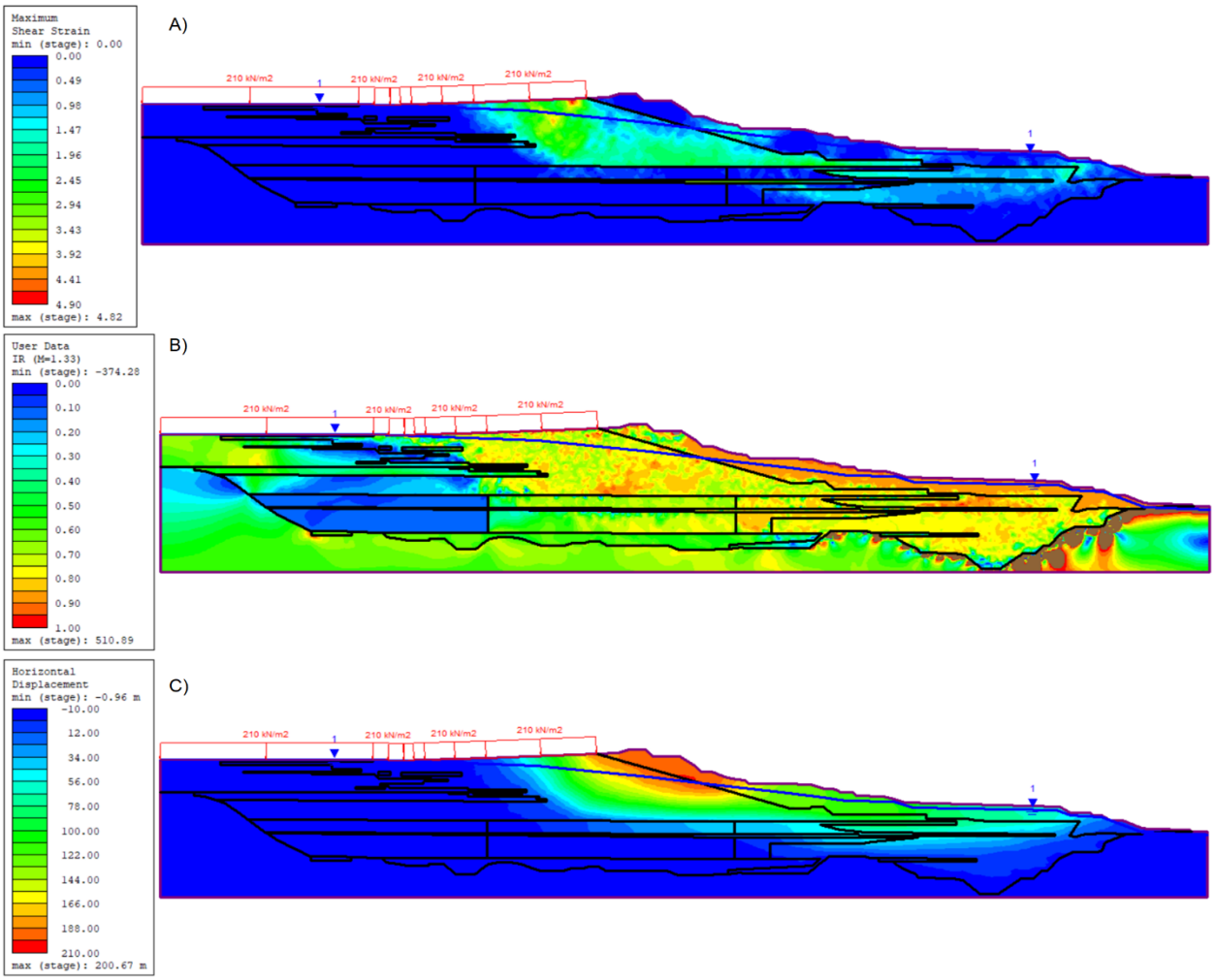


Figure 5.11 Rupture à la suite du mécanisme du dépôt de résidus miniers pour un paramètre d'état de 0,06 attribué aux résidus miniers sableux définie par : A) la déformation en cisaillement maximale ; B) le ratio d'instabilité ; C) les déplacements horizontaux maximaux.

Le Tableau 5.4 résume l'influence du paramètre d'état attriubé aux résidus miniers sableux sur le mécanisme de dépôt de résidus miniers.

Tableau 5.4 Influence du paramètre d'état attribué aux résidus miniers sableux sur le mécanisme du dépôt de résidus miniers du Barrage de Fundão.

ψ	Chargement à la rupture (kN/m^2)	Déplacement horizontal max (m)	
		Avant rupture	Après rupture
0,06	220	0,61	200,67
0,04	280	0,84	57,23
0,012	670	6,27	59,28

5.2.3 Érosion de la digue

L'érosion de la digue a été simulée en excavant la section de la digue présentée à la Figure 5.12 et en attribuant le comportement non drainé avec ramollissement supplémentaires aux résidus sableux.

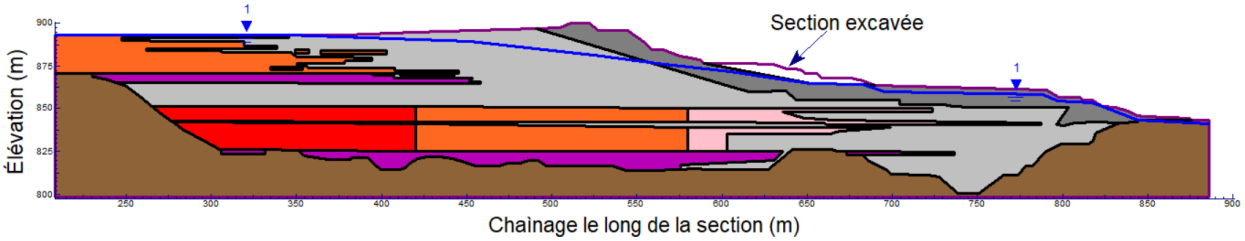


Figure 5.12 Section excavée pour simuler l'érosion de la digue du Barrage de Fundão.

Pour cette analyse, aucune rupture n'a été détectée pour le paramètre d'état caractéristique de 0,012. La valeur minimale du paramètre d'état au centième près pour laquelle il y a eu rupture a été de 0,08. La Figure 5.13 présente le résultat de cette analyse avec un paramètre d'état de 0,08.

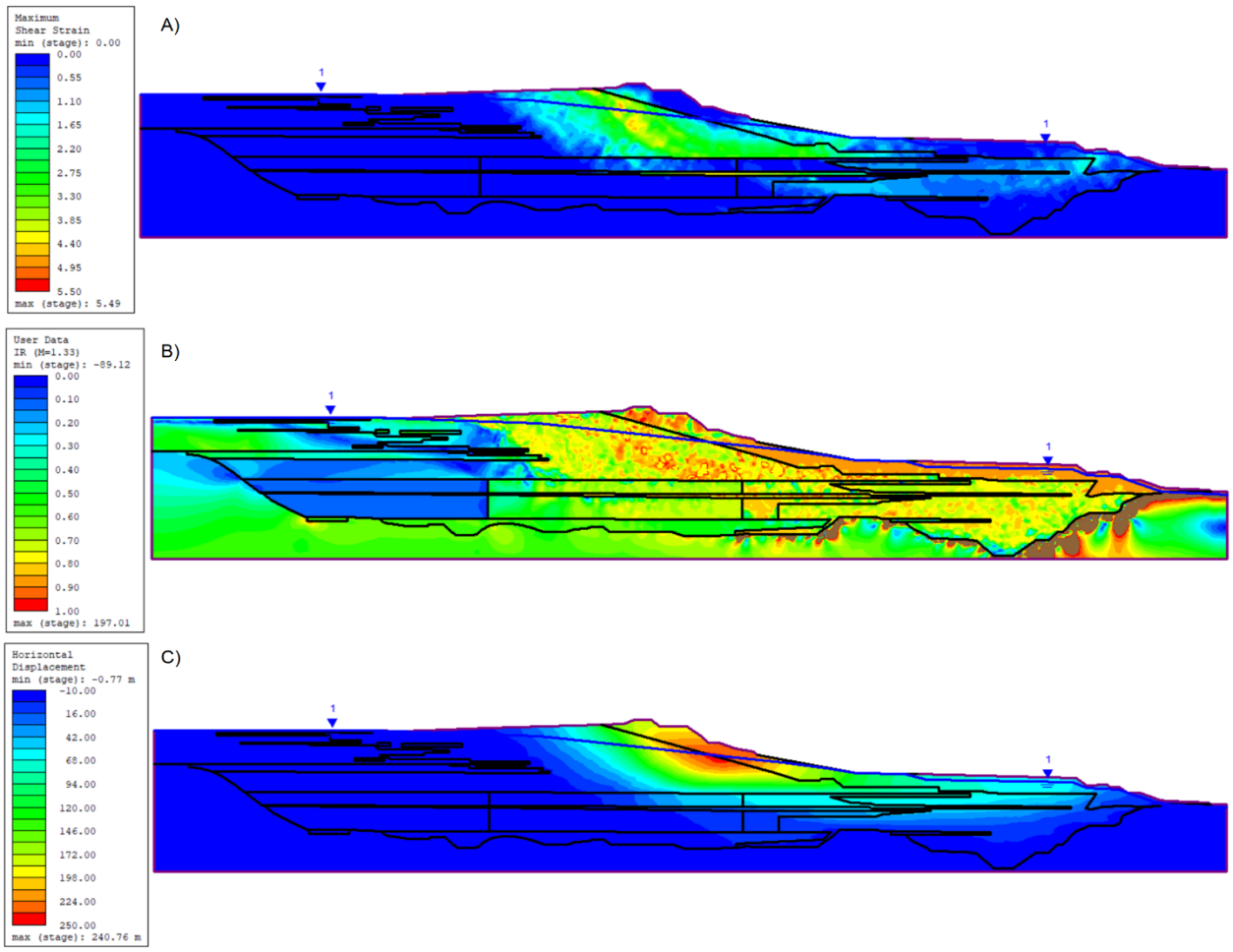


Figure 5.13 Rupture suite à la simulation de l'érosion de la digue du Barrage de Fundão pour un paramètre d'état de 0,08 attribué aux résidus miniers sableux définie par les contours : A) de déformations en cisaillement maximales ; B) du ratio d'instabilité ; C) des déplacements horizontaux maximaux.

5.2.4 Déplacement de la digue

Le déplacement d'une portion de la digue a été simulé en imposant une condition de déplacement horizontal aux nœuds entourant la zone hachurée de la digue illustrée sur la Figure 5.14 et en attribuant le comportement non drainé avec ramollissement supplémentaire aux résidus sableux.

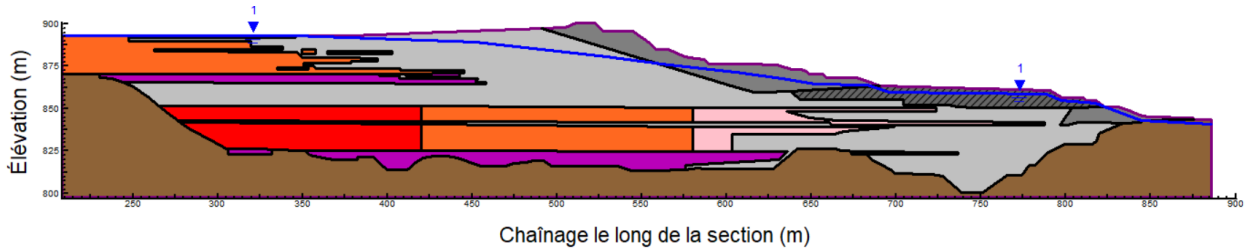


Figure 5.14 Section de la digue du Barrage de Fundão où le déplacement a été imposé.

Un incrément de 1 cm a été utilisé pour les simulations ce qui implique qu'un déplacement maximal de 299 cm ou 2,99 m a pu être imposé en raison de la limite d'étape dans RS2 telle que discuté à la section 3.3.8. Les simulations ont également été effectuées en attribuant le comportement non drainé aux résidus de sable. Il a été observé que pour un paramètre d'état de 0,06, il y a eu une rupture telle que définis par les conditions de rupture (section 3.3.7) passant au-dessus de la zone de la digue où les déplacements sont imposés. La Figure 5.15 présente la surface de rupture pour un paramètre d'état de 0,06.

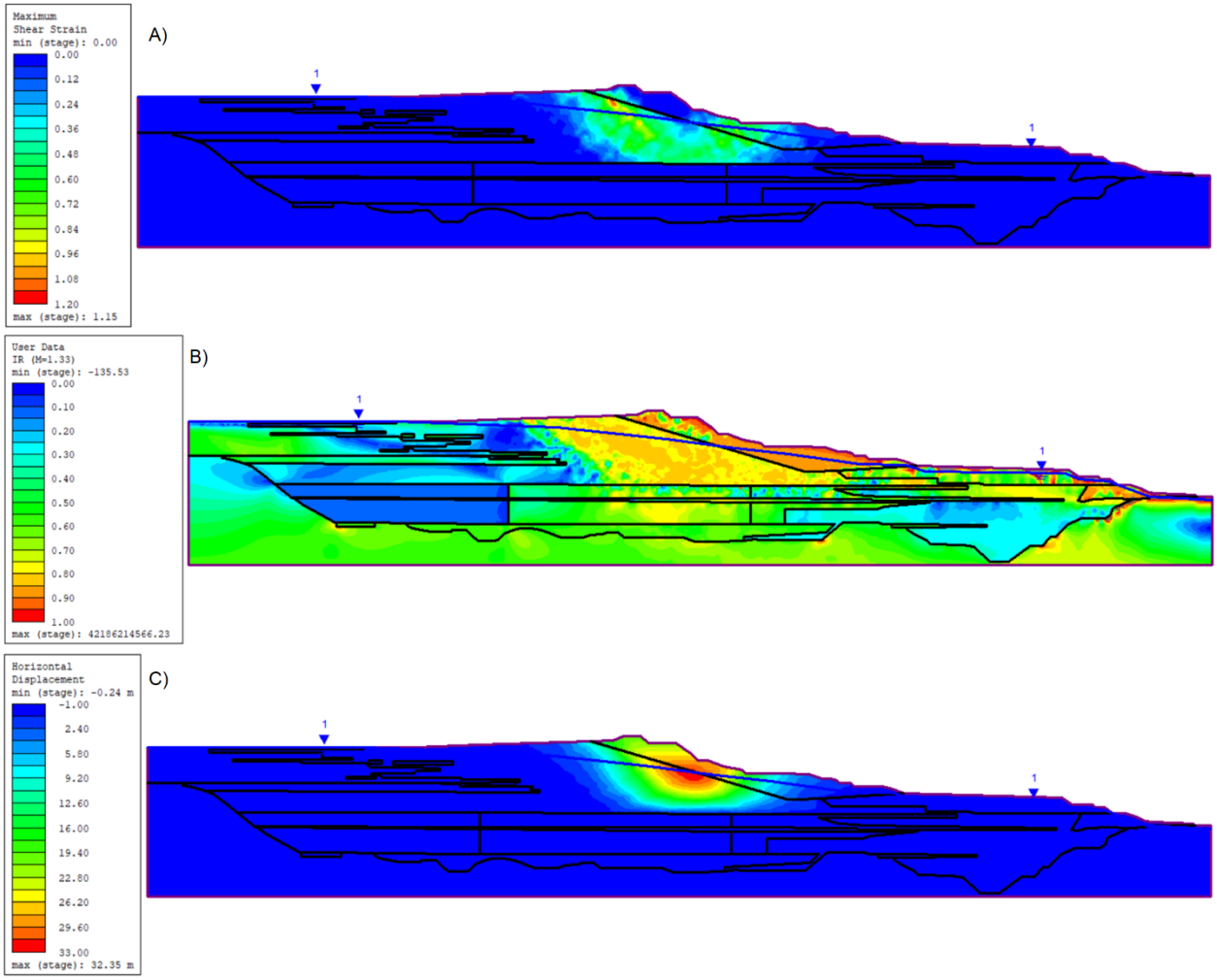


Figure 5.15 Rupture suite à la simulation du déplacement de la digue du Barrage de Fundão pour un paramètre d'état de 0,06 attribué aux résidus miniers sableux définie par les contours : A) de déformations en cisaillement maximales ; B) du ratio d'instabilité ; C) des déplacements horizontaux maximaux.

Pour un paramètre d'état de 0,04, la surface de rupture globale tend vers la même surface qu'avec un paramètre de 0,06 mais a été caractérisé par une rupture avec convergence par l'observation de l'augmentation de l'ampleur des déformations. Pour ce cas de rupture avec convergence, il est possible d'estimer le déplacement causant la rupture en observant l'incrément où il y a début d'une concentration de déformations en cisaillement maximales dans la digue telle qu'encerclée en rouge sur la Figure 5.16-B. La Figure 5.16 présente les contours de déformations en cisaillement

maximales à divers incréments de déplacement pour un paramètre d'état de 0,04 attribué aux résidus sableux.

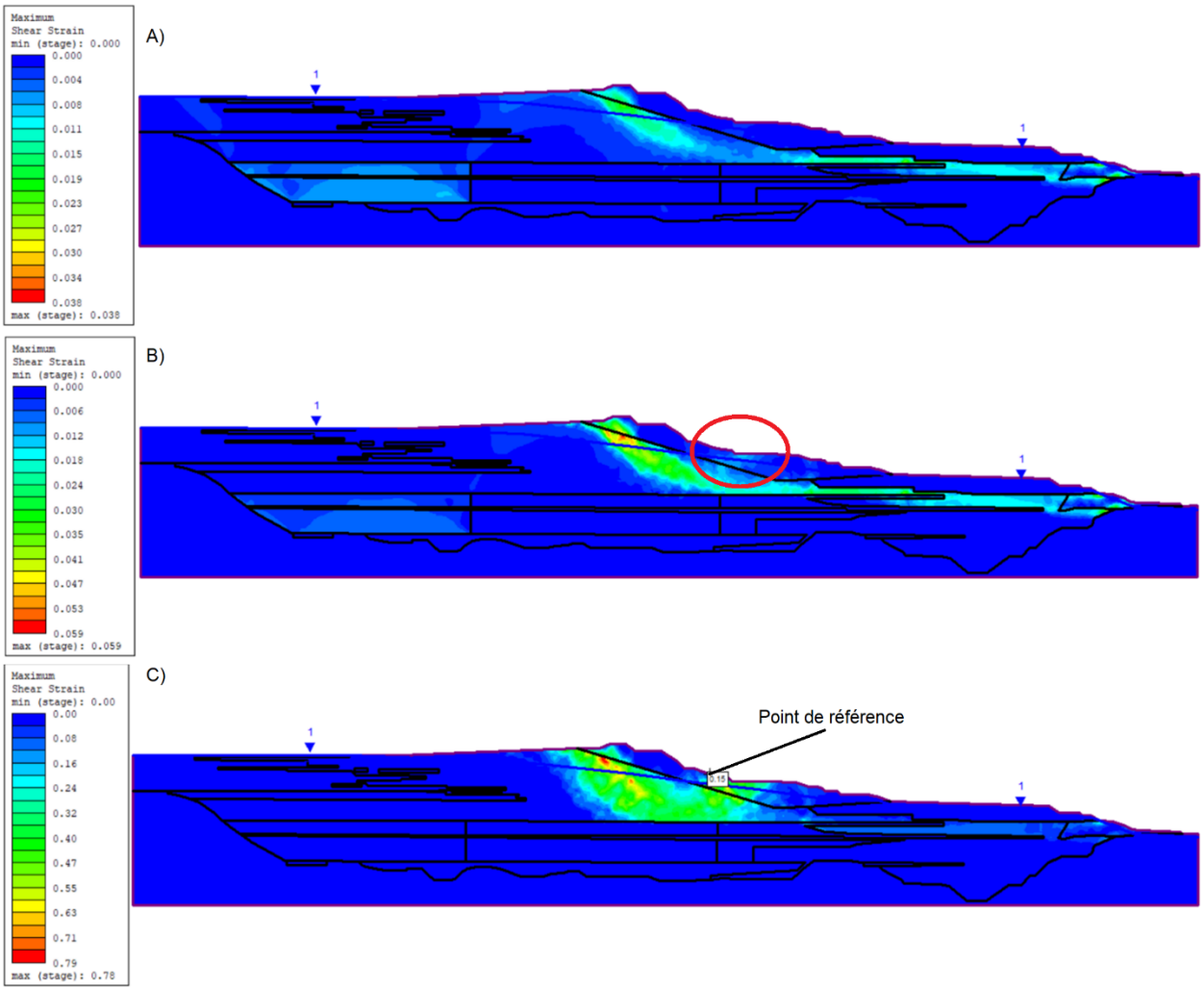


Figure 5.16 Contours de déformations en cisaillement maximales pour la simulation du déplacement de la digue du Barrage de Fundão pour un paramètre d'état de 0,04 attribué aux résidus miniers sableux à un déplacement imposé de : A) 40 cm ; B) 60 cm ; C) 299 cm.

La Figure 5.17 présente montre le déplacement horizontal au point de référence, choisi arbitrairement le long de la surface de rupture, montré à la Figure 5.16-C en fonction du déplacement imposé. Il est possible d'observer un changement de gradient environ à la même valeur, soit 60 cm, où il y a début de rupture passant à travers la digue.

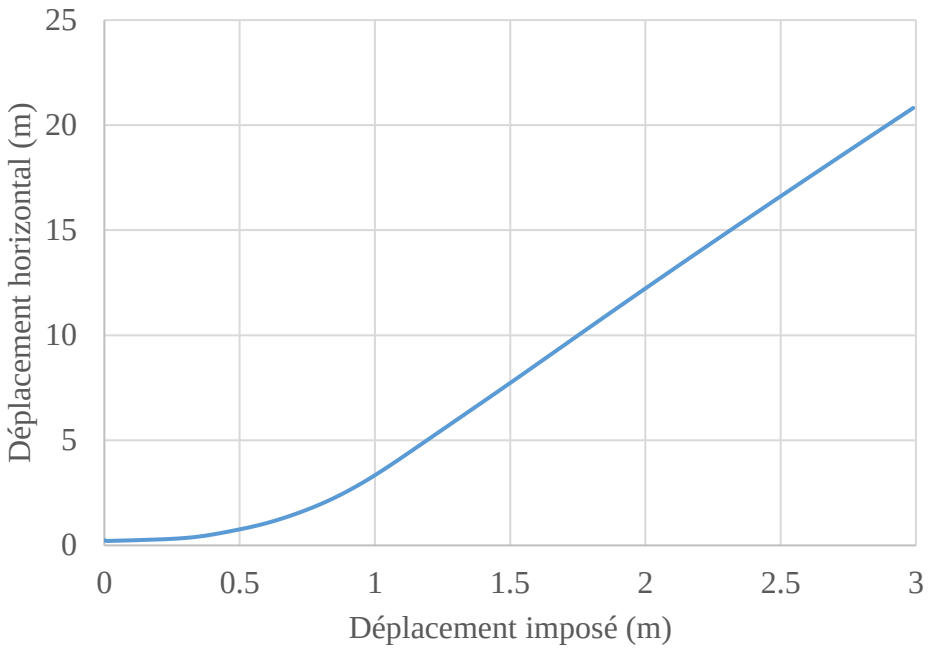


Figure 5.17 Déplacement horizontal au point de référence en fonction du déplacement imposé à la digue du Barrage de Fundão pour un paramètre d'état de 0,04.

Pour un paramètre d'état de 0,012, aucune rupture ni accélération de l'ampleur des déformations n'ont été observées. Le Tableau 5.5 résume l'effet du paramètre d'état attribué aux résidus miniers sableux sur ce mécanisme de déclenchement.

Tableau 5.5 Influence du paramètre d'état attribué aux résidus sableux sur le mécanisme du déplacement de la digue du Barrage de Fundão.

ψ	**Déplacement imposé (cm)**	**Rupture**	**Déplacement horizontal max (m)**	
			Avant rupture	**Après rupture**
0,06	33	Globale	0,66	32,35
0,04	299 (rupture autour de 60)	Globale avec convergence	-	23,77 (fin de la simulation)
0,012	299	Aucune	3,02	-

5.3 Analyse des résultats et discussion

En un premier temps, les simulations d'extrusion latérales des résidus fins interlités visaient à comparer le code de RS2 et celui de FLAC. Il a été observé que les déplacements engendrés par la diminution de l'angle de frottement de cette couche de 29,4° à 9,4° sont comparables aux résultats obtenus par Morgenstern et al. (2016) dans FLAC, et ce, malgré les nombreuses simplifications faites au modèle numérique (p. ex. module élastique ne variant pas avec la profondeur, établissement des contraintes initiales en une seule étape, loi de comportement *elasto-brittle-plastic* pour les résidus fins) ce qui valide en quelques sortes le code de RS2 en comparaison avec FLAC.

L'analyse avec le comportement drainé n'a pas semblé donner un résultat réaliste de ce qui aurait pu se produire sur le terrain puisque l'angle de frottement des résidus fins interlités a pu être réduit jusqu'à une valeur très faible de 3,5° et que des déplacements de plus de 4 m ont été calculés par le modèle numérique avant que les conditions de rupture (section 3.3.7) ne soient atteintes. En revanche, les analyses « hybrides » ont permis de montrer qu'une perte de résistance « critique » de 76% engendrerait assez de déformation dans le modèle numérique afin de provoquer une rupture globale et la liquéfaction si des conditions non drainées étaient sollicitées pour un paramètre d'état de 0,012 attribué aux résidus miniers sableux. En réalité, il serait probable que des conditions non drainées soient sollicitées au sein des résidus miniers sableux en raison de l'accélération des déformations due à l'extrusion latérale des résidus fins interlités. Les simulations non drainées et « hybrides » semblent donner des résultats plus réalistes du phénomène d'extrusion latérale causant la liquéfaction des résidus sableux et ont détecté la rupture avant que les déplacements calculés, de l'ordre d'un demi-mètre, dans le modèle ne soient démesurés comme pour l'analyse drainée.

En un deuxième temps, la simulation de mécanismes de déclenchement de la liquéfaction, dans le but d'appliquer les méthodes d'analyse développées au Chapitre 3, a permis de reproduire des cas de rupture avec une géométrie plus complexe, soit celle de Fundão, selon les conditions de rupture établies à la section 3.3.7. Rappelons que ces simulations ne visaient pas à explorer les causes réelles de la rupture. Pour les simulations de l'érosion de la digue et du déplacement de la digue, des paramètres d'état plus élevé que celui dit « caractéristique » de 0,012 déterminé par Morgenstern et al. (2016) ont dû être imposés aux résidus miniers sableux afin d'obtenir une rupture. Ces résultats pourraient indiquer que si de telles perturbations étaient survenues en réalité,

elles n’auraient pas causé la rupture et la liquéfaction des résidus sableux. Les observations en ce qui concerne l’influence du paramètre d’état sont similaires à celles faites au Chapitre 4 où plus le paramètre d’état attribué aux résidus miniers sableux est élevé (c.à.-d. état plus lâche) moins il faut de perturbation aux modèles afin de provoquer la rupture, et ce, pour les mécanismes d’extrusion latérale des résidus fins interlités, de dépôt de résidus miniers et de déplacement de la digue.

Rappelons également que les mêmes hypothèses simplificatrices discutées à la section 3.3.9 ont été appliquées aux simulations numériques de ce chapitre ce qui a nécessairement une influence sur les résultats. Également, comme pour les analyses du Chapitre 4, les résultats des analyses de l’érosion et du déplacement de la digue sont spécifiques à la géométrie du problème où les résultats vont être dépendants des sections excavées ou déplacées de la digue, mais permettent quand même d’apprécier le potentiel des simulations numériques à simuler la liquéfaction et la rupture pour une géométrie complexe.

CHAPITRE 6 CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS

La liquéfaction statique des résidus miniers est souvent une conséquence due à une perte de confinement suite à une défaillance de la digue. Dans certains cas, la liquéfaction statique peut également être la cause de la rupture en ayant comme effet d'augmenter les pressions latérales exercées sur la digue. Contrairement à la liquéfaction dynamique, une des difficultés lors de l'analyse de la liquéfaction statique est l'identification des différents mécanismes de déclenchement pour un ouvrage donné. Les méthodes traditionnelles par équilibre sont utiles afin d'établir la stabilité de l'ouvrage advenant la liquéfaction des résidus, mais sont limitées lors de l'analyse des mécanismes de déclenchement. Les analyses de contrainte-déformation par modélisation numérique permettent toutefois d'étudier ces mécanismes susceptibles de déclencher la liquéfaction statique ainsi que les conditions la favorisant. Les modèles numériques nécessitent l'utilisation de lois de comportement pouvant répliquer le comportement de ramollissement caractéristique à la liquéfaction. Pour ce projet d'étude, le logiciel par méthode d'éléments finis RS2 de RocScience et la loi de comportement NorSand calibré avec les résidus miniers sableux du Barrage de Fundão selon Morgenstern et al. (2016) ont été utilisés afin d'étudier divers mécanismes pouvant déclencher la liquéfaction statique au sein d'un parc à résidus miniers.

Le Chapitre 3 visait à présenter la méthodologie du projet de recherche ainsi que la modélisation du comportement des résidus miniers par la simulation d'essais triaxiaux. Les simulations numériques de ce chapitre ont permis de tirer les observations et conclusions suivantes concernant le modèle NorSand et la non-convergence dans RS2 :

- Les résultats des simulations numériques comparés avec les essais en laboratoire de Morgenstern et al. (2016) montrent que le modèle de comportement NorSand est capable de reproduire adéquatement le comportement de ramollissement associé aux résidus miniers lâches cisaillés en conditions non drainées. Les résultats des simulations numériques effectuées sur des échantillons initialement denses montrent des divergences dans le comportement du modèle avec les essais en laboratoire après l'atteinte du pic de résistance. Toutefois, les résidus étant déposés de manière lâche dans les parcs à résidus, ce phénomène n'a pas été jugé problématique pour la réalisation des simulations numériques des chapitres subséquents.

- Pour les simulations numériques d'essais triaxiaux non drainés avec «contraintes contrôlées » et un paramètre d'état du matériau lâche démontrant un comportement de ramollissement, la non-convergence est survenue à faible déformation et a été associée à l'incrément où la résistance est passée de celle maximale à l'approche de la ligne d'instabilité à la résistance résiduelle située sur la ligne d'état critique tandis que pour un paramètre d'état du matériau dense démontrant un comportement avec écrouissage, la perte de convergence n'est survenue seulement qu'à grande déformation.
- Pour les essais de compression drainé avec « contraintes contrôlées », il y a eu non-convergence à l'approche de la résistance maximale lorsqu'un paramètre d'état associé à un sol dense était utilisé tandis que la non-convergence est survenue à grande déformation pour un sol lâche.
- Les analyses de réduction de la charge latérale ont démontré que, pour un comportement drainé, la non-convergence survenait une fois la ligne d'état critique atteinte sans qu'il n'y ait une perte de résistance, mais que la perte de convergence pour un matériau lâche survenait dès que le comportement non drainé était attribué si l'état de contraintes se situait entre la ligne d'état critique et la ligne d'instabilité. Le cheminement non drainé d'un matériau dense n'a pas mené à des problèmes de convergence.
- En somme, la non-convergence pour les simulations d'essais triaxiaux avec « contraintes contrôlées » est survenue à plusieurs reprises lors des simulations numériques de ce chapitre. Cette non-convergence pour les simulations non drainées avec un état initial lâche provient de l'incapacité de la loi de comportement NorSand à accommoder des contraintes supplémentaires une fois la ligne d'instabilité atteinte lorsque le modèle est dans la phase de ramollissement.

Les analyses numériques du Chapitre 4 visaient à évaluer la stabilité statique d'une digue rehaussée selon la méthode en amont avec une géométrie typique à l'aide d'analyses par méthodes d'équilibre limite dans Slide2 et à simuler divers mécanismes de déclenchement de la liquéfaction statique des résidus miniers à l'aide d'analyse de contrainte-déformation dans RS2. Rappelons que des hypothèses ont été faites afin de simplifier les simulations numériques. Celles-ci sont présentées et discutées à la section 3.3.9. Les observations et conclusions suivantes ont pu être établies:

- Les analyses de stabilité statique ont montré que l'ouvrage serait stable (FS>1) à long terme (résistance consolidée et drainée) et à court terme (résistance non drainée maximale), mais serait instable (FS<1) s'il y avait déclenchement de la liquéfaction des résidus engendrant une perte de résistance de ceux-ci (résistance liquéfiée). Ces analyses ne permettent toutefois pas d'identifier les mécanismes de déclenchement de la liquéfaction ou de rupture possibles.
- Les 4 mécanismes de déclenchement simulés, soit le rehaussement de la digue, la perte de résistance de la fondation, l'érosion et le déplacement de la digue, ont pu causer la rupture globale, selon les conditions de rupture présentées à la section 3.3.7, associée à une liquéfaction des résidus miniers à condition d'utiliser le comportement non drainé de NorSand et un paramètre d'état lâche montrant un comportement de ramollissement.
- Lorsqu'un paramètre d'état associé à un comportement d'écrouissage était imposé, indiquant un matériau initialement dense, les types de rupture suivants ont été observés:
    - Rupture en poinçonnement du sommet de la digue pour le rehaussement de la digue.
    - Rupture de la fondation pour la perte de résistance de la fondation.
- Pour le modèle NorSand calibré avec les résidus sableux du Barrage de Fundão selon Morgenstern et al. (2016), la valeur limite du paramètre d'état qui séparait les cas de rupture globale avec liquéfaction et les autres types de rupture était d'environ 0,02 ce qui coïncidait avec un comportement presque parfaitement plastique lors de la simulation d'essais triaxiaux.
- Le paramètre d'état un impact majeur sur les analyses. En général, plus le paramètre d'état était élevé, moins il a fallu de perturbation au modèle afin de provoquer la rupture et plus les déplacements calculés à la rupture étaient élevés.
- Les résultats des simulations ont généralement montré que plus la surface phréatique était élevée et proche de la face de la digue, moins il fallait de perturbation pour engendrer la rupture globale. Il est important de rappeler que lors de ces analyses, la surface phréatique avait principalement comme impact d'établir les contraintes in-situ dans le modèle puisque

le comportement non saturé des résidus miniers au-dessus de la nappe n'a pas été pris en compte.

- Pour tous les mécanismes, l'attribution d'une valeur plus élevée du K_0 aux résidus miniers a eu comme impact de diminuer les déplacements calculés à la rupture. Le K_0 a toutefois eu un impact qui variait selon le mécanisme de déclenchement en ce qui concerne les perturbations imposées avant la rupture.
- En somme, les analyses ont permis d'apprécier qualitativement si certains mécanismes de déclenchement de la liquéfaction pour un certain état initial du sol, par l'entremise du paramètre d'état attribué aux résidus miniers sableux, pouvaient provoquer la rupture de l'ouvrage. Il est toutefois important de rappeler que les résultats, particulièrement ceux du mécanisme d'érosion et de déplacement de la digue, sont spécifiques à la géométrie du problème et à la manière dont les mécanismes ont été simulés (c.-à-d. section excavée afin de simuler l'érosion ou section de la digue où un déplacement est imposé).

Les analyses numériques du Chapitre 5 effectuées avec la géométrie du Barrage de Fundão visaient à simuler les mécanismes de la liquéfaction développés lors des chapitres précédents à une géométrie plus complexe ainsi qu'à comparer les performances du code de RS2 avec ceux de FLAC. Il est important de rappeler que les analyses de contrainte-déformation n'avaient pas comme objectif d'identifier les causes réelles de rupture du Barrage de Fundão. Les observations et conclusions suivantes ont pu être tirées :

- Le résultat des simulations dans RS2 du mécanisme d'extrusion latérale des résidus fins interlités, cause probable de la liquéfaction des résidus sableux et de la rupture du Barrage de Fundão selon Morgenstern et al. (2016), par la diminution de l'angle de frottement de ces résidus jusqu'à une valeur d'environ 9,4° a montré des déplacements similaires à ceux obtenus par Morgenstern et al. (2016) avec le code de FLAC malgré les nombreuses simplifications faites au modèle numérique (p. ex. module élastique ne variant pas avec la profondeur, établissement des contraintes initiales en une seule étape, loi de comportement *elasto-brittle-plastic* pour les résidus fins). Ceci témoigne positivement des performances du code de RS2.

- L’analyse du mécanisme d’extrusion latérale avec le comportement drainé attribué aux résidus sableux a permis de réduire l’angle de frottement des résidus fins interlités jusqu’à une valeur très faible de 3,5° en plus de calculer des déplacements horizontaux de plus de 4 m avant de détecter la rupture. En réalité, il serait probable que des conditions non drainées soient sollicitées au sein des résidus miniers sableux en raison de l’accélération des déformations due à l’extrusion latérale des résidus fins interlités. La simulation avec le comportement drainé semble donc peu concluante et non réaliste.
- La simulation avec le comportement non drainé attribué aux résidus sableux a détecté la rupture lorsque l’angle de frottement des résidus fins interlités était réduit à une valeur de 7,1° et a calculé des déplacements horizontaux de l’ordre d’un demi-mètre avant la rupture ce qui semble plus réaliste. Il a été vu que la baisse de la contrainte effective moyenne des résidus sableux était associée à la hausse des pressions d’eau en excès lors de cette analyse.
- Les simulations des mécanismes de dépôt de résidus miniers, d’érosion et de déplacement de la digue ont également pu reproduire des cas de rupture avec la géométrie plus complexe du Barrage de Fundão. Comme pour les résultats du Chapitre 4, les résultats sont spécifiques à la géométrie et à la manière dont les mécanismes de déclenchement de la liquéfaction ont été simulés.

Comme discuté à la section 3.3.9, les simulations effectuées lors de ce projet de recherche comportaient plusieurs hypothèses afin de simplifier le modèle numérique. Dans de futurs travaux, les éléments suivants pourraient être intégrés afin d’améliorer les simulations et la précision des résultats. D’autres aspects qui n’ont pas été pris en compte dans ce projet de recherche et qui mériteraient d’être explorés sont également énumérés.

- Calibrer le modèle NorSand avec des résidus miniers de roches dures provenant du Québec.
- Calibrer le modèle NorSand-aUL (Castonguay, 2020) et comparer les résultats d’essais triaxiaux avec la version de NorSand (Jefferies et Been, 2016) utilisée pour ce projet de recherche. Même si NorSand-aUL a été conçu afin d’améliorer la modélisation du comportement de sables soumis à des sollicitations cycliques, (Castonguay, 2020) rapporte des gains de performance à prédire le comportement du sable lors de cisaillement simple

statique. Il serait intéressant d'observer si ces gains se transposent également quant à l'étude de la liquéfaction statique.

- Lors des analyses, la génération des pressions d'eau excédentaire était le résultat de l'attribution du comportement non drainé au matériau et calculée lors de la déformation plastique sans qu'il n'y ait de notion de temps lors du chargement et de dissipation. Des analyses couplées d'écoulement et de contrainte-déformation pourraient permettre d'étudier l'influence du temps et de prendre en compte les propriétés hydrauliques des résidus afin d'obtenir des résultats plus précis.
- Au lieu d'utiliser un paramètre d'état dit caractéristique attribuée à l'ensemble des résidus miniers comme il a été le cas avec les simulations effectuées, il serait intéressant d'étudier l'influence d'une répartition hétérogène du paramètre d'état. Le parc à résidus miniers pourrait être séparé en différentes zones caractérisées par un paramètre d'état représentatif de l'état du sol dans ce secteur.
- Au cours des dernières années, l'inclusion de roche stérile sur la stabilité des parcs à résidus miniers a fait l'objet de diverses études. Les travaux de James (2009) et Ferdosi (2014) visaient notamment à étudier l'inclusion de roche stérile sur les performances des parcs à résidus miniers sous chargement sismiques et la liquéfaction dynamique. L'impact de telles inclusions pourrait être étudié en ce qui a trait au déclenchement de la liquéfaction statique.
- La hauteur du dépôt de résidus miniers pour la géométrie générale a été fixée à 20 m pour l'ensemble des analyses. Or, l'épaisseur de la couche de résidus miniers joue un rôle important sur le comportement du parc à résidus miniers. En ce sens, il serait intéressant d'étudier l'influence de la hauteur du parc à résidus miniers.
- Comparer les résultats des simulations du rehaussement de la digue avec la méthode d'évaluation du potentiel de liquéfaction statique des résidus pour un rehaussement en amont des digues proposée par Grimard (2018).

BIBLIOGRAPHIE

Abramson, L. W., Lee, T. S., Sharma, S., & Boyce, G. M. (2001). *Slope Stability and Stabilization Methods (2nd Edition).* Wiley and Sons.

Al-Tarhouni, M., Simms, P., & Sivathayalan, S. (2011). Cyclic behaviour of reconstituted and desiccated–rewet thickened gold tailings in simple shear. *Canadian Geotechnical Journal, 48*(7), 1044-1060. https://doi.org/10.1139/t11-022

Archambault-Alwin, X. (2017). *Évaluation du comportement dynamique et de la résistance cyclique des résidus miniers* [Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal, PolyPublie]. https://publications.polymtl.ca/2894/

Arroyo, M., & Gens, A. (2021). *Computational analyses of Dam I failure at the Corrego de Feijao mine in Brumadinho—Final Report* [Rapport technique].

Association minière du Québec. (2020). *Retombées économiques de l'industrie minière au Québec* [Rapport]. https://www.amq-inc.com/faits-economiques

ASTM International. (2018). *ASTM D1586 / D1586M-18, Standard Test Method for Standard Penetration Test (SPT) and Split-Barrel Sampling of Soils*. https://www.astm.org/Standards/D1586.htm

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

Aubertin, M., Bussière, B., & Chapuis, R. P. (1996). Hydraulic conductivity of homogenized tailings from hard rock mines. *Canadian Geotechnical Journal*, *33*, 470-482.

Aubertin, M., Bussière, B., James, M., Jaouhar, E. M., Martin, V., Pépin, N., & Chapuis, R. P. (2011). *Vers une mise à jour des critères de stabilité géotechnique pour la conception des ouvrages de retenue de résidus miniers*. In CR Symposium sur les Mines et l'Environnement, Rouyn-Noranda, CIM, CD Rom, Rouyn-Noranda.

Aubertin, M., Mbonimpa, M., Jolette, D., Bussière, B., Chapuis, R., James, M., & Riffon, O. (2002b). *Stabilité géotechnique des ouvrages de retenue pour les résidus miniers:*

problèmes persistants et méthodes de contrôle. Communication présentée à Défis & Perspectives : Symposium sur l'environnement et les mines, Rouyn Noranda.

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

Azami, A. (2020). *FEM Webinar Series : Part II - Braced Excavations & Foundation Analysis* [Présentation en ligne]. https://www.rocscience.com/learning/fem-webinar-series-part-ii-braced-excavations-foundation-analysis

Been, K., Crooks, J. H. A., Becker, D. E., & Jefferies, M. (1986). The cone penetration test in sands : Part I, state parameter interpretation. *Géotechnique*, *36*(2), 239-249. https://doi.org/10.1680/geot.1986.36.2.239

Bishop, A. W. (1955). The use of the slip circle for the stability analysis of slopes. *Géotechnique*, *5*(1), 7-17.

Bishop, A. W. (1967). *Progressive failure - with special reference to the mechanism causing it*. In Proceedings of the Geotechnical Conference, Oslo, Norway. Norwegian Geotechnical Institute, Oslo, Norway. Vol. 2, pp. 142–150.

Boudrias, G. (2018). *Évaluation numérique et expérimentale du drainage et de la consolidation de résidus miniers à proximité d'une inclusion de roches stériles*. [Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal, PolyPublie]. https://publications.polymtl.ca/3098/

Bussière, B. (2007). Hydro-Geotechnical properties of hard rock tailings from metal mines and emerging geoenvironmental disposal approaches. *Canadian Geotechnical Journal*, *44*(9), 1019-1052. https://doi.org/10.1139/T07-040

Canadian Mining Journal. (2018, mars 12). *GOLD-COPPER : Newcrest hit by tails dam failure at Cadia*. Canadian Mining Journal. https://www.canadianminingjournal.com/news/gold-copper-newcrest-hit-tails-dam-failure-cadia/

Casagrande, A. (1936). Characteristics of Cohesionless Soils Affecting the stability of Slopes and Earth Fills. *Journal of the Boston Society of Civil Engineers*, 23, 257-276.

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]. http://hdl.handle.net/20.500.11794/66586

Castonguay, V. (2021). *Sigma/W Material Model Series : NorSand* [Présentation en ligne]. https://www.seequent.com/sigma-w-material-model-series-norsand/

Chowdhury, R., Flentje, P., & Bhattacharya, G. (2009). *Geotechnical Slope Analysis*. CRC Press, Taylor & Francis Group. https://doi.org/10.1201/9780203864203

Chu, J., Leong, W. K., Li, V., & Balasubramaniam, A. (2007). *Identification of possible new failure mechanisms for the collapse of tailings dams*. 10th Australia - New Zealand Conference on Geomechanics, Brisbane.

Chu, J., Leroueil, S., & Leong, W. K. (2003). Unstable behaviour of sand and its implication for slope instability. *Canadian Geotechnical Journal*, *40*(5), 873-885. https://doi.org/10.1139/t03-039

Chu, J., Wanatowski, D., Leong, W. K., Loke, W. L., & He, J. (2015). Instability of dilative sand. *Geotechnical Research*, *2*(1), 14. https://doi.org/10.1680/gr.14.00015

Contreras, C. (2013). *Comportement dynamique du sol pulvérulent résidus miniers*. [Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal, PolyPublie]. https://publications.polymtl.ca/1254/

Davies, M. (2002). Tailings Impoundment Failures : Are Geotechnical Engineers Listening? *Geotechnical News*, 6.

Davies, M., McRoberts, E., & Martin, T. (2002). *Static liquefaction of tailings fundamentals and case histories*. Proceedings of the Joint ASDSO/ASCE Specialty Conference, Las Vegas NV.

Duncan, J. M. (1996). State of the Art : Limit Equilibrium and Finite-Element Analysis of Slopes. *Journal of Geotechnical Engineering*, *22*(7). https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9410(1996)122:7(577)

Duncan, J. M., Wright, S. G., & Brandon, T. L. (2014). *Soil Strength and Slope Stability, (2nd Edition)*. Wiley and Sons.

Eriksson, N., & Adamek, P. (2000). *The tailings pond failure at the Aznalcóllar mine, Spain.* Sixth International Symposium in Environmental Issues and Waste Management in Energy and Mineral Production, Calgary, Canada

Essayad, K. (2015). *Développement de protocoles expérimentaux pour la caractériser la consolidation de résidus miniers saturés et non saturés à par d'essais de compression en colonne*. [Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal, PolyPublie]. https://publications.polymtl.ca/1890/

Fellenius, W. (1936). *Calculation of stability of earth dams. Transactions.* 2nd Congress on Large Dams, Washington, DC, vol 445–462

Ferdosi, B. (2014). *A Numerical Investigation of the Seismic Response of Tailings Impoundments Reinforced with Waste Rock Inclusions* [Thèse de doctorat, École Polytechnique de Montréal, PolyPublie]. https://publications.polymtl.ca/1605/

Fourie, A. B., Blight, G. E., & Papageorgiou, G. (2001). Static liquefaction as a possible explanation for the Merriespruit tailings dam failure. *Canadian Geotechnical Journal*, *38*(4), 707-719. https://doi.org/10.1139/t00-112

Fourie, A. B., & Papageorgiou, G. (2001). Defining an appropriate steady state line for Merriespruit gold tailings. *Canadian Geotechnical Journal*, *38*(4), 695-706. https://doi.org/10.1139/t00-111

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

GEOSLOPE International Ltd. (2021). *Stress-Strain Modeling with GeoStudio*.

Government of British Columbia. (2021). *Mount Polley Mine Tailing Dam Breach* [Gouvernemental]. Province of British Columbia.

https://www2.gov.bc.ca/gov/content/environment/air-land-water/spills-environmental-emergencies/spill-incidents/past-spill-incidents/mt-polley

Gray, D. (2019, avril 30). *Newcrest must assume gold mine dam walls at risk, experts warn*. The Sydney Morning Herald. https://www.smh.com.au/business/companies/newcrest-warned-gold-mine-dam-walls-at-risk-20190430-p51imn.html

Griffiths, D. V., & Marquez, R. M. (2007). Three-dimensional slope stability analysis by elasto-plastic finite elements. *Géotechnique*, *57*(6), 537-546. https://doi.org/10.1680/geot.2007.57.6.537

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*. [Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal, PolyPublie]. https://publications.polymtl.ca/3020/

Ishihara, K. (1993). Liquefaction and flow failure during earthquakes. *Géotechnique*, *43*(3), 65. https://doi.org/10.1680/geot.1993.43.3.351

Ishihara, K., Tatsuoka, F., & Yasuda, S. (1975). Undrained Deformation and Liquefaction of Sand Under Cyclic Stresses. *Soil and Fondation*, *15*(1), 29-44. https://doi.org/10.3208/sandf1972.15.29

Itasca Consulting Group, Inc. (Itasca). (2019). *FLAC — Fast Lagrangian Analysis of Continua, user's manual, version 8.1*.

Jahanbakhshzadeh, A., & Aubertin, M. (2020). *The effect of waste rock inclusions on the slope stability of tailings dikes*. Conférence GeoVirtual. https://geovirtual2020.ca/wp-content/files/43.pdf

Jaky, J. (1944). The coefficient of earth pressure at rest. *Journal of the Hungarian Society of Architects and Engineers*, 355-358.

James, M. (2009). *The use of waste rock inclusions to control the effects of liquefaction in tailings impoudments.* [Thèse de Doctorat, École Polytechnique de Montréal, PolyPublie]. https://publications.polymtl.ca/8284/

Janbu, N. (1954). *Applications of composite slip surfaces for stability analysis*. Proc. European Conference on Stability of Slopes, Vol. 3, 39-43.

Jefferies, M. (1993). Nor-Sand : A simle critical state model for sand. *Géotechnique*, *43*(1), 91-103. https://doi.org/10.1680/geot.1993.43.1.91

Jefferies, M., & Been, K. (2016). *Soil Liquefaction : A Critical State Approach (2nd Edition)*. CRC Press.

Jefferies, M., Morgenstern, N. R., Van Zyl, D., & Wates, J. (2019). *Report on NTSF Embankment Failure Cadia Valley Operations for Ashurst Australia* [Rapport technique]

Jefferies, M., & Shuttle, D. (2002). Dilatancy in general Cambridge-type models. *Géotechnique*, *52*(9), 625-638.

Jefferies, M., & Shuttle, D. (2011). On the operating critical friction ratio in general stress states. *Géotechnique*, *61*(8), 709-713.

Kalatehjari, R., Arefnia, A., A Rashid, A. S., Ali, N., & Hajihassani, M. (2015). Determination of three-dimensional shape of failure in soil slopes. *Canadian Geotechnical Journal*, *52*(9), 1283-1301. https://doi.org/10.1139/cgj-2014-0326

Kelln, C. (2020). *Modelling the Progressive Failure of a TSF* [Présentation en ligne]. https://register.gotowebinar.com/recording/5515671903702019841

Krahn, J. (2003). The 2001 R.M. Hardy Lecture : The limits of limit equilibrium analyses. *Canadian Geotechnical Journal*, *40*(3), 643-660. https://doi.org/10.1139/t03-024

Krahn, J. (2007). *Procedures and Methods for a Liquefaction Assessment using GeoStudio 2007*. https://secure.geo-slope.com/contact/res/Liquefaction%20assessment%20with%20GeoStudio.pdf

Kramer, S. L. (1996). *Geotechnical Earthquake Engineering* (Prentice Hall). Upper Saddle River, N.J: Prentice Hall.

kramer, S. L. & Seed, B H. (1988). Initiation of Soil Liquefaction Under Static Loading Conditions. *Journal of Geotechnical Engineering*, *114*(4). https://doi.org/(ASCE)0733-9410(1988)114:4(412)

Lade, P. V. (1992). Static Instability and Liquefaction of Loose Fine Sandy Slopes. *Journal of Geotechnical Engineering*, *118*(1), 51-71. https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9410(1992)118:1(51)

Lade, P. V., & Yamamuro, J. A. (2011). Evaluation of static liquefaction potential of silty sand slopes. *Canadian Geotechnical Journal*, *48*(2), 247-264. https://doi.org/10.1139/T10-063

Léveillé, G. (2018). *Une étude numérique du comportement sismique d'un parc à résidus*. [Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal, PolyPublie]. https://publications.polymtl.ca/3135/

Macedo, J., & Vergaray, L. (2021). Properties of Mine Tailings for Static Liquefaction Assessment. *Canadian Geotechnical Journal*. https://doi.org/10.1139/cgj-2020-0600

Maknoon, M. (2016). *Slope stability analyses of waste rock piles under unsaturated conditions following large precipitations*. [Thèse de Doctorat, École Polytechnique de Montréal, PolyPublie]. https://publications.polymtl.ca/2345/

Maknoon, M., & Aubertin, M. (2021). On the Use of Bench Construction to Improve the Stability of Unsaturated Waste Rock Piles. *Geotechnical and Geological Engineering*, *39*(2), 1425-1449. https://doi.org/10.1007/s10706-020-01567-0

Saleh Mbemba, F. (2016). *Évaluation du drainage, de la consolidation et de la dessiccation des résidus miniers fins en présence d'inclusions drainantes*. [Thèse de Doctorat, École Polytechnique de Montréal, PolyPublie]. https://publications.polymtl.ca/2424/

Mitchell, J. K., & Soga, K. (2005). *Fundamentals of soil behaviour*. John Wiley & Sons.

Moghaddam, R., Riveros, G., & Farhangi, S. (2020). *A Finite Element Analysis of the Fundão Dam Failure*. Conférence GeoVirtual, https://geovirtual2020.ca/wp-content/files/235.pdf

Morgenstern, N. R., & Price, V. E. (1965). The analysis of stability of general slip surfaces. *Géotechnique*, *15*(1), 79-93.

Morgenstern, N. R., Vick, S. G., & Van Zyl, D. (2015). *Report on Mount Polley Tailings Storage Facility Breach* [Rapport technique].

Morgenstern, N. R., Vick, S. G., Viotti, C. B., & Watts, B. D. (2016). *Fundão Tailings Dam Review Panel—Report on the Immediate Causes of the Failure of the Fundão Dam* [Rapport technique].

Niemunis, A., & Herle, I. (1997). Hypoplastic model for cohesionless soils with elastic strain range. *Mechanics of Cohesive-Frictional Materials*, *2*(4), 279-299. https://doi.org/10.1002/(SICI)1099-1484(199710)2:4<279::AID-CFM29>3.0.CO;2-8

Nogueira, M., & Plumb, C. (2020, janvier 8). *Exclusive : Brazil prosecutor aims to charge Vale within days over mining waste dam disaster*. Reuters. https://www.reuters.com/article/us-vale-sa-disaster-exclusive-idUSKBN1Z72GS

Nova, R. (1982). A constitutive model under monotonic and cyclic loading. In *Soil Mechanics – Transient and Cyclic Loads (auteurs : Pande, G. N. & Zienkewicz, O. C.)*.John Wiley & Sons Ltd, p. 343-373).

Olson, S. M., & Stark, T. D. (2002). Liquefied strength ratio from liquefaction flow failure case histories. *Canadian Geotechnical Journal*, *39*, 629-647. https://doi.org/10.1139/t02-001

Olson, S. M., & Stark, T. D. (2003). Yield Strength Ratio and Liquefaction Analysis of Slopes and Embankments. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, *129*(8), 727-737. https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2003)129:8(727)

Opris, R.-I. (2017). *Caractérisation de résidus miniers à l'aide d'essais de pénétration au cône*. [Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal, PolyPublic]. https://publications.polymtl.ca/2905/

Plaxis bv, Bentley Systems, Incorporated. (Plaxis). (2021). *PLAXIS CONNECT Edition V21.01—General Information Manual*.

Poncelet, N. (2012). *Élaboration et implémentation d'un protocole de laboratoire pour l'étude du potentiel de liquéfaction de résidus miniers*. [Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal, PolyPublie]. https://publications.polymtl.ca/951/

Poulos, S. J. (1981). The steady state of deformation. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, *107*(5), 553-562. https://doi.org/10.1061/AJGEB6.0001129

Puebla, H. (1999). *A constitutive model for sand and the analysis of the canlex embankments*. [Thèse de Doctorat, The University of British Columbia]. http://hdl.handle.net/2429/10845

Pyke, R. (2019). *Fundamentals of Liquefaction Under Static and Cyclic Loadings*. Belo Horizonte, Brazil. http://dx.doi.org/10.13140/RG.2.2.25732.07046

Qiu, Y. X., & Sego, D. C. (2001). Laboratory properties of mine tailings. *Canadian Geotechnical Journal*, *38*(1), 183-190. https://doi.org/10.1139/t00-082

Rassam, D. W., & Williams, D. J. (1999). Engineering properties of gold tailings. *International Journal of Surface Mining, Reclamation and Environment*, *13*(3), 91-96. https://doi.org/10.1080/09208119908944223

Reid, D. (2019). Additional Analyses of the Fundão Tailings Storage Facility : In Situ State and Triggering Conditions. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, *145*(11). https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0002123

Reid, D., Fanni, R., Koh, K., & Orea, I. (2018). Characterisation of a subaqueously deposited silt iron ore tailings. *Géotechnique Letters*, *8*(4), 278-283. https://doi.org/10.1680/jgele.18.00105

Riveros, G. A., & Sadrekarimi, A. (2021). Static liquefaction behaviour of gold mine tailings. *Canadian Geotechnical Journal*, *58*(6), 889-901. https://doi.org/10.1139/cgj-2020-0209

Robertson, P. K. (2010). *Estimating in-situ state parameter and friction angle in sandy soils from CPT*. 2nd International Symposium on Cone Penetration Testing, Huntington Beach, CA, USA.

Robertson, P. K. (2017). *Evaluation of Flow Liquefaction : Influence of high stresses*. Proceedings of the 3rd International Conference on Performance Based Design (PBD-III), Vancouver, Canada.

Robertson, P. K. (2018). *Evaluation of liquefaction in tailings and mine waste : An update*. Tailings and Mine Waste ’18, Keystone, Colorado, USA.

Robertson, P. K., de Melo, L., Williams, D. J., & Wilson, G. W. (2019). *Report of the Expert Panel on the Technical Causes of the Failure of Feijão Dam I* [Rapport technique].

Roca, M., Murphy, A., Walker, L., & Vallesi, S. (2019). *A review of the risks posed by the failure of tailings dams* [Rapport technique]. https://damsat.com/wp-content/uploads/2019/01/BE-090-Tailings-dams-R1-Secured.pdf

Rocscience Inc. (2016a). *CPT Data Interpretation Theory Manual*. https://www.rocscience.com/help/settle/assets/docs/cpt%20theory%20manual.pdf

Rocscience Inc. (2016b). *Critical Slip Surface Search Methods in Slide 7.0*. https://www.rocscience.com/help/slide2/assets/docs/slide%20search%20methods.pdf

Rocscience Inc. (2019). *NorSand in RS2 : An Advanced Constitutive Material Model*. 2D and 3D Geotechnical Software | Rocscience Inc. https://www.rocscience.com/learning/norsand-in-rs2-an-advanced-constitutive-material-model

Rocscience Inc. (2020a). *Material Elastic Properties in RS2*. 2D and 3D Geotechnical Software | Rocscience Inc. https://www.rocscience.com/help/rs2/phase2_model/elastic_properties.htm

Rocscience Inc. (2020b). *RS2 Knowledge Base—General Modeling*. 2D and 3D Geotechnical Software | Rocscience Inc. https://www.rocscience.com/help/rs2/knowledge_base/general_modeling.htm

Rocscience Inc. (2020c). *Stress Analysis Settings in RS2*. 2D and 3D Geotechnical Software | Rocscience Inc. https://www.rocscience.com/help/rs2/phase2_model/stress_analysis.htm

Rocscience Inc. (2021a). *RS2 User Guide—Overview*. 2D and 3D Geotechnical Software | Rocscience Inc. https://www.rocscience.com/help/rs2/overview

Rocscience Inc. (2021b). *RS2/RS3 : Why isn't my model converging?* 2D and 3D Geotechnical Software | Rocscience Inc. https://www.rocscience.com/about/news-events/rs2-rs3-why-isnt-my-model-converging

Rocscience Inc. (2021c). *RSData*. 2D and 3D Geotechnical Software | Rocscience Inc. https://www.rocscience.com/software/rsdata

Roscoe, K. H., Schofield, A. N., & Wroth, C. P. (1958). On The Yielding of Soils. *Géotechnique*, *8*(1), 22-53. https://doi.org/10.1680/geot.1958.8.1.22

Sadrekarimi, A. (2014). Effect of the Mode of Shear on Static Liquefaction Analysis. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, *140*(12), 04014069. https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0001182

Sadrekarimi, A. (2020). Forewarning of Static Liquefaction Landslides. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering.146(9).* https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0002320

Sadrekarimi, A., & Riveros, G. A. (2020). Static liquefaction analysis of the Fundão dam failure. *Geotechnical and Geological Engineering*, 38, 6431-6446. https://doi.org/10.1007/s10706-020-01446-8

Sarma, S. K. (1973). Stability Analysis of Embankments and Slopes. *Géotechnique*, *23*(3), 423-433.

Schofield, A., & Wroth, P. (1968). *Critical State Soil Mechanics*. McGraw-Hill.

Seequent Limited. (2021). *SIGMA/W Material Model Series : NorSand*. Seequent: Solutions for the mining, civil, environmental & energy industries. https://www.seequent.com/sigma-w-material-model-series-norsand/

Shuttle, D., & Jefferies, M. (2010). *Norsand : Description, calibration, validation and applications.* https://www.researchgate.net/publication/265099879_NORSAND_DESCRIPTION_CALIBRATION_VALIDATION_AND_APPLICATIONS

Shuttle, D., Marinelli, F., Brasile, S., & Jefferies, M. (2021). Validation of computational liquefaction for tailings : Tar Island slump. *Geotechnical Research*, 1-24. https://doi.org/10.1680/jgere.21.00007

Sladen, J. A., D'Hollander, R. D., & Krahn, J. (1985). The liquefaction of sands, a collapse surface approach. *Canadian Geotechnical Journal*, *22*, 564-578. https://doi.org/10.1139/t85-076

Spencer, E. (1967). A method of analysis of embankments assuming parallel inter-slice forces. *Géotechnique*, *17*(1), 11-26.

Tasiopoulou, P. (2015). *Development and Calibration of Constitutive Model for Sand* [Thèse de doctorat, National Technical University of Athens, Unpublished]. http://rgdoi.net/10.13140/RG.2.1.2533.0806

Taylor, D. W. (1948). *Fundamentals of Soil Mechanics* (New York: John Wiley.).

van der Sloot, M. (2021). *NorSand—PLAXIS UDSM*. Bentley Communities. https://communities.bentley.com/products/geotech-analysis/w/plaxis-soilvision-wiki/52850/norsand---plaxis-udsm

Verdugo, R., & Ishihara, K. (1996). The Steady State of Sandy Soils. *Soils and Foundations*, *36*(2), 11. https://doi.org/10.3208/sandf.36.2_81

Vick, S. G. (1990). *Planning, design and analysis of tailings dams*. BiTech Publishers, Limited.

von Wolffersdorff, P. A. (1996). A hypoplastic relation for granular materials with a predefined limit state surface. *Mechanics of Cohesive-Frictional Materials*, *1*(3), 251-271.

Wijewickreme, D., Sanin, M. V., & Greenaway, G. R. (2005). Cyclic shear response of fine-grained mine tailings. *Canadian Geotechnical Journal*, *42(5)*, 1408-1421. https://doi.org/10.1139/T05-058

World Mine Tailings Failures. (2020). *World Mine Tailings Failures—From 1915 – supporting global research in tailings failure root cause, loss prevention and trend analysis*. https://worldminetailingsfailures.org/

Wu, A. (2012). *Locating General Failure Surfaces in Slope Analysis via Cuckoo Search*. https://www.rocscience.com/assets/verification-and-theory/Slide2/Cuckoo-Search.pdf

Yamamuro, J. A., & Lade, P. V. (1998). Steady-State Concepts and Static Liquefaction of Silty Sands. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, *124*(9), 868-877. https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(1998)124:9(868)

Yang, J. (2002). Non-uniqueness of flow liquefaction line for loose sand. *Géotechnique*, *52*(10), 757-760. https://doi.org/10.1680/geot.2002.52.10.757

Yang, P., Li, L., & Aubertin, M. (2017). Stress Ratios in Entire Mine Stopes with Cohesionless Backfill : A Numerical Study. *Minerals*, *7*(10), 201. https://doi.org/10.3390/min7100201

Yang, P., Li, L., & Aubertin, M. (2018). Theoretical and Numerical Analyses of Earth Pressure Coefficient along the Centerline of Vertical Openings with Granular Fills. *Applied Sciences*, *8*(10), 1721. https://doi.org/10.3390/app8101721

Yu, H. S. (1998). CASM : A unified state parameter model for clay and sand. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, *22*(8), 621-653. https://doi.org/10.1002/(SICI)1096-9853(199808)22:8<621::AID-NAG937>3.0.CO;2-8

Yu, H. S. (2006). *Plasticity and Geotechnics*. Springer Science.

Zardari, M. A. (2011). *Stability of tailings dams focus on numerical modelling.* [Thèse de doctorat, Luleå University of Technology].

Zardari, M. A., Mattsson, H., & Knutsson, S. (2011). *Static liquefaction of Tailings : A review of constitutive models*.

Zhang, B., Asce, S. M., Muraleetharan, K. K., Asce, F., Liu, C., Asce, M., & Assistant, G. R. (2016). Liquefaction of Unsaturated Sands. *International Journal of Geomechanics*, *16*(6), 8. https://doi.org/10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0000605

ANNEXE A ANALYSES D'ÉCOULEMENT ET ÉTAPE IN-SITU

Cette annexe présente le modèle numérique utilisé lors des analyses d'écoulement discuté à la section 3.3.5, la répartition des pressions interstitielles ainsi que les déplacements calculés en fonction du paramètre d'état et du K_0 lors de l'étape de l'établissement des contraintes in-situ.

A.1 CONDITIONS HYDROSTATIQUES

La Figure A.1 présente les modèles numériques ayant été utilisés afin d'obtenir les surfaces phréatiques Dist = 20 m, H = 28 m et H = 20 m présentées à la section 3.3.5. La condition frontière « Unknown » est notamment utilisée pour les surfaces susceptibles d'avoir de l'écoulement en surface. Les simplifications faites au modèle numérique sont également discutées à la section 3.3.5.

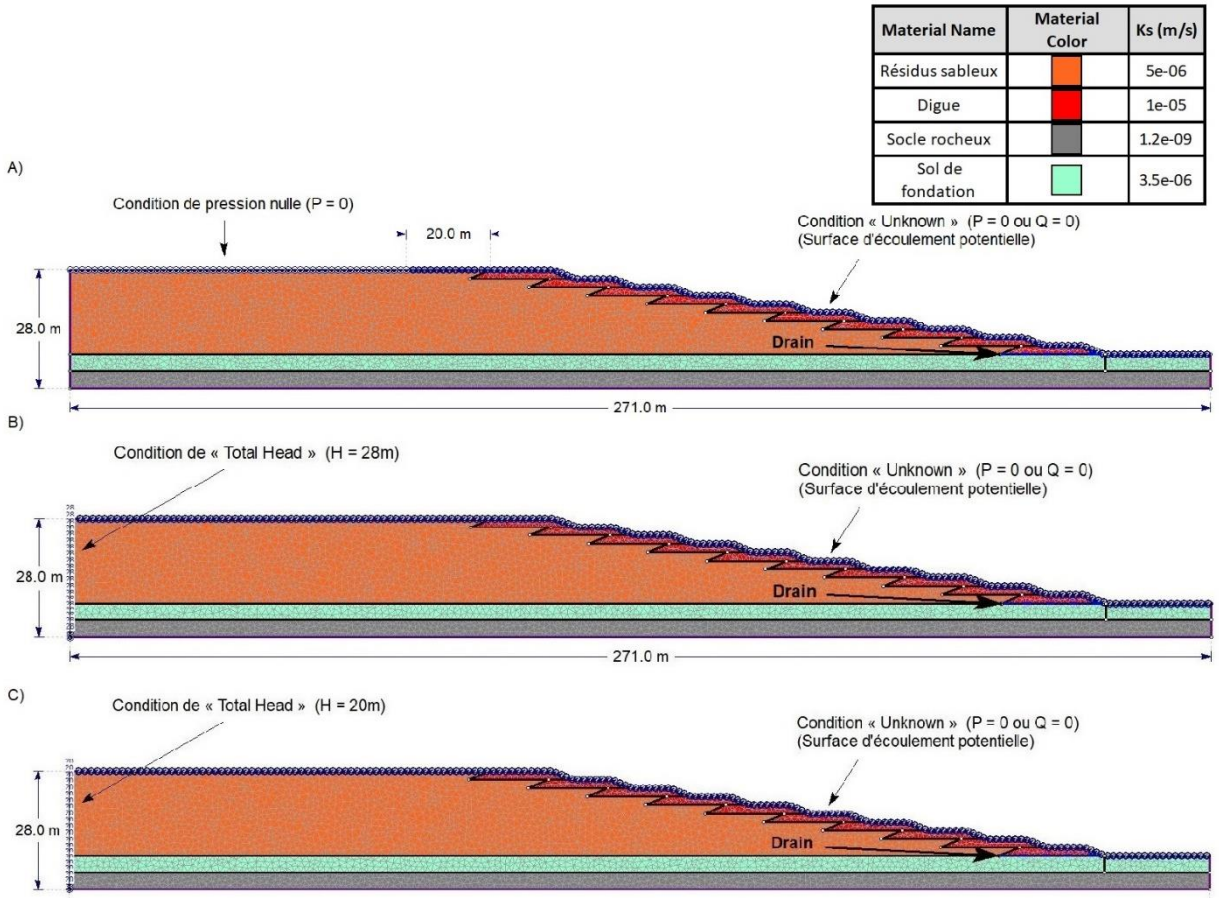


Figure A.1 Modèles numériques ayant été utilisés afin d'obtenir les surfaces phréatiques : A) Dist = 20 m ; B) H = 28 m ; C : H = 20 m.

La Figure A.2 présente la distribution des pressions interstitielles à l'étape in-situ en important les trois surfaces phréatiques obtenues lors des analyses d'écoulement.

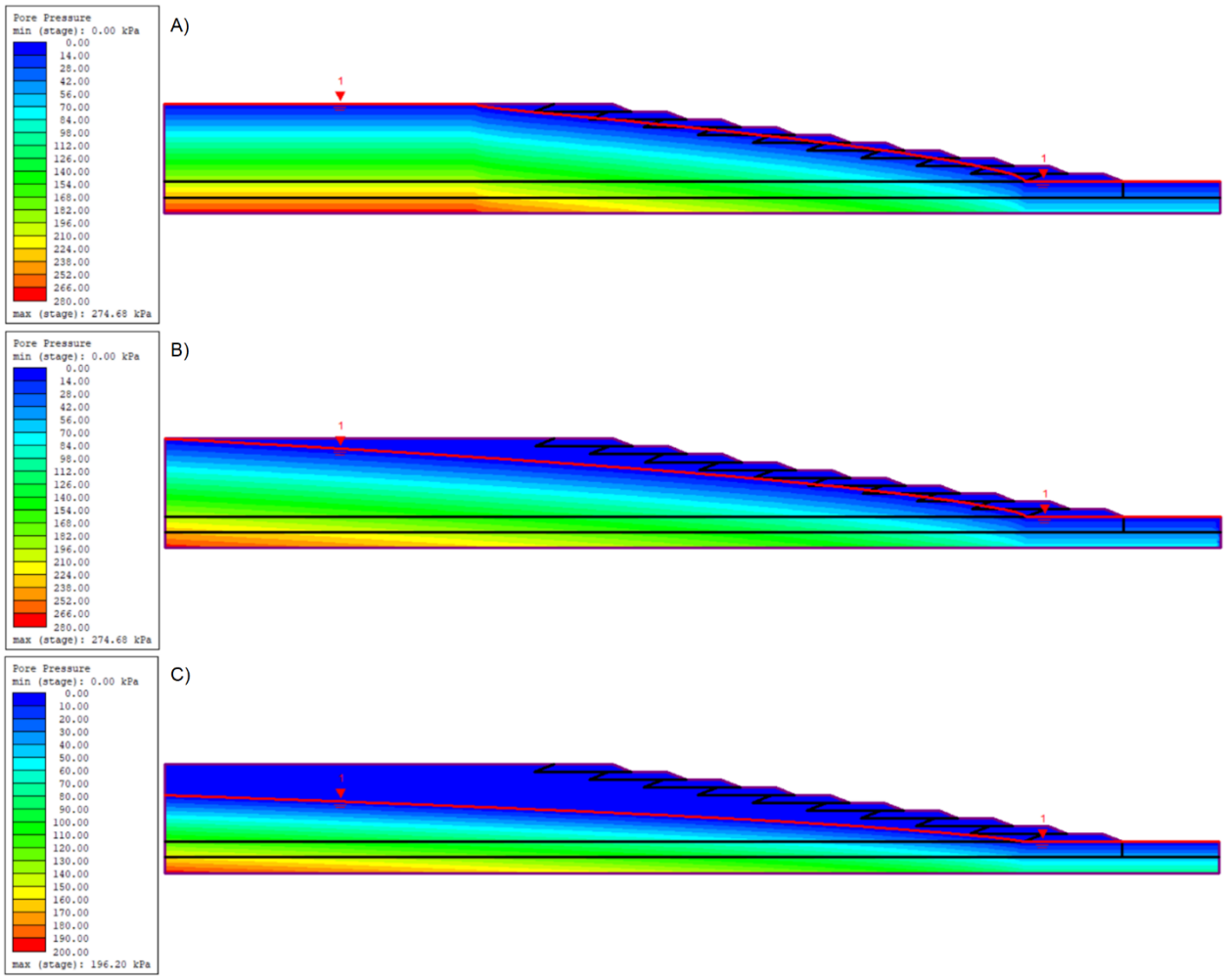


Figure A.2 Pression interstitielle à l'étape in-situ pour une surface phréatique : A) Dist = 20 m ; B) H = 28 m ; C) H = 20 m.

A.2 INFLUENCE DU PARAMÈTRE D'ÉTAT

Pour étudier l'influence du paramètre d'état sur les déplacements, une surface phréatique Dist = 20 m et un K_0 de 0,45 ont été utilisés. Notons que le paramètre d'état n'est pas une caractéristique intrinsèque des résidus miniers et que ces analyses avaient principalement pour but d'observer l'influence de la valeur attribuée aux résidus miniers sur les déplacements calculés à l'étape in-situ. La Figure A.3 présente le contour de déformations en cisaillement maximales, du ratio d'instabilité

et des déplacements horizontaux maximaux à l'étape de l'établissement des contraintes in-situ pour des paramètres d'état de 0,07. On retrouve également sur la Figure A.3-C une ligne à la hauteur 21 m. Cette marque sert de repère pour la Figure A.4.

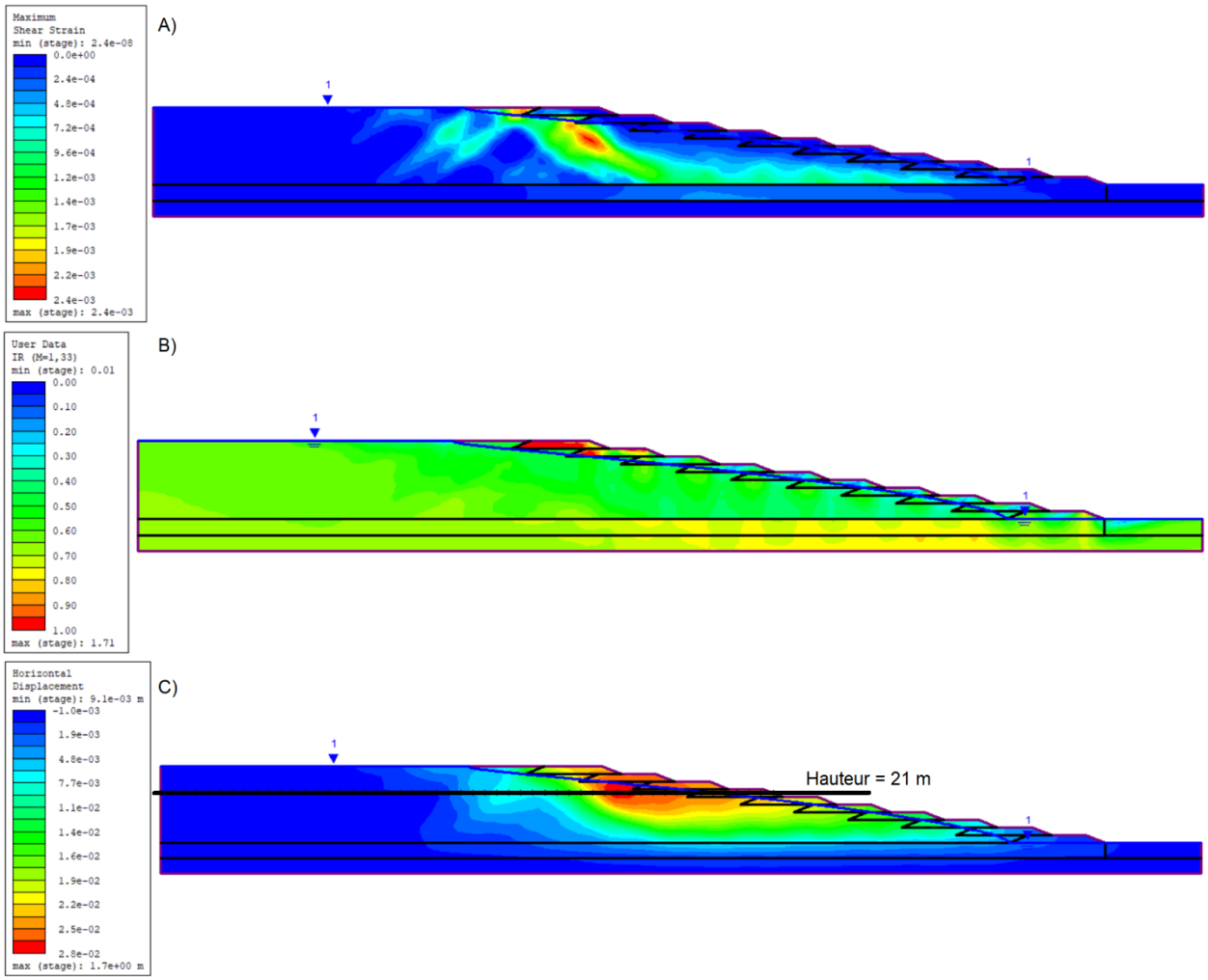


Figure A.3 Résultat lors de l'établissement des contraintes in-situ pour un paramètre d'état de 0,07 définie par les contours : A) de déformations en cisaillement maximales ; B) du ratio d'instabilité ; C) des déplacements horizontaux maximaux.

La Figure A.4 présente les déplacements horizontaux maximaux le long de la hauteur 21 m en fonction du paramètre d'état. On constate des déplacements horizontaux plus importants pour des valeurs du paramètre d'état initial plus élevées.

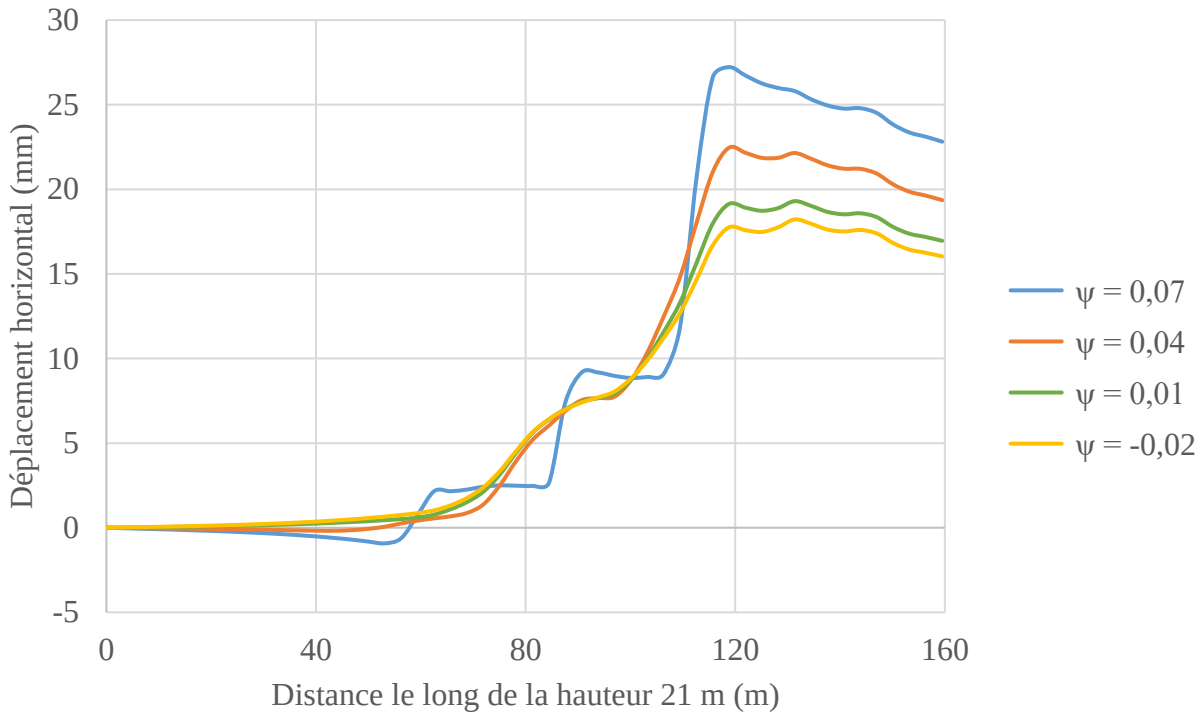


Figure A.4 Déplacements horizontaux maximaux le long de la hauteur 21 m en fonction du paramètre d'état.

A.3 INFLUENCE DU K_0

Pour étudier l'influence du coefficient des terres au repos attribué aux résidus miniers sur les déplacements calculés lors de l'étape de l'établissement des contraintes in-situ, une surface phréatique Dist = 20 m et paramètre d'état de 0,04 ont été utilisés. De plus, seul le coefficient des terres au repos des résidus miniers a été modifié tandis qu'une valeur de 0,45 a été attribuée aux autres matériaux comme pour les analyses de déformation faites avec la géométrie générale. La Figure A.5 présente la répartition du K_0 à travers le modèle en fonction de la valeur attribuée aux résidus miniers. Des points de référence ont été placés afin d'obtenir des valeurs précises à certains endroits dans le modèle. Notons que le K_0 n'est pas une caractéristique intrinsèque des résidus miniers, comme discuté à la section 3.3.9, et que ces analyses avaient principalement pour but d'observer comment RS2 distribue le K_0 en fonction de la valeur imposée et de la pente de la digue.

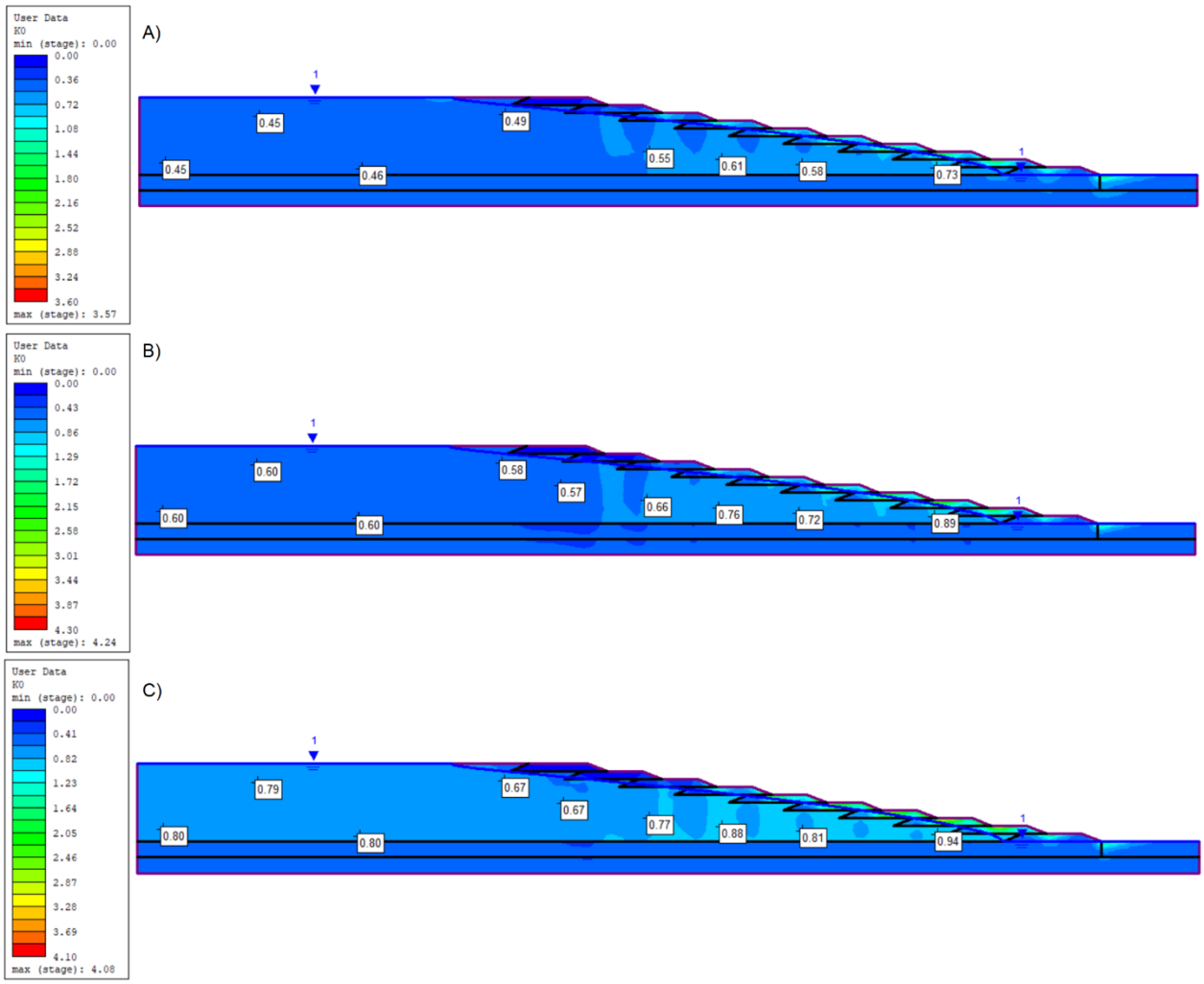


Figure A.5 Répartition du K0 dans le modèle pour une valeur de K_0 attribuée aux résidus miniers de : A) 0,45 ; B) 0,60 ; C) 0,80.

On observe qu'à la gauche du modèle, les valeurs de K_0 s'apparentent à celle attribuée aux résidus miniers tandis qu'il semble y avoir un effet de pente proche de la face de la digue. La Figure A.6 présente des déplacements horizontaux maximaux le long de la hauteur 21 m en fonction du K_0 attribué aux résidus miniers. On observe que les déplacements augmentent avec le K_0.

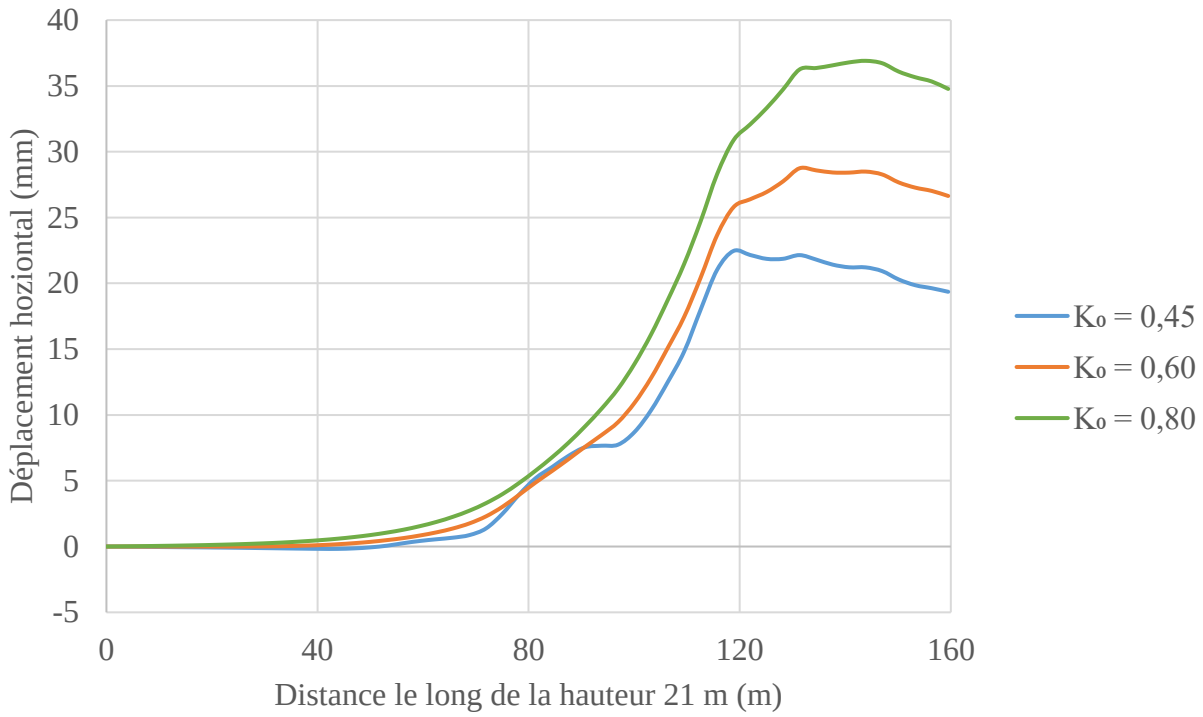


Figure A.6 Déplacements horizontaux maximaux le long de la hauteur 21 m en fonction du K_0 attribué aux résidus miniers.

Il a également été observé qu'un K_0 inférieur ou égal à 0,18 provoquait directement la non-convergence et une rupture globale lorsque le comportement non drainé était attribué aux résidus miniers à la suite de l'étape de l'établissement des contraintes in-situ avec le comportement drainé.

ANNEXE B RÉSULTAT DES ANALYSES STATIQUES

Au Chapitre 4, les résultats des analyses statiques pour la géométrie générale selon la méthode de Morgenstern et Price (1965) (ou encore *General Limit Equilibrium*/GLE) ont été présentés. Les Tableau B.1, Tableau B.2 et Tableau B.3 présentent respectivement les résultats des analyses statiques en fonction de la surface phréatique et de la méthode d'analyse pour la résistance drainée ($\phi' = 33°$), non drainée ($S_{u(max)}/\sigma'_v$=0,22) et résiduelle ($S_{u(max)}/\sigma'_v$=0,07), ou encore liquéfiée, des résidus miniers sableux.

Tableau B.1 Résultats des analyses statiques pour la résistance drainée ($\phi' = 33°$) assignée aux résidus miniers sableux.

Surface phréatique	Méthode d'analyse			
	Bishop simplifié	Janbu simplifié	Spencer	GLE/ M-P
Dist = 20 m	3,08	2,98	3,07	3,05
H = 28 m	3,41	3,29	3,4	3,39
H = 20 m	3,79	3,64	3,81	3,77

Tableau B.2 Résultats des analyses statiques pour la résistance non drainée ($S_{u(max)}/\sigma'_v$=0,22) assignée aux résidus miniers sableux.

Surface phréatique	Méthode d'analyse			
	Bishop simplifié	Janbu simplifié	Spencer	GLE/ M-P
Dist = 20 m	1,16	1,12	1,17	1,15
H = 28 m	1,35	1,30	1,36	1,34
H = 20 m	1,74	1,69	1,77	1,74

Tableau B.3 Résultats des analyses statiques pour la résistance non drainée ($S_{u(max)}/\sigma'_v$=0,07) assignée aux résidus miniers sableux.

Surface phréatique	Méthode d'analyse			
	Bishop simplifié	Janbu simplifié	Spencer	GLE/ M-P
Dist = 20 m	0,42	0,40	0,43	0,42
H = 28 m	0,51	0,50	0,55	0,51
H = 20 m	0,71	0,69	0,73	0,71

ANNEXE C ANALYSE DE SENSIBILITÉ SUR LES INCRÉMENTS

Les Tableau C.1 à C.4 présentent les résultats de l'analyse de sensibilité sur la valeur de l'incrément utilisée pour simuler les mécanismes de rehaussement de la digue, perte de résistance de la fondation et du déplacement de la digue. Pour toutes ces analyses, une surface phréatique Dist = 20 m et une valeur uniforme du coefficient des terres au repos de 0,45 ont été utilisés. La manière dont ces mécanismes de déclenchement de la liquéfaction ont été simulés est présentée à la section 3.3.8. Notons que les résultats de ces analyses n'ont qu'un aspect numérique et n'ont pas de lien avec le comportement réel des résidus miniers.

Tableau C.1 Influence de l'incrément de charge utilisé pour le mécanisme du rehaussement de la digue.

ψ	**Incrément (kN/m²)**	**Charge appliquée (kN/m²)**	**Rupture**	**Déplacement horizontal max (m)**	
				Avant rupture	**Après rupture**
0,07	1	56	Globale	0,06	26,80
	5	60	Globale	0,05	26,84
	10	30	Instabilité numérique	0,03	0,04
	25	25	Instabilité numérique	0,03	0,04
0,04	1	71	Globale	0,05	13,59
	5	75	Globale	0,05	14,34
	10	80	Globale	0,05	14,95
	25	25	Instabilité numérique	0,02	0,03
0,01	1	161	Sommet	1,00	4,58 (-4,11)
	5	120	Sommet	0,10	1,99 (-1,21)
	10	100	Instabilité numérique	0,05	0,11 (-0,30)
	25	25	Instabilité numérique	0,02	0,02

Tableau C.2 Influence de l'incrément de charge utilisé pour le mécanisme perte de résistance de la fondation avec le comportement non drainé aux résidus miniers.

ψ	Incrément	Réduction max	Rupture	Déplacement horizontal max (m)	
				Avant rupture	Après rupture
0,07	1%	71%	Globale	0,05	20,85
	2%	70%	Globale	0,04	22,19
	5%	70%	Globale	0,04	19,93
	10%	70%	Globale	0,03	20,07
0,04	1%	73%	Globale	0,04	8,84
	2%	72%	Globale	0,04	8,29
	5%	70%	Globale	0,03	5,69
	10%	70%	Globale	0,03	6,78
0,01	1%	74%	Fondation	0,04	0,59
	2%	74%	Fondation	0,03	0,39
	5%	75%	Fondation	0,03	0,73
	10%	80%	Fondation	0,03	1,40

Tableau C.3 Influence de l'incrément de charge utilisé pour le mécanisme de la perte de résistance de la fondation avec le comportement drainé aux résidus miniers.

ψ	Incrément	Réduction max	Rupture	Déplacement horizontal max (m)	
				Avant rupture	Après rupture
0,07	1%	82%	Fondation	1,05	1,17
	2%	82%	Fondation	0,37	2,49
	5%	85%	Fondation	0,33	3,25
	10%	80%	Fondation	0,04	1,01
0,04	1%	82%	Fondation	0,45	1,54
	2%	82%	Fondation	0,12	1,56
	5%	85%	Fondation	0,12	2,92
	10%	90%	Fondation	0,82	4,65
0,01	1%	84%	Fondation	0,37	1,49
	2%	84%	Fondation	0,18	1,60
	5%	85%	Fondation	0,10	2,68
	10%	90%	Fondation	0,28	3,85

Tableau C.4 Influence de l'incrément de charge utilisé pour le mécanisme du déplacement de la digue.

ψ	Incrément	Déplacement imposé	Rupture	Déplacement horizontal max (m)	
				Avant rupture	Après rupture
0,07	1 mm	27 mm	Globale	0,03	20,12
	2 mm	32 mm	Globale	0,03	20,11
	4 mm	32 mm	Globale	0,03	20,05
	6 mm	36 mm	Globale	0,03	4,34
	1 cm	2 cm	Globale	0,03	2,97
	10 cm	10 cm	Globale	0,03	3,84
0,04	1 mm	299 mm (max)	Aucune	0,30	-
	2 mm	390 mm	Globale	0,41	8,60
	4 mm	392 mm	Globale	0,41	9,00
	6 mm	18 mm	Instabilité numérique	0,02	0,02
	1 cm	2 cm	Instabilité numérique	0,02	0,02
	10 cm	10 cm	Globale	0,02	1,12
0,01	1 mm	299 mm (max)	Aucune	0,30	-
	2 mm	598 mm (max)	Aucune	0,60	
	4 mm	1196 mm (max)	Aucune	1,2	-
	6 mm	1794 mm (max)	Aucune	1,8	-
	1 cm	2 cm	Instabilité numérique	0,02	0,02
	10 cm	10 cm	Instabilité numérique	0,02	0,10

Pour les mécanismes du rehaussement de la digue et du déplacement de la digue (Tableau C.1 et Tableau C.4), on constate que l'utilisation d'un incrément trop élevé mène à de l'instabilité numérique (c.-à-d. non-convergence sans surface de rupture). Pour le mécanisme de la perte de résistance de la fondation avec le comportement non drainé et drainé aux résidus miniers (Tableau C.2 et Tableau C.3), on observe que l'incrément peut avoir un impact mineur sur la précision des résultats (c.-à-d. réduction maximale avec rupture).

ANNEXE D CONSTRUCTION PAR ÉTAPES

Cette annexe présente les analyses effectuées afin de simuler la construction par étapes de la géométrie générale. La construction du modèle a été effectuée en 21 étapes seulement à l'aide d'analyses de déformation et il a été supposé que les pressions d'eau excédentaire entre chaque rehaussement se soient dissipées avant chaque rehaussement. Pour tous les matériaux, les contraintes in-situ ont été établies à partir du poids des matériaux et d'un K_0 de 0,45. La valeur de 0,45 a été discutée à la section 3.3.4. Les étapes de construction du modèle ont été faites dans l'ordre suivant :

1- Établissement des contraintes in-situ dans la couche de fondation et le roc.

2- Dépôt de la première digue.

3- Dépôt de la première couche de résidus miniers et activation de la surface phréatique #1.

4- Rehaussement de la digue.

5- Dépôt de la couche de résidus miniers et activation de la surface phréatique #2.

Les étapes 4 et 5 sont ainsi de suite répétées jusqu'à la configuration finale du modèle faisant 21 étapes en tout. Chaque surface phréatique a été considérée en surface et commence à descendre parallèlement à la surface de la digue à partir de l'emplacement du pied de la digue subséquente jusqu'aux pieds de la première digue. La dernière surface phréatique utilisée correspond à la surface Dist = 20 m obtenue lors des analyses d'écoulement présentés à la section 3.2.4. Le modèle comporte 6638 éléments rectangulaires en comparaison à 6679 éléments pour le modèle construit en une étape utilisé pour les analyses présentées au Chapitre 4. Notons que ces analyses avaient pour but de calculer les déformations liées à l'ajout de matériaux. Une limitation est qu'elles n'ont pas pris en compte les pressions d'eau excédentaire lié à la construction du parc à résidus miniers. En ce sens, ces simulations n'ont pas été couplées avec des analyses d'écoulement. La Figure D.1 présente le modèle construit en 21 étapes.

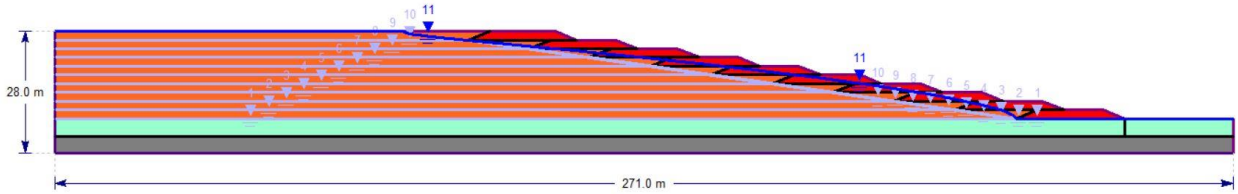


Figure D.1 Géométrie du modèle construit en 21 étapes.

Les sections suivantes présentent les résultats entre la construction en 21 étapes, en une seule étape (Modèle du Chapitre 4) et la construction en une étape avec la configuration du modèle en 21 étapes nommée *1 étape (21 config)* dans les tableaux suivants. Le but du modèle construit en une étape avec la configuration du modèle en 21 étapes était d'étudier l'influence du maillage et des frontières de matériau (*Material boundary*) entre chaque couche de résidus miniers en comparaison avec le modèle du Chapitre 4.

Les Figure D.2 et Figure D.3présentent l'influence du paramètre d'état sur les déplacements horizontaux et ceux verticaux le long de la hauteur 20 m. Notons que des déplacements verticaux négatifs représentent des déplacements vers le bas (tassement).

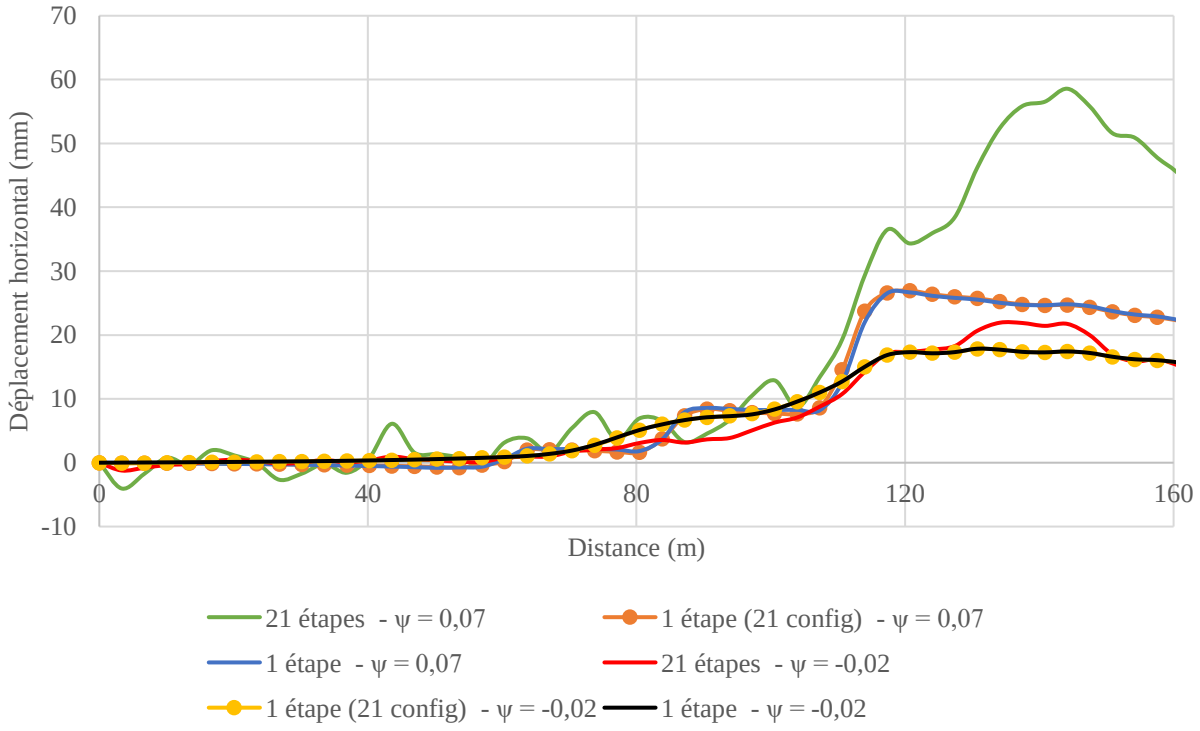


Figure D.2 Déplacement horizontal le long de la hauteur 20 m en fonction du modèle.

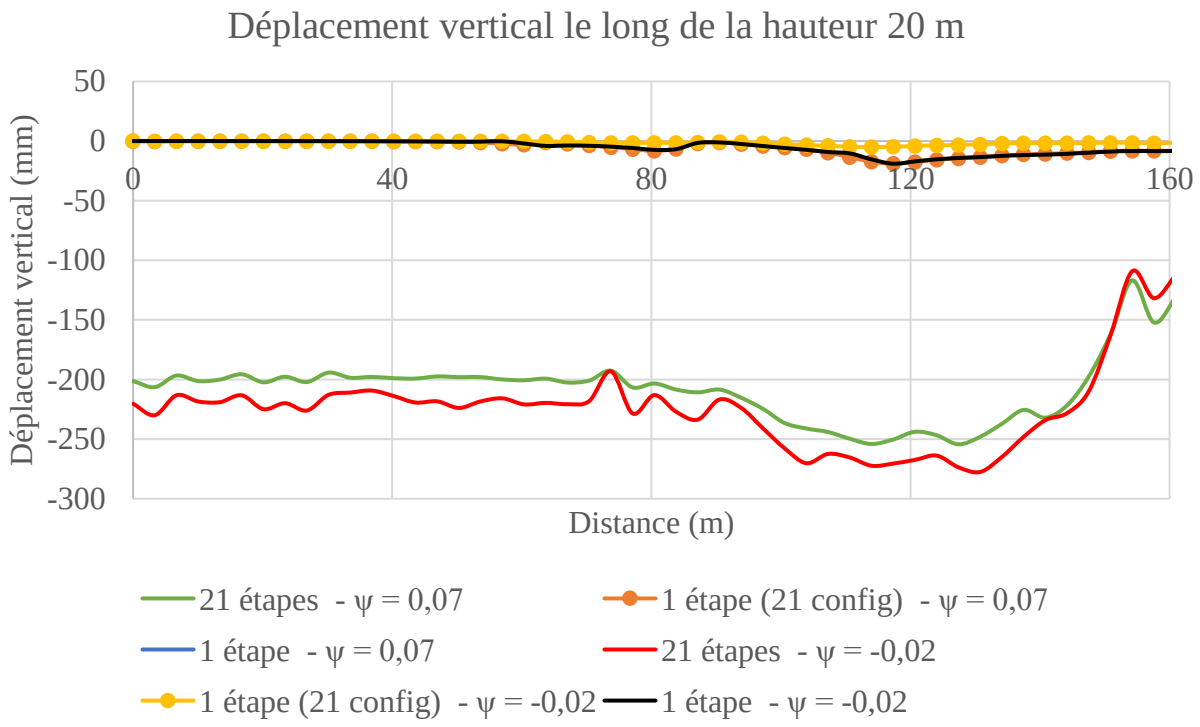


Figure D.3 Déplacement vertical le long de la hauteur 20 m en fonction du modèle.

On observe que les déplacements verticaux et horizontaux sont quasi-identiques entre les deux modèles construits en une seule étape. De plus, on observe des déplacements horizontaux sont plus importants pour le modèle construit en 21 étapes pour un paramètre d'état de 0,07 tandis qu'ils sont plus semblables pour un paramètre d'état de -0,02 (Figure D.2). Puis, on constate des déplacements verticaux plus importants pour le modèle construit en 21 étapes et que ceux-ci sont légèrement plus élevés pour un paramètre d'état de -0,02 bien que cette valeur représente un état plus dense que pour un paramètre d'état de 0,07 (Figure D.3).

Les Tableau D.1 à D.3 présentent les résultats des simulations pour les mécanismes du rehaussement de la digue, de la perte de résistance de la fondation et du déplacement de la digue pour les 3 modèles de construction mentionnés précédemment. Les mécanismes ont été simulés selon les mêmes méthodes présentées au Chapitre 3.

Tableau D.1 Influence du modèle pour le mécanisme du rehaussement de la digue.

ψ	Modèle	Charge maximale à la rupture (kN/m^2)	Rupture	Déplacement horizontal max (m)	
				Avant rupture	Après rupture
0,07	Une étape	60	Globale	0,05	26,84
	Une étape (21 config)	50	Globale	0,04	23,24
	21 étapes	65	Globale	0,09	28,68
0,04	Une étape	75	Globale	0,05	14,34
	Une étape (21 config)	60	Sommet	0.04	(-1,86) 0,06
	21 étapes	70	Globale	0,07	15,95
0	Une étape	205	Sommet	0,45	1,85 (-3,30)
	Une étape (21 config)	200	Sommet	0,44	(-3,29) 1,85
	21 étapes	85	Globale	0,05	12,38
-0.02	Une étape	445	Sommet	(-2,29) 1,90	(-5,04) 3,39
	Une étape (21 config)	365	Sommet	(-1,32) 1,03	(-2,95) 1,77
	21 étapes	215	Sommet	(-0,77) 0,56	(-6,28) 12,75

Tableau D.2 Influence du modèle pour le mécanisme du déplacement de la digue.

ψ	Modèle	Déplacement imposé (mm)	Rupture	Déplacement horizontal max (m)	
				Avant rupture	Après rupture
0,07	Une étape	32	Globale	0,03	20,05
	Une étape (21 config)	28	Globale	0,03	18,48
	21 étapes	48	Globale	0,07	21,45
0,04	Une étape	392	Globale	0,41	9,00
	Une étape (21 config)	172	Globale	0,17	8,71
	21 étapes	64		0,06	16,97
0,01	Une étape	1996 (max)	Aucune	1,2	-
	Une étape (21 config)	1996 (max)	Aucune	1,22	-
	21 étapes	152	Globale	0,15	10,31
-0,02	Une étape	-	-	-	-
	Une étape (21 config)	-	-	-	-
	21 étapes	1116 (max)	Aucune	1,14	-

Tableau D.3 Influence du modèle pour le mécanisme de la perte de résistance de la fondation.

Comportement	**ψ**	**Modèle**	**Réduction max**	**Rupture**	**Déplacement horizontale max (m)**	
					Avant rupture	**Après rupture**
Non drainé	0,07	Une étape	70%	Globale	0,04	22,19
		Une étape (21 config)	70%	Globale	0,05	19,58
		21 étapes	72%	Globale	0,09	21,27
	0,04	Une étape	72%	Globale	0,04	8,29
		Une étape (21 config)	72%	Globale	0,04	7,99
		21 étapes	72%	Globale	0,08	15,74
	0,01	Une étape	74%	Fondation	0,03	0,55
		Une étape (21 config)	74%	Fondation	0,03	0,52
		21 étapes	72%	Globale	0,06	5,73
	-0,02	Une étape	76%	Fondation	0,03	0,12
		Une étape (21 config)	76%	Fondation	0,03	0,13
		21 étapes	72%	Fondation	0,06	0,18

Pour la simulation du rehaussement de la digue (Tableau D.1), on observe des charges différentes causant la rupture selon le modèle, mais que pour un même modèle, cette charge augmente plus le paramètre d'état diminue. Pour la simulation de la perte de résistance de la fondation (Tableau D.2), on constate que le modèle n'a pas vraiment d'impact significatif sur les résultats et que pour le modèle construit en 21 étapes, la rupture est survenue au même moment pour les 4 valeurs de paramètre d'état imposées. Puis, pour la simulation du déplacement de la digue (Tableau D.3), on observe un résultat similaire que pour la simulation du rehaussement de la digue où les déplacements imposés pour causer la rupture sont différents selon le modèle, mais qu'ils augmentent plus l'on diminue le paramètre d'état.

Selon les résultats obtenus, il ne semble pas possible de déterminer si les différences obtenues sont dues à la construction par étape (Une étapes vs. 21 étapes), au maillage (Une étape vs. Une étape (21 config) ou une combinaison des de ces deux éléments. Dans de futures analyses, il serait intéressant d'effectuer une analyse de sensibilité du maillage pour le modèle construit en 21 étapes puisque les frontières créées par les rehaussements de 2 m bénéficieraient peut-être d'un

raffinement du maillage. De plus, ces frontières entre les rehaussements font que la configuration des nœuds du maillage, en comparaison au modèle du Chapitre 4, suit des plans horizontaux ce qui pourrait peut-être exercer une influence considérable sur les résultats.

ANNEXE E SIMULATION NUMÉRIQUE D'ESSAIS TRIAXIAUX ADDITIONNELS

E.1 ESSAIS TRIAXAUX DE MORGENSTERN ET AL. (2016)

Cette section présente la comparaison la simulation numérique d'essais triaxaux et leur comparaison avec les résultats en laboratoire de Morgenstern et al. (2016). Le modèle numérique utilisés pour ces simulations ainsi que d'autres résultats d'essais sont présentés à la section 3.2.1.

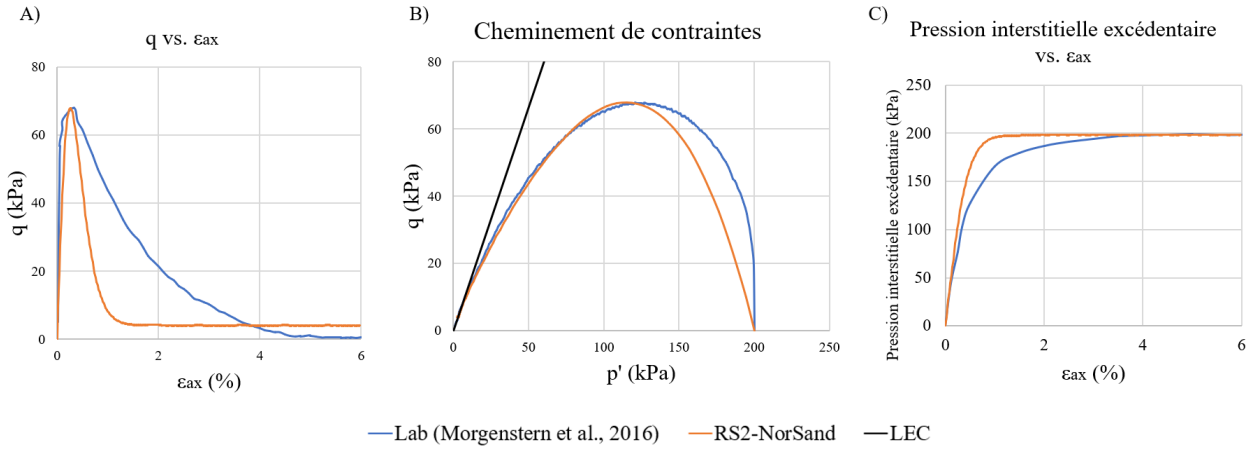


Figure E.1 Résultats de la simulation de l'essai TX–2 CIU consolidé à 200 kPa avec un paramètre d'état initial de 0,100 : A) Courbe contrainte – déformation axiale ; B) Cheminement de contraintes q – p' ; C) Courbe pression interstitielle excédentaire – déformation axiale.

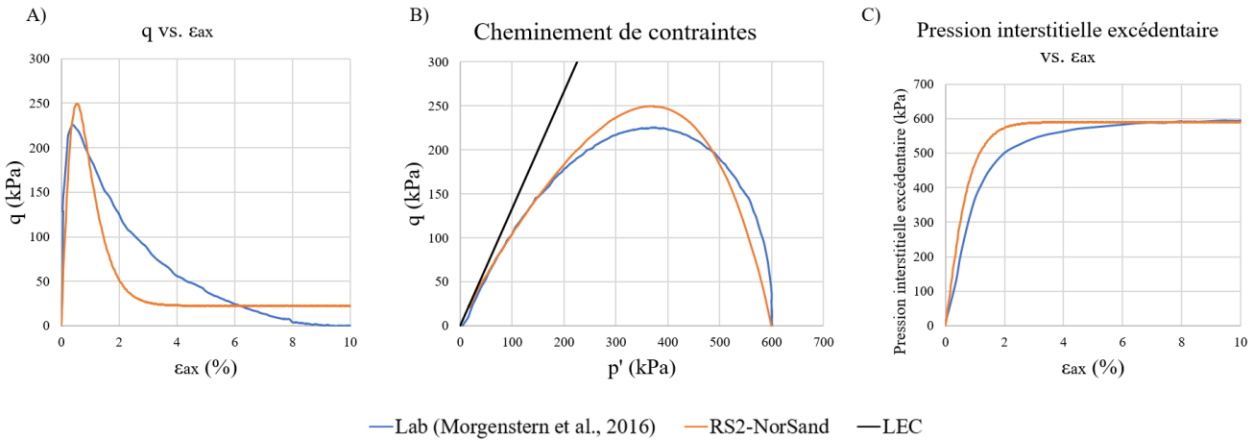


Figure E.2 Résultats de la simulation de l'essai TX–4 CIU consolidé à 600 kPa avec un paramètre d'état initial de 0,085 : A) Courbe contrainte – déformation axiale ; B) Cheminement de contraintes q – p' ; C) Courbe pression interstitielle excédentaire – déformation axiale.

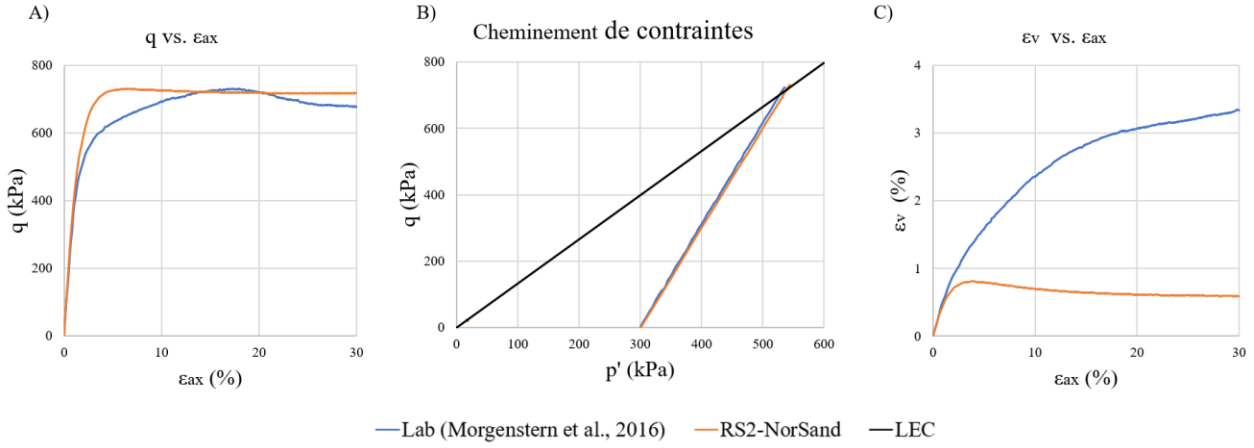


Figure E.3 Résultats de la simulation de l'essai TX–8 CID consolidé à 300 kPa avec un paramètre d'état initial de -0,004 : A) Courbe contrainte – déformation axiale ; B) Cheminement de contraintes q – p' ; C) Courbe déformation volumétrique – déformation axiale.

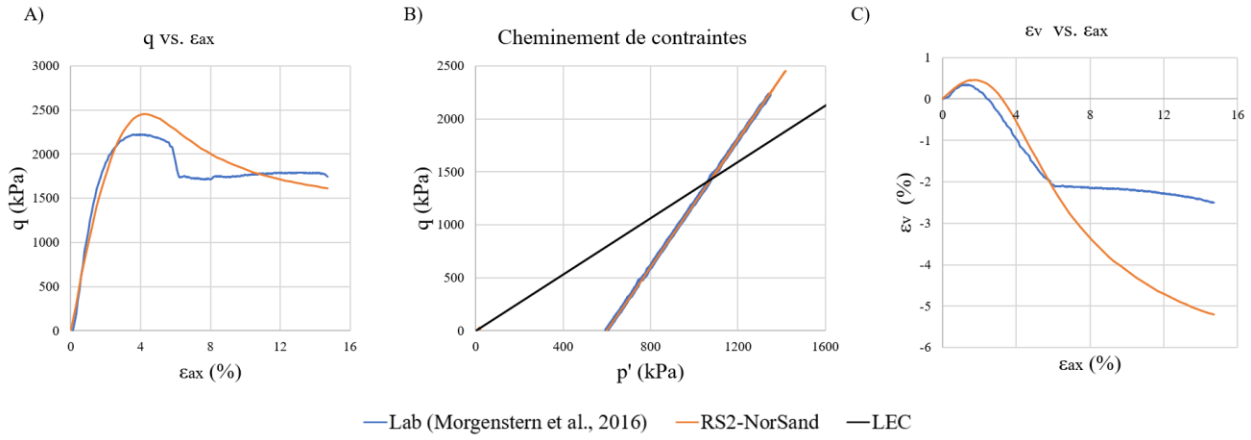


Figure E.4 Résultats de la simulation de l'essai TX–10 CID consolidé à 600 kPa avec un paramètre d'état initial de -0,116 : A) Courbe contrainte – déformation axiale ; B) Cheminement de contraintes q – p' ; C) Courbe déformation volumétrique – déformation axiale.

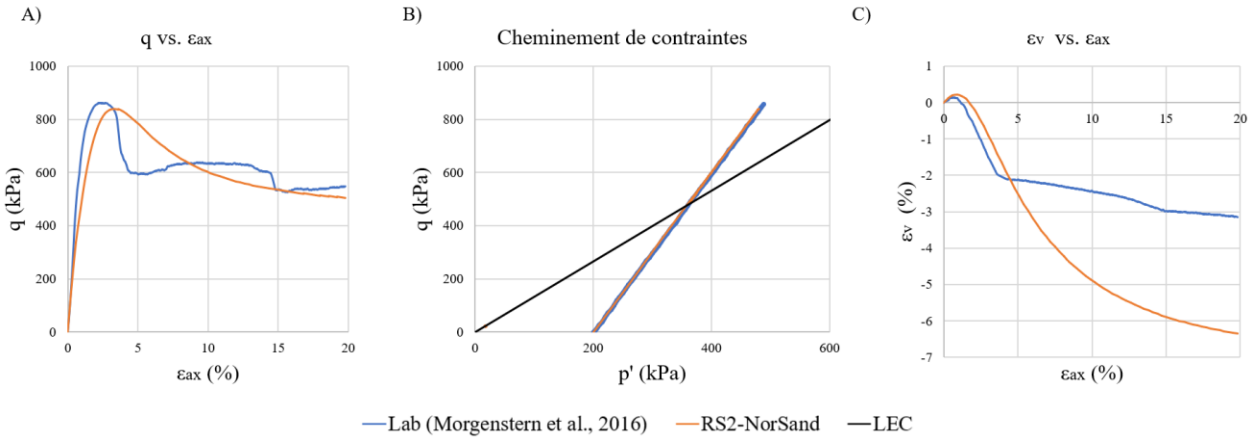


Figure E.5 Résultats de la simulation de l'essai TX–11 CID consolidé à 200 kPa avec un paramètre d'état initial de -0,127 : A) Courbe contrainte – déformation axiale ; B) Cheminement de contraintes q – p' ; C) Courbe déformation volumétrique – déformation axiale.

E.2 INCLUENCE DES PARAMÈTRES D'ENTRÉE DE NORSAND

Cette section présente l'influence des paramètres de plasticité et d'élasticité de NorSand, présentés à la section 2.6.2, sur les courbes contrainte – déformation d'essais triaxiaux consolidés isotropiquement drainés (CID) et non drainés (CIU) pour un paramètre d'état lâche (c.-à-d. ψ =

0,04) à l'exception du paramètre coefficient de couplage volumétrique où l'essai CID a été simulé avec un paramètre d'état dense (c.-à-d. ψ = -0,10) et l'essai CIU avec un paramètre d'état lâche (c.-à-d. ψ = 0,10). Les valeurs de paramètre d'état ont été choisies arbitrairement afin de présenter un contraste entre le comportement d'un sol dense et celui d'un sol lâche. Les paramètres de Norsand qui ont été utilisés sont ceux des résidus sableux du Barrage de Fundão tirés de Morgenstern et al. (2016) présentés au Tableau 3.1 et la méthodologie pour la simulation des essais triaxiaux est présentée à la section 3.2.1. Notons que l'influence du paramètre d'état sur la réponse du modèle a été présentée à la section 3.2.2.

Rapport de frottement à l'état critique M_{tc}

La Figure E.6 montre que la résistance drainée et non drainée augmente avec le rapport de frottement à l'état critique M_{tc}.

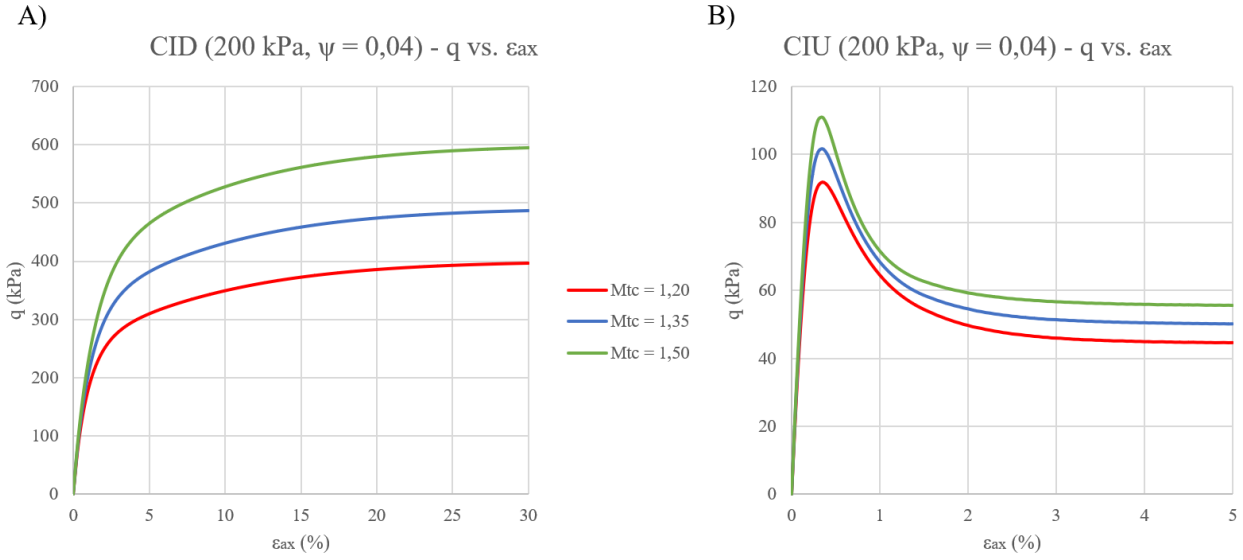


Figure E.6 Influence de du rapport de frottement à l'état critique M_{tc} sur les courbes contrainte - déformation d'essais triaxiaux isotropiques: A) drainés ; B) non drainés.

Coefficient de couplage volumétrique N

Pour un sol dense, le coefficient de couplage volumétrique a comme impact de diminuer la résistance pour des valeurs plus élevées comme présenté sur la Figure E.7-A et n'a pas d'influence significative sur les courbes non drainées. Pour un sol lâche, il y a une légère augmentation de la résistance avec le paramètre N pour le comportement non drainé tel que présenté à la Figure E.7-B tandis que l'influence sur les courbes drainées est négligeable.

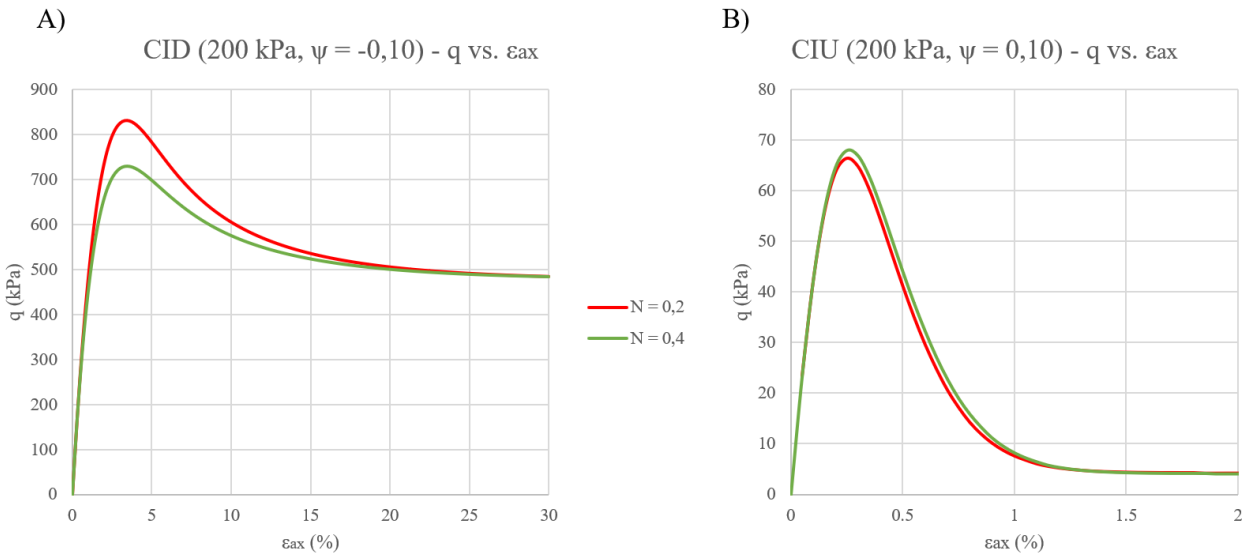


Figure E.7 Influence du coefficient de couplage volumétrique N sur les courbes contrainte - déformation d'essais triaxiaux isotropiques: A) drainés (ψ = -0,10) ; B) non drainés (ψ = 0,10).

Module plastique d'écrouissage H

Comme il est possible d'observer sur la Figure E.8, la rigidité du matériau augmente avec le module plastique d'écrouissage. Le fait d'augmenter ce paramètre accroît également la résistance maximale pour le comportement non drainé, mais pas celle résiduelle.

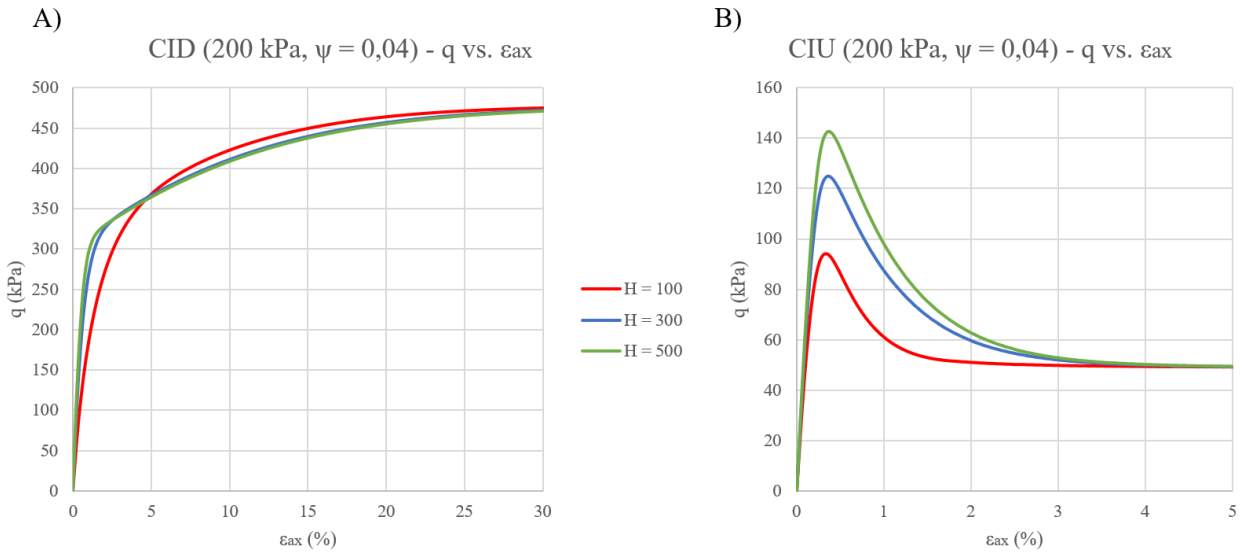


Figure E.8 Influence du module plastique d'écrouissage H sur les courbes contrainte - déformation d'essais triaxiaux isotropiques: A) drainés ; B) non drainés.

Paramètre de dilatance χ_{tc}

Comme il est présenté sur la Figure E.9-A, la résistance maximale drainée est atteinte à plus faible déformation plus le paramètre de dilatance est faible. Pour le comportement non drainé, ce paramètre a pour effet de diminuer la résistance plus que sa valeur est élevée tel que présenté sur la Figure E.9-B.

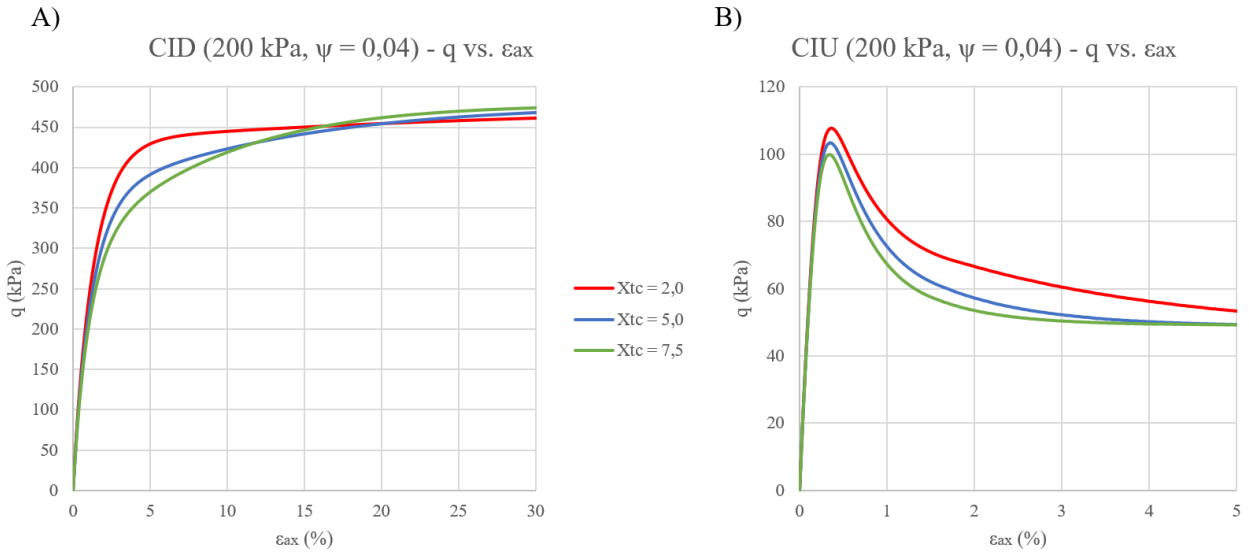


Figure E.9 Influence du paramètre de dilatance χtc sur les courbes contrainte - déformation d'essais triaxiaux isotropiques: A) drainés ; B) non drainés.

Pression de confinement

Puisque RS2 prend comme paramètre d'entrée une formule du module de cisaillement en fonction de la contrainte verticale effective, l'influence de la pression de consolidation est présentée au lieu du paramètre I_r. Comme présenté sur la Figure E.10, la résistance augmente avec la pression de consolidation pour les deux comportements.

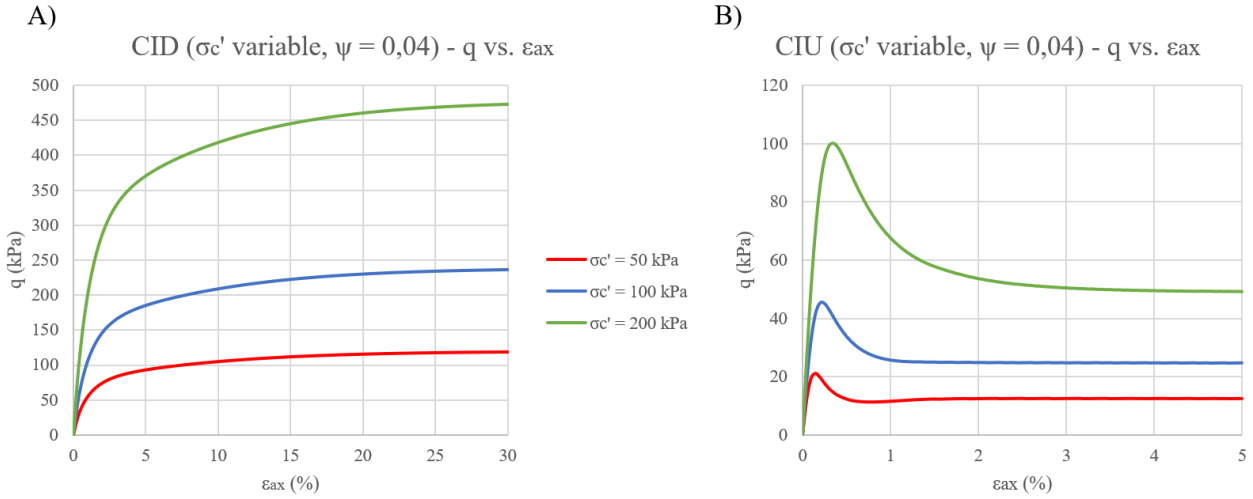


Figure E.10 Influence de la pression de consolidation sur les courbes contrainte - déformation d'essais triaxiaux isotropiques: A) drainés ; B) non drainés.

Coefficient de Poisson ν

Comme présenté sur la Figure E.11-A, le coefficient de Poisson n'a pas beaucoup d'effet sur la résistance drainée du modèle. Toutefois, la résistance non drainée augmente lorsque le coefficient diminue (Figure E.11-B).

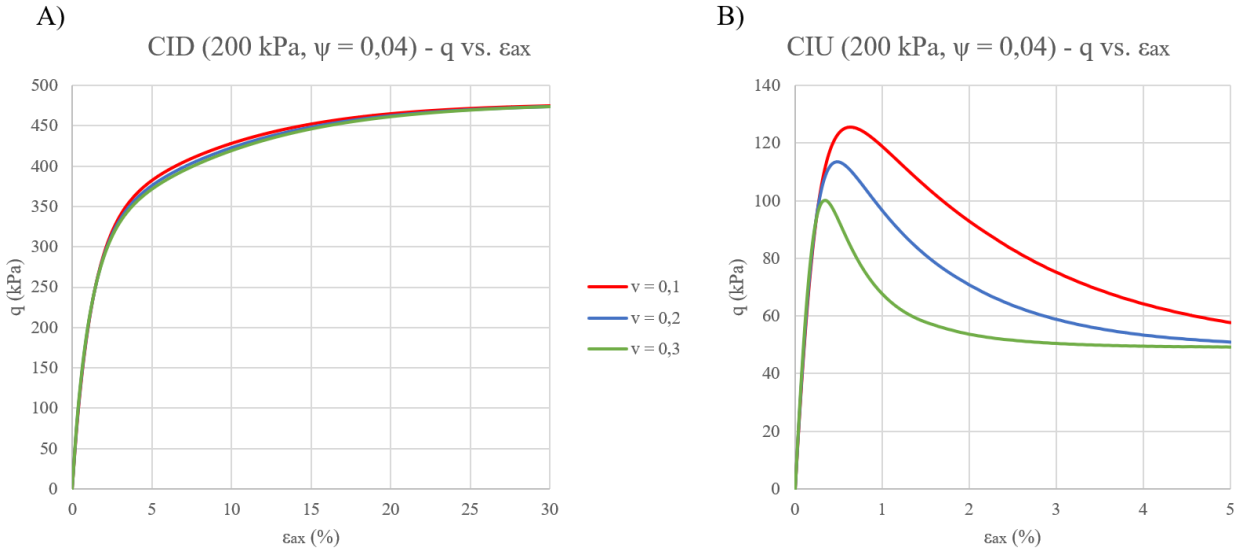


Figure E.11 Influence du coefficient de Poisson ν sur les courbes contrainte - déformation d'essais triaxiaux isotropiques: A) drainés ; B) non drainés.