

Titre: Études analytiques, numériques et expérimentales pour évaluer les contraintes et les pressions dans les chantiers remblayés et sur les barricades
Title:

Auteur: El Mustapha Jaouhar
Author:

Date: 2019

Type: Mémoire ou thèse / Dissertation or Thesis

Référence: Jaouhar, E. M. (2019). Études analytiques, numériques et expérimentales pour évaluer les contraintes et les pressions dans les chantiers remblayés et sur les barricades [Thèse de doctorat, Polytechnique Montréal]. PolyPublie.
Citation: <https://publications.polymtl.ca/5219/>

 **Document en libre accès dans PolyPublie**
Open Access document in PolyPublie

URL de PolyPublie: <https://publications.polymtl.ca/5219/>
PolyPublie URL:

Directeurs de recherche: Li Li
Advisors:

Programme: Génie minéral
Program:

POLYTECHNIQUE MONTRÉAL

affiliée à l'Université de Montréal

**Études analytiques, numériques et expérimentales pour évaluer les contraintes
et les pressions dans les chantiers remblayés et sur les barricades**

EL MUSTAPHA JAOUHAR

Département des génies civil, géologique et des mines

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

Génie minéral

Décembre 2019

POLYTECHNIQUE MONTRÉAL

affiliée à l'Université de Montréal

Cette thèse intitulée :

Études analytiques, numériques et expérimentales pour évaluer les contraintes et les pressions dans les chantiers remblayés et sur les barricades

présentée par **El Mustapha JAOUHAR**

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

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

Richard SIMON, président

Li LI, membre et directeur de recherche

Carlos OVALLE, membre

Serge OUELLET, membre externe

DÉDICACE

À la mémoire de ma mère

À la mémoire de ‘‘La Oum Hani’’

À ma famille

REMERCIEMENTS

Je tiens à remercier :

- Mon directeur de recherche, Prof. Li Li de m'avoir accordé sa confiance pour ce projet et pour ces judicieux conseils, son savoir et son expérience transmis;
- Les membres du jury (Profs. Richard Simon, Carlos Ovalle, Dr. Serge Ouellet) pour leur temps d'évaluation de ma thèse;
- Prof. Michel Aubertin, qui a su trouver le temps pour me guider, me conseiller et sans qui je n'aurais pas pu arriver jusqu'ici;
- Prof. Vincenzo, Silvestri pour son rôle du représentant de la directrice d'études supérieure de Polytechnique Montréal;
- Prof. Robert Chapuis, pour ses conseils et ses éclaircissements et son savoir transmis.

Je tiens également à remercier :

- Le soutien financier du CRSNG, du FRQNT, de l'IRSST et des partenaires industriels de l'Institut de Recherche en Mines et Environnement (IRME UQAT-Polytechnique);
- Ma famille pour leur soutien émotionnel et psychologique;
- Mohamed Amine Sobhi pour sa relecture de ma thèse;
- Jian pour son temps de réviser un de nos articles;
- Vahid, Behnam, Abtin et Pengyu, avec lesquels j'ai développé de profondes et belles amitiés le long de ce parcours et aussi j'ai eu des échanges sur toutes sortes de sujets stimulants;
- Tous ceux et celles qui ont été impliqué(e)s de près ou de loin dans la préparation de mes essais de laboratoire, surtout: Noura, Karim et tous les membres et les stagiaires de l'IRME Polytechnique pour leurs aides au laboratoire.

RÉSUMÉ

L'industrie minière génère de grandes quantités de rejets miniers. Leur entreposage en surface peut engendrer des problèmes environnementaux et de sécurité. À cet égard, le remblayage des chantiers souterrains est une opération courante dans les mines en souterrain en raison de plusieurs avantages : réduire la quantité des rejets entreposés en surface, améliorer la stabilité du terrain, augmenter la quantité des minerais extraits et réduire la dilution.

Afin de maintenir en place les remblais miniers dans les chantiers remblayés, des structures de retenue (barricades) sont construites au point de soutirage en bas du chantier. Il est très important de bien évaluer les pressions et les contraintes sur ces barricades, afin de les dimensionner adéquatement et d'assurer leur stabilité. Toutefois, peu d'études ont été menées sur l'évaluation des pressions et des contraintes sur les barricades. En particulier, l'effet du nombre de trous de drainage, communément installés à travers les barricades, n'a jamais été étudié. Dans cette optique, des simulations numériques à l'aide du code numérique SIGMA/W ont été réalisées dans le cadre de cette thèse, afin d'évaluer la distribution des contraintes dans le chantier et sur la barricade, en tenant compte de l'effet du drainage et de la consolidation et de l'effet d'arche. Ainsi, il a été démontré que les trous de drainage peuvent aider à diminuer grandement les pressions interstitielles sur les barricades à court et à long terme, mais très peu les contraintes totales sur les barricades à court terme. Cela indique que l'installation des trous de drainage à travers les barricades n'aide pas significativement à augmenter la stabilité des barricades à court terme. Les résultats ont montré aussi que les contraintes totales horizontales et les pressions interstitielles sur la barricade sont plus élevées lorsque la vitesse du remplissage du remblai dans le chantier ou la rigidité de ce dernier sont plus grandes.

Pour évaluer les contraintes dans un chantier remblayé, plusieurs solutions analytiques ont été proposées dans la littérature. La plupart de ces celles-ci considèrent que les contraintes horizontales et verticales sont des contraintes principales et uniformément distribuées le long d'une ligne horizontale à travers le chantier. Ceci est différent des résultats numériques qui ont montré que les contraintes principales suivent un trajet en forme d'un arc à travers la largeur du chantier. Afin de prendre en compte cet aspect, une solution analytique en 2D est proposée dans cette thèse en se basant sur la théorie d'effet d'arche en considérant un élément de couche en arc. Cette solution a été ajustée et validée à l'aide de simulations numériques et permet d'évaluer les contraintes

principales majeures et mineures, ainsi que les contraintes verticales et horizontales, dans tout point situé dans un chantier remblayé vertical. Par rapport aux solutions analytiques existantes, des améliorations importantes ont été observées sur la description et la prédiction des contraintes autour des parois du chantier. En plus, la nouvelle solution n'exige pas la connaissance préalable d'un coefficient de pression latérale des terres. La solution proposée peut être considérée comme une grande amélioration, permettant de mieux évaluer l'état des contraintes dans les chantiers remblayés verticaux.

En plus des analyses numériques et analytiques, des essais expérimentaux ont été menés dans le cadre de cette thèse pour mesurer les contraintes totales et les pressions interstitielles dans les chantiers remblayés. Jusqu'à présent dans la littérature, aucun essai au laboratoire n'a mesuré simultanément les pressions interstitielles et les contraintes totales. Ceci rend difficile l'étude de l'évolution des propriétés hydromécaniques associées à la consolidation gravitaire pendant et après la déposition des remblais. Pour remédier à cela, plusieurs types d'essais de déposition du remblai ont été menés dans une colonne de 69 cm de haut et de 15 cm de diamètre, afin d'évaluer l'évolution des contraintes totales et des pressions interstitielles, durant et après la déposition du remblai. La vitesse de remplissage et le pourcentage du solide ont été variés pour évaluer leur effet. Les résultats de cette étude expérimentale ont montré que lorsque le remblayage est plus rapide, la valeur de la contrainte effective reste faible. Par conséquent, l'évolution du coefficient de consolidation (c_v) du remblai reste alors faible et constante. Un taux de remplissage plus rapide produit un pic plus élevé de contraintes totales et de pressions interstitielles, ce qui est en accord avec les résultats des simulations numériques réalisées dans le cadre de cette thèse.

ABSTRACT

The mining industry generates large quantities of waste. Their surface storage can lead to environmental and safety problems. In this regard, backfilling of underground stopes is a common operation in underground mines because of several advantages: reducing the amount of waste stored on the surface, improving ground stability, increasing the quantity of ore extracted and reducing the dilution of minerals.

In order to keep backfill in place once poured in the stopes, retaining structures (barricades) are built at the drawpoint at the base of the stopes. A good evaluation of the pore water pressures (PWP) and stresses on these barricades is necessary to properly design them and ensure their stability. However, few studies have been conducted on the evaluation of pressures and stresses on barricades. In particular, the effect of the number of drainage holes, commonly installed through the barricades, has never been studied. With this in mind, numerical simulations using the code SIGMA/W have been carried out as part of this thesis, in order to evaluate the distribution of stresses in the backfilled stope and on the barricade, taking into account the consolidation, drainage and arch effect. Thus, it has been shown that the drainage holes help to significantly decrease the PWP on the barricade in short and long terms, but not significantly the total stresses on the barricades in the short term. This indicates that the use of drainage holes does not significantly help improve the stability of barricade in the short term. The results also indicate that the increase in filling rate, as well as the decrease in hydraulic conductivity and backfill stiffness, can lead to high peak values in the total horizontal stresses and PWP on the barricade.

Several analytical solutions have been proposed in the literature to evaluate the stresses in a backfilled stope. Most of these considered that the horizontal and vertical stresses are principal stresses and uniformly distributed along a horizontal line across the stope. Numerical results showed however that the principal stresses follow an arc path across the stope. In order to consider this aspect into account, a 2D analytical solution is proposed in this thesis based on the arching theory by considering an arc layer element. This solution has been adjusted and validated using numerical simulations and allows to evaluate the major and minor principal stresses, as well as the vertical and horizontal stresses, at any point located in a vertical backfilled stope. Compared to existing analytical solution, significant improvement has been observed on the estimation of the stresses near the stope walls. In addition, the proposed solution does not require the knowledge of

the earth pressure coefficient. The proposed solution can thus be considered as an improved tool that can be used to better assess the stresses in backfilled vertical stopes.

In addition to numerical and analytical analyses, experimental tests were carried out as part of this thesis to measure the total stresses and pore water pressures in backfilled stopes. To date in the literature, no laboratory tests have simultaneously measured PWP and total stresses in backfilled stopes. This makes it difficult to study the evolution of the hydromechanical properties associated with self-weight consolidation during and after backfill deposition. To remedy this, several backfill deposition tests were conducted in a 69 cm high, 15 cm diameter column to assess the evolution of total stresses and PWPs during and after backfill deposition. Filling rates and percent solids were varied to assess their effect. The results of this experimental study showed that when backfilling is faster, the effective stress remains at a low value. Consequently, the evolution of the consolidation coefficient (c_v) is still low and constant. A faster filling produces higher peak values in the total stresses and PWPs. This is in good agreement with the results of the numerical simulations carried out as part of this thesis.

TABLE DES MATIÈRES

DÉDICACE.....	III
REMERCIEMENTS	IV
RÉSUMÉ.....	V
ABSTRACT	VII
TABLE DES MATIÈRES	IX
LISTE DES TABLEAUX.....	XII
LISTE DES FIGURES.....	XIII
LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS	XXVI
LISTE DES ANNEXES.....	XXX
CHAPITRE 1 INTRODUCTION.....	1
1.1 Mise en contexte et problématique.....	1
1.2 Objectifs de la recherche	3
1.3 Méthodologie	4
1.4 Contributions.....	4
1.5 Organisation	5
CHAPITRE 2 REVUE BIBLIOGRAPHIQUE	7
2.1 Remblais miniers.....	7
2.1.1 Remblai hydraulique	7
2.1.2 Remblai en pâte.....	13
2.2 Solutions analytiques bidimensionnelles et tridimensionnelles pour évaluer les contraintes dans une ouverture remblayée	20
2.3 Modélisations numériques pour évaluer les contraintes dans des chantiers remblayés.....	46
2.4 Essais en laboratoire et mesures <i>in situ</i> pour évaluer les contraintes dans des chantiers remblayés	63

CHAPITRE 3	ARTICLE 1: AN ANALYTICAL SOLUTION FOR ESTIMATING THE STRESSES IN VERTICAL BACKFILLED STOPE BASED ON A CIRCULAR ARC DISTRIBUTION.....	71
3.1	Introduction	72
3.2	Formulation Based on Arc Layer Element.....	74
3.3	Solution for the Stresses in a Vertical Stope	75
3.4	Proposed Solution for Calculating the Stresses in Vertical Backfilled Openings.....	79
3.5	Assessment of the Proposed Solution Using Numerical Simulations.....	81
3.6	Discussion	90
3.7	Conclusions	91
CHAPITRE 4	ARTICLE 2: EFFECT OF DRAINAGE AND CONSOLIDATION ON THE PORE WATER PRESSURES AND TOTAL STRESSES WITHIN BACKFILLED STOPE AND ON BARRICADES.....	96
4.1	Introduction	97
4.2	Numerical Models	99
4.3	Numerical Simulation Results.....	104
4.4	Parametric Analyses for Different Influence Factors.....	111
4.4.1	Stope Width B	111
4.4.2	Hydraulic Conductivity k_{sat}	112
4.4.3	Internal Friction Angle ϕ'	113
4.4.4	Backfill Modulus E	114
4.4.5	Filling Rate V	115
4.4.6	Number of Draining Holes n_d	116
4.4.7	Position of the Barricade L_d	117
4.5	Discussions.....	118

4.6	Conclusions	120
CHAPITRE 5 ARTICLE 3: EXPERIMENTAL STUDY OF THE EVOLUTION OF PORE WATER PRESSURE AND TOTAL STRESSES DURING AND AFTER THE DEPOSITION OF SLURRIED BACKFILL.....		
		132
5.1	Introduction	133
5.2	Test Material	135
5.3	Instrumentation and Testing Procedures	136
5.4	Test Results and Interpretation.....	138
5.4.1	Evolution of the PWP, Vertical and Horizontal Total Stresses, and Settlement During and After the Deposition	138
5.4.2	Evolution of Consolidation Parameters During and After the Deposition.....	145
5.5	Discussions.....	150
5.6	Conclusions	152
CHAPITRE 6 DISCUSSIONS GÉNÉRALES.....		160
CHAPITRE 7 CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS		168
7.1	Conclusion.....	168
7.2	Recommandations	171
RÉFÉRENCES.....		174
ANNEXE A VALIDATION DU CODE SIGMA/W		199
ANNEXE B ÉTUDE DE SENSIBILITÉ DU MAILLAGE.....		216
ANNEXE C CALIBRATION DU MODÈLE NUMÉRIQUES SIGMA/W		220
ANNEXE D SIMULATIONS NUMÉRIQUES ADDITIONELLES.....		227
ANNEXE E ANALYSE DES ERREURS DES CAPTEURS.....		231
ANNEXE F COMPARAISON ADDITIONELLE ENTRE SIGMA/W ET FLAC2D		232

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 2.1 Application des remblais hydrauliques dans différentes méthodes de minage (Grice, 2005).....	13
Tableau 2.2 Les valeurs de K_i et α_i pour les différentes conditions du remblai	33
Tableau 2.3 Définition du coefficient de réaction du remblai non cohésif K_i et de l'angle d'état du remblai α_i ($i=1,2$) (Li et Aubertin, 2009b)	43
Table 3.1 Numerical simulations performed with FLAC2D (calculations made with $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$, $\mu = 0.2$, $E = 300 \text{ MPa}$, $c = 0 \text{ kPa}$ and $\psi = 0^\circ$)	84
Table 4.1 Characteristics of the numerical simulations with the various parameters used (with $\gamma_{\text{sat}} = 20 \text{ kN/m}^3$, μ defined by Eq. (1) and $H = 30 \text{ m}$; V (m/h), average filling rate; n_d , number of draining holes; L_d (m), position of the barricade; Var, variable)	103
Table 5.1 The physical properties of the tested slurried backfill.	136
Table 5.2 Testing program of column backfilling.....	138
Tableau B.1 Les différentes dimensions du maillage utilisées pour l'étude de sensibilité du maillage.	217
Tableau C.1 Simulations réalisées et les cas correspondants.....	221

LISTE DES FIGURES

Figure 2.1 Les granulométries des résidus miniers avant et après le cyclonage (tirée de Grice, 2005).....	8
Figure 2.2 Séries d’hydrocyclones (tirée de Potvin et al., 2005)	9
Figure 2.3 Variation du pourcentage des solides P_m en fonction de la densité relative des grains solides (G_s) (tirée de Grice, 2005).....	9
Figure 2.4 Un filtre à disque (tirée de Potvin et al., 2005).....	10
Figure 2.5 Réservoirs pour stocker du remblai hydraulique (tirée de Potvin et al., 2005)	10
Figure 2.6 Un chantier remblayé d’un remblai hydraulique (tirée de Rankine et al., 2004)	11
Figure 2.7 La conductivité hydraulique des remblais hydrauliques en fonction de la taille des particules D_{10} (tirée de Rankine et al., 2006)	12
Figure 2.8 Schéma d’un chantier remblayé (remblai cimenté en pâte) (tirée de Belem et al., 2004)	16
Figure 2.9 Évolution de la conductivité hydraulique en fonction du temps de cure pour deux types de remblai en pâte (cimenté et non cimenté) (tirée de Yilmaz, 2010)	17
Figure 2.10 Évolution du USC en fonction de la teneur en particules fines dans le RPC avec 4,5% du ciment (tirée de Fall et al., 2004)	18
Figure 2.11 Évolution de la résistance mécanique (UCS) des différents remblais pour les trois résidus étudiés (LRD, LVT et HML) pour chaque type de liant en fonction du temps de cure (tirée de Benzaazoua et al., 2000)	19
Figure 2.12 L’élément différentiel utilisé dans la théorie de Marston et Anderson (1913); (tirée de McCarthy, 1988)	22
Figure 2.13 Schéma d’un chantier incliné (tirée de Ting et al., 2011).....	25
Figure 2.14 Schéma d’un chantier incliné avec une tranche élémentaire courbée (tirée de Singh et al., 2011).....	26
Figure 2.15 Schéma d’un chantier incliné (tirée de Ting et al., 2014).....	28

Figure 2.16 Forces qui agissent sur un élément différentiel en 3D dans un chantier remblayé (tirée de Winch, 1999)	30
Figure 2.17 Les forces et les résistances qui agissent sur un élément plan différentiel en 3D dans un chantier remblayé (tirée de Li et al., 2005)	32
Figure 2.18 Schéma d'un chantier remblayé partiellement submergé d'eau (tirée de Li et et Aubertin, 2009c).....	36
Figure 2.19 L'effet de la valeur du paramètre de courbure α sur la distribution des contraintes verticales et horizontales dans le chantier remblayé : (a) le long de la ligne verticale centrale; (b) le long des murs (tirée de Li et Aubertin, 2008).....	38
Figure 2.20 Distribution des contraintes verticales estimées par l'équation 2.72 et par des simulations numériques le long des murs (a) et à travers la mi-largeur (b) du chantier remblayé (tirée de Li et Aubertin, 2008).....	39
Figure 2.21 Schéma d'un chantier remblayé vertical avec le niveau de la nappe phréatique locale et les différentes forces qui agissent sur l'élément différentiel (tirée de Li et Aubertin, 2010).	39
Figure 2.22 L'influence l'angle de friction interne de remblai sur la contrainte effective le long de la profondeur (a) et de la largeur du chantier (b) ainsi que l'influence de la largeur du chantier sur la contrainte effective le long de la profondeur (c) et de la largeur du chantier (d), calculées à partir de l'équation 2.80 (tirée de Li et Aubertin, 2010)	41
Figure 2.23 Les forces et les résistances qui agissent sur un élément différentiel en 3D dans un chantier remblayé partiellement saturé (tirée de Li et Aubertin, 2009b)	42
Figure 2.24 Schéma d'un chantier remblayé avec une galerie et une barricade : (a) un aperçu 3D; (b) vue en coupe transversale le long du plan symétrique avec un élément d'une couche isolée (tirée de Li et Aubertin, 2009e).....	45
Figure 2.25: La géométrie et les propriétés des matériaux du chantier remblayé (tirée de Li et al., 2003).....	47
Figure 2.26 Résultats numériques effectués avec FLAC2D de la distribution des contraintes verticale (a) et horizontale (b) dans un chantier remblayé (tirée de Li et al., 2003)	48

Figure 2.27 Variation de la contrainte verticale et horizontale en fonction de la profondeur à la ligne centrale du chantier (tirée de Li et al., 2003)	48
Figure 2.28 Variation de la contrainte verticale en fonction de la profondeur à la ligne verticale centrale du chantier avec et sans éléments d'interface (tirée de Pirapakaran, 2008).	49
Figure 2.29 Géométries du chantier et propriétés géotechniques du modèle utilisé dans les modélisations numériques de Li et al., (2003)	50
Figure 2.30 Comparaison entre les contraintes horizontales σ_{xx} (a) verticales σ_{yy} (b), obtenues avec la solution analytique de Marston (1930) et avec les modélisations numériques le long de la ligne centrale du chantier incliné (tirée de Li et al., 2003).	50
Figure 2.31 Résultats numériques des distributions des contraintes horizontales (a) et verticales (b) et des angles (c) des contraintes principales mineures avec l'axe horizontal dans un chantier incliné ($\alpha = 80^\circ$ par rapport à l'horizontale) (tirée de Li et Aubertin, 2009a)	51
Figure 2.32 Variation des contraintes verticales et horizontales le long (a) de la largeur du chantier à la mi- profondeur, (b) de la ligne verticale centrale, (c) de l'éponte supérieure et (d) de l'éponte inférieure pour l'angle d'inclinaison du chantier variant entre 90° et 60° (tirée de Li et Aubertin, 2009a).	52
Figure 2.33 Variation des contraintes verticales et horizontales le long de la LVC (a) et proche des épontes supérieure (b) et inférieure (c) obtenues avec FLAC2D pour différentes valeurs de l'angle de friction interne du remblai (tirée de Li et Aubertin, 2009a)	53
Figure 2.34 Variation des contraintes verticales le long de la ligne centrale du chantier remblayé vertical obtenu par des simulations numériques avec FLAC3D, pour différents rapports de longueur/largeur (tirée de Pirapakaran, 2008)	54
Figure 2.35 Contraintes verticales le long de la ligne centrale pour un chantier circulaire (C), carré (S) et étroit (N) avec différentes valeurs de l'angle de friction interne (ϕ) (tirée de Pirapakaran, 2008).	54
Figure 2.36 La géométrie du modèle de référence du chantier et les propriétés de la masse rocheuse et du remblai utilisés dans cette étude (a) et les conditions aux frontières du modèle (b). (tirée de Li et Aubertin, 2009c)	55

Figure 2.37 Comparaison entre les contraintes effectives et totales obtenues à l'aide de la solution analytique où le remblai est submergé (tirée de Li et Aubertin, 2009 c)	56
Figure 2.38 Remblayage avec présence d'eau (cas <i>N</i>) : (a) les contraintes totales verticales et horizontales et (b) les contraintes effectives verticales et horizontales pendant <i>EOF</i> , <i>EOC</i> et <i>EOD</i> (tirée de Fahey et al., 2009).....	57
Figure 2.39 La pression interstitielle en excès le long de la ligne verticale qui est distancée de 2 m de la ligne centrale verticale à la fin du remblayage (après 1,1 jour) pour différentes valeurs de k_{sat} (tirée de Fahey et al., 2009)	58
Figure 2.40 a) Distribution des contraintes effectives verticales et horizontales le long de la ligne verticale centrale, obtenue à partir des simulations numériques et des solutions analytiques; b) contraintes de cisaillement le long de la ligne verticale centrale et proche des murs à partir des simulations numériques (tirée de El Mkadmi, 2012).....	58
Figure 2.41 Les contraintes effectives verticales le long de la ligne centrale pour les différentes largeurs du chantier (tirée de El Mkadmi, 2012)	59
Figure 2.42 L'évolution des contraintes totales verticales (a) et des pressions interstitielles (b) le long de la ligne centrale verticale (tirée de El Mkadmi et al., 2014)	59
Figure 2.43 a) Évolution des contraintes effectives verticales le long de la LVC dans le cas <i>B</i> ; b) comparaison des contraintes verticales effectives entre le cas <i>B</i> , le cas <i>A₀</i> , la solution analytique (Li et Aubertin, 2009c) et la solution selon le poids des terres le long de la LVC (tirée de El Mkadmi et al., 2014)	60
Figure 2.44 Évolution des contraintes totales verticales (a) et horizontales (b) le long de la ligne verticale centrale à des séquences de remplissage différentes (tirée de El Mkadmi et al., 2014)	61
Figure 2.45 a) Évolution des contraintes effectives verticales, b) des contraintes totales verticales à différents temps (à la fin de chaque étape de simulation) pour le cas d'un remblai cimenté, avec une vitesse de remplissage de 5 m aux 5 jours, c) Évolution des contraintes totales verticales à différents endroits durant le remplissage (tirée de El Mkadmi et al., 2014).....	62

Figure 2.46 Emplacement des capteurs de pression totale TPCs (a), évolution des contraintes longitudinales et transversales dans la cage 1 (b), sur la barricade (c), dans la cage 2 (d) (tirée de Belem et al., 2004).....	65
Figure 2.47 Les évolutions des contraintes totales et des pressions interstitielles : a) à court terme dans la galerie; b) à long terme dans le chantier et près de la barricade (Grabinsky et al., 2011)	65
Figure 2.48 Évolution de la pression verticale totale; la pression interstitielle, et le poids des terres à la base du chantier (KB) (tirée de Helinski et al., 2010)	66
Figure 2.49 Emplacement des capteurs TEPC dans un chantier (a), l'évolution des contraintes totales, des pressions interstitielles et des températures sur la barricade (b), dans la cage 1 (c) et dans la cage 2 (d) (tirée de Thompson et al., 2011)	67
Figure 2.50 Contrainte totale, pression interstitielle et température, mesurées sur la barricade : a) chantier 685; b) chantier 715 (tirée de Thompson et al., 2012)	68
Figure 2.51 L'évolution de la pression interstitielle et des contraintes totales horizontales dans les cages 3 et 5 dans les deux axes (N et E) et de la température du remblai (tirée de Thompson et al., 2014a)	69
Figure 2.52 Pression totale (TP), pression interstitielle (PP) et température (Temp) mesurées à la barricade dans le chantier (9560-150-31) de la mine Williams (tirée de Thompson et al., 2017)	70
Figure 3.1 An arc diagram for the stress in a vertical backfilled opening (adapted from Harrop-Williams 1989).....	75
Figure 3.2 A vertical backfilled stope with a circular arc layer element and the principal stresses (modified from Singh et al., 2011).....	76
Figure 3.3 A continuous compression arc element diagram with the corresponding forces	77
Figure 3.4 Variation of the correction factor ξ_x as a function of (x/B) for different friction angles ϕ and different stope height H , (a) $2B = 3$ m and $H = 45$ m.; (b) $2B = 18$ m and $H = 45$ m	81
Figure 3.5 Illustration of the various solutions, based on the e horizontal and vertical normal stresses along the VCL ($x = 0$ m) of a stope having a fill height of $H = 45$ m and across the	

stope width at a depth $y = 33.7$ m, obtained by the proposed solution (Eqs. 3.34 to 3.41) and other analytical solutions, and also those given by numerical simulations (a) for $2B = 3$ m with $\phi = 40^\circ$; (b) for $2B = 6$ m with $\phi = 30^\circ$ 82

Figure 3.6 Physical and numerical models used for the additional simulation conducted to test the proposed solution, (a) Physical model (adapted from Li et al., 2003); (b) Numerical model83

Figure 3.7 Iso-contours of the major and minor principal stresses (negative in compression) in the backfilled stope provide by the simulation with FLAC2D for Case 1 (see details in Table 3.1), (a) Major principal stresses; (b) Minor principal stresses84

Figure 3.8 Illustration of the various solutions, based on the horizontal and vertical normal stresses (a) along the VCL and (b) across the width at $y = 33.7$ m, obtained by the proposed solution (Eqs. 3.34 to 3.41), and other analytical solutions, and also those given by numerical simulations for Case 1 ($\phi = 35^\circ$, $2B = 4.5$ m, $H = 45$ m), Table 3.185

Figure 3.9 Variation of the horizontal to vertical normal stress ratio $K (= \sigma_h / \sigma_v)$ across the half-width of a stope at (a) a depth of $y = 22.5$ m and (b) another depth of $y = 33.7$ m, obtained by the proposed solution (Eq. 39) and numerical simulations for Case 1 ($\phi = 35^\circ$, $2B = 4.5$ m, $H = 45$ m), Table 3.1, (a) $y = 22.5$ m; (b) $y = 33.7$ m.....86

Figure 3.10 Illustration of the various solutions, based on the horizontal and vertical normal stresses (a) along the VCL and (b) across the width of the stope at a depth of $y = 33.7$ m, obtained by the proposed solution (Eqs. 3.34 to 3.41) and other analytical solutions, and also those given by numerical simulations for Case 2 ($\phi = 25^\circ$, $2B = 4.5$ m, $H = 45$ m), Table 3.187

Figure 3.11 Illustration of the various solutions, based on the horizontal and vertical normal stresses and along the VCL (left graphs) and across the width of the stope at a depth of $y = 33.7$ m, obtained by the proposed solution (Eqs. 3.34 to 3.41) and other analytical solutions, and also those given by numerical simulations: (a) for Case 3 ($\phi = 38^\circ$, $2B = 15$ m and $H = 45$ m), Table 3.1; (b) for Case 4 ($\phi = 33^\circ$, $2B = 10$ m and $H = 45$ m), Table 3.1.....88

Figure 3.12 Illustration of the various solutions, based on the horizontal and vertical normal stresses along the VCL (left graphs) and across the width of the stope at a given depth, obtained by the proposed solution (Eqs. 3.34 to 3.41) and other analytical solutions, and also

those given by numerical simulations: (a) for Case 5 ($\phi = 37^\circ$, $2B = 8$ m and $H = 80$ m), Table 3.1; (b) for Case 6 ($\phi = 32^\circ$, $2B = 8$ m and $H = 20$ m), Table 3.1	89
Figure 4.1 (a) A typical vertical backfilled stope with a drift and a barricade; (b) numerical model of the backfilled stope; (c) mesh zones near the base of the stope.....	101
Figure 4.2 Hydraulic properties applied to the unsaturated backfill and interface elements: (a) water retention curve of the backfill; (b) hydraulic conductivity function for the backfill in the stop and in the drift; (c) K-Modifier function which is applied on the k function following backfill consolidation	102
Figure 4.3 Young's modulus of the backfill in the thin vertical elements along the walls adjusted as a function the vertical effective stress.....	104
Figure 4.4 Evolution of the (a) horizontal (σ_h) and (b) vertical (σ_v) total stresses and (c) the PWP (u_w) along the vertical profile (VP) during filling of the stope with 150 layers of backfill (reference case, see details in Table 4.1, Case 0).....	106
Figure 4.5 Evolution of the (a) horizontal (σ_h) and (b) vertical (σ_v) total stresses and (c) the PWP (u_w), along the vertical profile VP after the addition of the 150 th (last) layer of backfill in the stope for the reference case (see the details in Table 4.1, Case 0)	107
Figure 4.6 Evolution of the (a) horizontal (σ_h) and (b) vertical (σ_v) total stresses and (c) PWP (u_w) along horizontal profile HP1 at mid-height of the stope after addition of the last (150 th) backfill layer for the reference case (see the details in Table 4.1, Case 0)	108
Figure 4.7 Evolution of the (a) horizontal (σ_h) and (b) vertical (σ_v) total stresses and (c) the PWP (u_w), after addition of the 150 th (last) backfill layer along horizontal profile HP2 at mid-height of the drift for the reference case (see the details in Table 4.1, Case 0)	109
Figure 4.8 Evolution of the (a) horizontal (σ_h) and (b) vertical (σ_v) total stresses and (c) PWP (u_w) along the height of the barricade after the end of stope filling operation for the reference case (see the details in Table 4.1, Case 0).....	110
Figure 4.9 Evolution of the (a) σ_h and (b) u_w on the barricade at mid-height of the drift for three different stope widths (see the details in Table 4.1, Case 1).....	111

Figure 4.10 Evolution of the (a) horizontal total stress σ_h and (b) PWP u_w at mid-height of the barricade for four different hydraulic conductivities of backfill (see the details in Table 4.1, Case 2).....	113
Figure 4.11 Evolution of the (a) horizontal total stress σ_h and (b) PWP u_w at mid-height of the barricade for five different values of the backfill frictional angle (see the details in Table 4.1, Case 5).....	114
Figure 4.12 Evolution of the (a) horizontal total stress σ_h and (b) PWP u_w at mid-height of the barricade for three different values of the backfill modulus (see the details in Table 4.1, Case 7).....	115
Figure 4.13 Evolution of the (a) horizontal total stress σ_h and (b) PWP u_w at mid-height of the barricade for five different values of filling rate (see the details in Table 4.1, Case 3).....	116
Figure 4.14 Evolution of the (a) horizontal total stress σ_h and (b) PWP u_w at mid-height of the barricade for four different numbers of draining holes through the barricade (see the details in Table 4.1, Case 4).....	117
Figure 4.15 Evolution of the (a) horizontal total stress σ_h and (b) PWP u_w at mid-height of the barricade, from the start of stope filling when the barricade is positioned in the drift at different distances from the stope entrance (see the details in Table 4.1, Case 6)	118
Figure 4.16 Evolution of the PWP and vertical total stress on top surface of the backfill, obtained by the numerical modeling with and without (this study) fictive elements above the top surface of the backfill	119
Figure 5.1 Grain size distribution of the tested tailings (taken from Boudrias 2018).....	135
Figure 5.2 A schematic (a) and photographical (b) presentation of the test instrumentation: (1) column; (2) amplifier; (3) miniature stress sensors; (4) data acquisition system; (5) pump; (6) multimeter; (7) tailings bucket; (8) power supply.....	137
Figure 5.3 Calibration curves of stress (a) and PWP (b) sensors.	137
Figure 5.4 Evolution of the PWP, vertical and horizontal total stresses during and after the deposition of the slurried backfill of 68% solids by mass when the filing rates are 0.18 (a, Case 0), 0.83 (b, Case 1) and 0.11 m/h (c, Case 2), respectively.....	139

Figure 5.5 Evolution of the PWP (a), horizontal total stresses near the wall (b) and the center (c), and vertical total stress near the center (d) of the column when the solid content is 68% and the filling rates are 0.18 (Case 0), 0.83 (Case 1), and 0.11 m/h (Case 2), respectively.	141
Figure 5.6 Evolution of the PWP (a), horizontal total stresses near the wall (b) and the center (c), and vertical total stress near the center (d) of the column when the solid content is increased to 72.5% while the filling rates are 0.23 m/h (Case 4) and 0.17 m/h (Case 5), respectively.	142
Figure 5.7 Evolution of the PWP, vertical and horizontal total stresses when the solid content is reduced to 62.5% (Case 3) with a filling rate of 0.19 m/h.	143
Figure 5.8 Evolution of the PWP (a), horizontal total stresses near the wall (b) and the center (c), and vertical total stress near the center (d) of the column when the filling rates were tried to be maintained around 0.18 m/h and the solid contents are 68 (Case 0 with a filling rate of 0.18 m/h) and 62.5% (Case 3 with a filling rate of 0.19 m/h), respectively.	144
Figure 5.9 Evolution of the backfill-water interface elevations after the end of slurry deposition: (a) when the solid content is 68% while the filling rates are 0.18 (Case 0), 0.83 (Case 1) and 0.11 m/h (Case 2), respectively; (b) when the filling rate was tried to be kept constant around a value of 0.18 m/h while the solid contents are 68 (Case 0 with a filling rate of 0.18 m/h), 62.5 (Case 3 with a filling rate of 0.19 m/h) and 72.5% (Case 4 with a filling rate of 0.23 m/h), respectively.....	146
Figure 5.10 Variation of the void ratio and coefficient of consolidation c_v as a function of effective stresses, obtained by neglecting the arching effect (a and b) or based on the measured vertical total stresses (c and d) after the end of slurry deposition for Cases 0, 1 and 2, respectively.	149
Figure 5.11 Accumulation of denser backfill on the cages and top face of the vertical stress sensor near the center of the column.	151
Figure A.1 Modèle physique d'une ouverture circulaire soumise à une pression externe hydrostatique et une pression interne (tirée de Li et Aubertin, 2009).....	200

Figure A.2 Modèles, conditions aux frontières du modèle avec SIGMA/W a) le modèle père, b) le modèle fils et c) la fonction qui permet de conserver l'état des contraintes sans les déformations.....	202
Figure A.3 Modèle utilisé pour étudier l'effet du domaine.....	203
Figure A.4 Variation du déplacement horizontal et contrainte horizontale en fonction de la taille du domaine au point A	204
Figure A.5 Variation du déplacement horizontal et contrainte horizontale en fonction du maillage au point A	204
Figure A.6 Variation du déplacement horizontal et contrainte horizontale en fonction du nombre de division de l'excavation au point A.....	205
Figure A.7 Comparaison entre la variation de la contrainte radiale et tangentielle pour $\theta = 0^\circ$, obtenues analytiquement et numériquement	206
Figure A.8 Comparaison entre la variation de la contrainte radiale et tangentielle pour $\theta = 30^\circ$, obtenues analytiquement et numériquement	207
Figure A.9 Comparaison entre la variation de la contrainte radiale et tangentielle pour $\theta = 45^\circ$, obtenues analytiquement et numériquement	207
Figure A.10 Comparaison entre la variation de la contrainte radiale et tangentielle pour $\theta = 60^\circ$, obtenues analytiquement et numériquement	208
Figure A.11 Comparaison entre la variation de la contrainte radiale et tangentielle pour $\theta = 90^\circ$, obtenues analytiquement et numériquement	208
Figure A.12 Comparaison entre la variation du déplacement horizontal et vertical pour $\theta = 0^\circ$, obtenus analytiquement et numériquement.....	209
Figure A.13 Comparaison entre la variation du déplacement horizontal et vertical pour $\theta = 30^\circ$, obtenus analytiquement et numériquement.....	209
Figure A.14 Comparaison entre la variation du déplacement horizontal et vertical pour $\theta = 45^\circ$, obtenus analytiquement et numériquement.....	210

Figure A.15 Comparaison entre la variation du déplacement horizontal et vertical pour $\theta = 60^\circ$, obtenus analytiquement et numériquement.....	210
Figure A.16 Comparaison entre la variation du déplacement horizontal et vertical pour $\theta = 90^\circ$, obtenus analytiquement et numériquement.....	211
Figure A.17 Comparaison entre la variation de la contrainte radiale et tangentielle obtenues analytiquement et numériquement le long d'un profil horizontal ($\sigma_0 = 800$ kPa; $\sigma_1 = 100$ kPa; $\phi = 30$; $\psi = 30$)	212
Figure A.18 Comparaison entre la variation du déplacement radial obtenu analytiquement et numériquement le long d'un profil horizontal ($\sigma_0 = 800$ kPa; $\sigma_1 = 100$ kPa; $\phi = 30$; $\psi = 30$)	213
Figure A.19 Comparaison entre la variation de la contrainte radiale et tangentielle obtenues analytiquement et numériquement le long de la ligne horizontale ($\sigma_0 = 30000$ kPa; $\sigma_1 = 0$ kPa; $\phi = 30$; $\psi = 30$)	213
Figure A.20 Comparaison entre la variation du déplacement radial obtenu analytiquement et numériquement le long d'un profil horizontal ($\sigma_0 = 30000$ kPa; $\sigma_1 = 0$ kPa; $\phi = 30$; $\psi = 30$)	214
Figure A.21 Comparaison entre la variation de la contrainte radiale et tangentielle obtenues analytiquement et numériquement le long de la ligne horizontale ($\sigma_0 = 30000$ kPa; $\sigma_1 = 0$ kPa; $\phi = 30$; $\psi = 0$)	214
Figure A.22 Comparaison entre la variation du déplacement radial obtenu analytiquement et numériquement le long d'un profil horizontal ($\sigma_0 = 30000$ kPa; $\sigma_1 = 0$ kPa; $\phi = 30$; $\psi = 0$)	215
Figure B.1 Schéma des différentes zones de maillage utilisées pour l'étude de sensibilité	216
Figure B.2 Variation de la pression interstitielle en fonction du nombre l'élément du modèle après la déposition de la 25 ^{ème} couche (5 m de remblai)	217
Figure B.3 Variation de la pression interstitielle en fonction du nombre des divisions dans la galerie après la déposition de la 25 ^{ème} couche (5 m de remblai)	218
Figure B.4 Variation de la pression interstitielle en fonction du nombre des divisions sur la barricade après la déposition de la 25 ^{ème} couche (5 m de remblai)	218

Figure B.5 Variation de la pression interstitielle en fonction de la taille du maillage après la déposition de la 25 ^{ème} couche (5 m de remblai)	219
Figure C.1 Modèles typiques d'un chantier minier avec les conditions aux frontières imposées réalisés avec (a) FLAC2D, (b) SIGMA/W sans la masse rocheuse et avec l'interface et (c) schéma d'un chantier minier avec les propriétés géotechniques utilisées.	221
Figure C.2 Variation des contraintes verticales et horizontales obtenues numériquement (FLAC2D et Sigma/W) le long de la ligne centrale du chantier minier pour différentes largeurs du chantier B. cas 1 (voir le tableau C.1)	222
Figure C.3 Variation des contraintes verticales et horizontales obtenues numériquement (FLAC2D et Sigma/W) le long de la ligne centrale du chantier minier pour différent angle de friction du remblai ϕ cas 2 (voir le tableau C.1)	222
Figure C.4 Comparaison entre la variation des contraintes verticales et horizontales obtenues par SIGMA et FLAC 2D le long de la ligne centrale d'un chantier remblayé avec différentes valeurs du coefficient de Poisson du remblai (a) $\mu = 0,2$ (b) $\mu = 0,25$ (c) $\mu = 0,3$ et (d) $\mu = 0,333$, cas 3 (voir le tableau C.1).....	223
Figure C.5 Comparaison entre la variation des contraintes verticales et horizontales obtenues par SIGMA et FLAC 2D le long de la ligne centrale d'un chantier remblayé avec différentes valeurs du coefficient de Poisson du remblai (a) $\mu = 0,2$, (b) $\mu = 0,25$, (c) $\mu = 0,3$ et (d) $\mu = 0,333$, cas 4 (voir le tableau C.1).....	224
Figure C.6 Comparaison entre la variation des contraintes verticales et horizontales obtenues par SIGMA et FLAC 2D le long de la ligne centrale d'un chantier remblayé avec différentes valeurs de l'angle de dilatance du remblai (a) $\psi = 5^\circ$, (b) $\psi = 10^\circ$, (c) $\psi = 15^\circ$ et (d) $\psi = 20^\circ$, cas 5 (voir le tableau C.1).....	225
Figure C.7 Comparaison entre la variation des contraintes verticales et horizontales obtenues par SIGMA et FLAC 2D le long de la ligne centrale d'un chantier remblayé avec différentes valeurs de module de Young (a) $E = 3$ MPa, (b) $E = 30$ MPa et (c) $E = 300$ MPa, cas 6 (voir le tableau C.1)	226
Figure D.1 La plasticité dans le modèle a) à la fin de remplissage b) à 40 jours de la fin de remplissage.....	227

Figure D.2 La variation de la déformation au cisaillement en fonction de la contrainte moyenne au point C et D (voir la figure D.1).....	228
Figure D.3 La variation de la contrainte déviatorique en fonction de la déformation verticale au point C (voir la figure D.1) pour une période de 40 jours après l'arrêt du remplissage	228
Figure D.4 Le cheminement des contraintes au point C (voir la figure D.1).....	229
Figure D.5 La variation de la conductivité hydraulique et du coefficient de consolidation en fonction du temps au point A et B (voir la figure D.1)	230
Figure E.1 L'effet de l'erreur du capteur vertical sur la distribution des contraintes totales verticales pour le cas 0 et 5 (voir tableau 5.2)	231
Figure F.1 Modèle utilisé pour étudier l'effet du pourcentage de la tolérance	233
Figure F.2 Variation de la contrainte verticale en fonction de la taille du maillage au point A (2,15, 9).....	234
Figure F.3 Variation de la contrainte verticale en fonction du pourcentage de la tolérance (précision) au point B (2,25, 9)	234
Figure F.4 Variation de la contrainte verticale et horizontale en fonction du pourcentage de la tolérance (précision) à la ligne centrale du chantier.....	235

LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS

a	Paramètre qui contrôlent la courbure de la distribution des contraintes, utilisé à l'équation 2.75
a_v	Coefficient de compressibilité [$M^{-1}LT^2$]
B	Demi-largeur de la tranchée, du silo ou du chantier remblayé [L]
b	Paramètres qui contrôlent la courbure de la distribution des contraintes [-]
c'	Cohésion [$ML^{-1}T^{-2}$]
C	Constante qui varie entre [0,03 à 0,05]
c_0	Constante adimensionnelle [-]
c_{app}	Cohésion apparente [$ML^{-1}T^{-2}$]
C_c	Indice de compression
c_h	Coefficient de consolidation horizontale [L^2T^{-1}]
c_m	Cohésion du remblai dans la zone mouillée ($h > H_m$) [$ML^{-1}T^{-2}$]
C_r	Indice de gonflement (ou de recompression)
c_{sat}	Cohésion du remblai dans la zone saturée ($h \leq H_m$) [$ML^{-1}T^{-2}$]
C_u	Coefficient d'uniformité = D_{60}/D_{10}
c_v	Coefficient de consolidation [L^2T^{-1}]
D_{10}	Diamètre des grains correspondant à 10% de passant sur la courbe granulométrique [L]
D_{60}	Diamètre des grains correspondant à 60% de passant sur la courbe granulométrique [L]
D	Facteur de distribution [-]
D_r (ou G_s)	Densité (relative) des grains solides [-]
DMA	Drainage minier acide [-]
E	Module de Young [$ML^{-1}T^{-2}$]
e	Indice des vides

H	Hauteur du chantier [L]
H_b	Épaisseur totale du remblai [L]
$ÉP-MC$	Modèle élastoplastique Mohr-Coulomb
G	Module de rigidité au cisaillement [$ML^{-1}T^{-2}$]
H_w	Épaisseur du remblai saturé au-dessous de la nappe phréatique [L]
k_{sat}	Conductivité hydraulique saturée [LT^{-1}]
K	Coefficient de pression des terres
K_a	Coefficient de pression des terres à l'état actif
K_0	Coefficient de pression des terres au repos
K_p	Coefficient de pression des terres à l'état passif
K_s	Coefficient de pression des terres du remblai saturé
L	Largeur de la tranchée ou du chantier [L]
m	Paramètre qui représente l'influence de la tortuosité [-]
M_s	Masse du solide [M]
M_T	Masse total du remblai [M]
M_w	Masse de l'eau [M]
n	Porosité [%]
N_1	Force normale agissante le long l'éponte supérieure [ML^{-1}]
N_2	Force normale agissante sur l'éponte inférieure [ML^{-1}]
P_i	Pression interne dans le cylindre [$ML^{-1}T^{-2}$]
P_m	Pourcentage des solides (rapport en masse) [%]
P_v	Pourcentage des solides (rapport en volume) [%]
P_0	Contrainte initiale [$ML^{-1}T^{-2}$]
r	Distance horizontale du point de mesure par rapport au mur suspendu [L]

R_0	Rayon entre la zone plastique et la zone élastique [L]
q	Surcharge [$ML^{-1}T^{-2}$]
S_1	Force de cisaillement agissant le long l'éponte supérieure [ML^{-1}]
S_2	Force de cisaillement agissant le long de l'éponte inférieure [ML^{-1}]
u_w	Pression interstitielle [$ML^{-1}T^{-2}$]
USC	Résistance en compression uniaxiale
U	Composantes de déplacement dans les directions r
V	Composantes de déplacement dans les directions θ
w	Teneur en eau [%]
x	Distance à partir de l'axe de symétrie du chantier [L]
z	Profondeur de l'élément différentiel [L]
γ_{sat}	Poids volumique du remblai dans la zone saturée ($h \leq H_m$) [$ML^{-2}T^{-2}$]
γ_m	Poids unitaire du remblai dans la zone mouillée ($h > H_m$) [$ML^{-2}T^{-2}$]
γ_{sub}	Poids unitaire submergé [$ML^{-2}T^{-2}$]
γ	Poids volumique (ou unitaire) [$ML^{-2}T^{-2}$]
γ_w	Poids volumique de l'eau [$ML^{-2}T^{-2}$]
σ_1	Contrainte principale majeure [$ML^{-1}T^{-2}$]
σ_3	Contrainte principale mineure [$ML^{-1}T^{-2}$]
σ_{conf}	Pression de confinement [$ML^{-1}T^{-2}$]
σ'_v	Contrainte effective verticale [$ML^{-1}T^{-2}$]
σ'_h	Contrainte effective horizontale [$ML^{-1}T^{-2}$]
σ_h	Contrainte totale horizontale [$ML^{-1}T^{-2}$]
σ_v	Contrainte totale verticale [$ML^{-1}T^{-2}$]
σ_r	Contrainte radiale [$ML^{-1}T^{-2}$]

σ_{re}	Contrainte radiale à l'interface élastique-plastique [ML ⁻¹ T ⁻²]
$\sigma_x^\infty, \sigma_y^\infty, \tau_{xy}^\infty$	Composantes du champ de contraintes à l'infini [ML ⁻¹ T ⁻²]
σ_θ	Contrainte tangentielle [ML ⁻¹ T ⁻²]
α	Inclinaison à l'éponte supérieure [°]
β	Inclinaison à l'éponte inférieure [°]
δ	Angle de friction de l'interface remblai-parois [°]
μ	Coefficient de Poisson
θ, z	Coordonnées cylindriques
μ_w	Viscosité dynamique [ML ⁻¹ T ⁻¹]
ρ_s	Masse volumique du solide [ML ⁻³]
ρ_w	Masse volumique de l'eau [ML ⁻³]
τ_{xy}	Contraintes de cisaillement dans le plan XY [ML ⁻¹ T ⁻²]
ϕ'	Angle de friction interne [°]
ϕ_r'	Angle de friction résiduelle [°]
ϕ_m'	Angle de friction du remblai dans la zone mouillée ($h > H_m$) [°]
ϕ_{sat}'	Angle de friction effectif du remblai dans la zone saturée ($h \leq H_m$) [°].
ψ	Angle de dilatance [°]

LISTE DES ANNEXES

Annexe A Validation du code Sigma/W	199
Annexe B Étude de sensibilité du maillage.....	216
Annexe C Calibration du modèle numériques Sigma/W	220
Annexe D Simulations numériques additionnelles	227
Annexe E Analyse des erreurs des capteurs.....	231
Annexe F Comparaison additionnelle entre Sigma/W et FLAC2D.....	232

CHAPITRE 1 INTRODUCTION

1.1 Mise en contexte et problématique

L'industrie minière génère une quantité considérable de rejets miniers, qui nécessite une bonne gestion d'entreposage. Le remblayage des chantiers miniers est une technique utilisée couramment dans l'industrie minière, principalement pour améliorer la stabilité du terrain, augmenter le taux de récupération des minéraux et réduire le taux de dilution de minerai (Hassani et Archibald 1998; manuel SME 2011; Potvin et al., 2005). De nos jours, cette technique est utilisée aussi pour réduire la quantité de rejets à déposer en surface, afin de réduire l'empreinte des opérations minières et d'améliorer la protection de l'environnement (Aubertin et al., 2002).

Le remblayage des chantiers miniers peut se faire à l'aide de plusieurs types de remblai, notamment le remblai en pâte (RP), qui est devenu très populaire dans l'industrie minière. C'est un matériau constitué de rejets de concentrateur tout venant, d'eau et d'un liant hydraulique. Il est composé d'une grande proportion de particules fines, qui rendent sa conductivité hydraulique faible. Il nécessite l'ajout d'une quantité assez importante d'eau afin de faciliter son transport de l'usine de remblai en surface aux chantiers souterrains. Avant le remblayage, des barricades sont construites dans les galeries d'accès en bas des chantiers pour retenir le RP.

La conception de ces barricades est importante pour maintenir une production sécuritaire dans les mines en souterrain. Un nombre important de ruptures de barricades a été rapporté dans les dernières décennies, plus particulièrement en Australie, en Turquie et au Canada (Grice 1998; Sivakugan et al., 2006a, 2006b; Helinski et Grice 2007; Revell et Sainsbury 2007; Yumlu et Guresci 2007; Grabinsky 2010; Thompson et al., 2012; Hughes 2014; Li 2019). Ces ruptures peuvent causer des dégâts matériels (endommagement des équipements, inondations des galeries et l'arrêt des opérations) et humains (blessures graves ou même des décès).

Il est nécessaire d'évaluer l'état des contraintes et des pressions dans un chantier remblayé et sur les barricades afin de concevoir des barricades plus fiables et plus économiques, assurer un espace de travail plus sécuritaire pour les travailleurs œuvrant sous terre et d'optimiser le remblayage des chantiers. Ceci exige une bonne évaluation du comportement hydrogéotechnique du remblai placé dans un chantier.

Une estimation réaliste de l'état des contraintes dans les chantiers remblayés consiste à tenir compte de deux processus qui se développent durant la mise en place du remblai dans un chantier remblayé, à savoir : le processus du drainage et de la consolidation sous l'effet du poids propre du remblai et le processus du développement de l'effet d'arche.

Lorsque le remblai est déposé dans un chantier, les particules ont tendance à descendre sous leur propre poids, ce qui tend à diminuer le volume du remblai et expulser l'eau interstitielle. Mais comme la conductivité hydraulique du remblai en pâte est faible, l'eau interstitielle ne peut pas sortir instantanément. Une pression interstitielle en excès se génère, menant à des pressions et des contraintes totales élevées dans le chantier. Ce processus de génération et de dissipation de pressions interstitielles en excès est connu sous le phénomène de drainage et de consolidation sous le poids propre du remblai (e.g. Scott et al., 1986; Pedroni 2011; Li et al., 2013; El Mkadmi et al., 2014; Zheng et al., 2018a, 2018b, 2019).

Lorsque le remblai possède une certaine résistance au cisaillement, le mouvement descendant des particules et le tassement du remblai peuvent être freinés par des contraintes de cisaillement le long des interfaces entre le remblai et les parois rocheuses. Une partie de la charge due au poids des terres du remblai est transférée sur les épontes rocheuses, menant à une réduction des contraintes dans le remblai par rapport aux contraintes calculées selon la solution du poids des terres. Ce phénomène est appelé l'effet d'arche.

Au cours des dernières années, de nombreuses solutions analytiques ont été proposées pour évaluer les contraintes dans les ouvertures remblayées en tenant compte de l'effet d'arche (Aubertin et al., 2003; Li et al., 2003, 2005, 2007, 2010; Pirapakaran and Sivakugan 2007a; Ting et al., 2011, 2012; Jahanbakhshzadeh et al., 2018; Yan et al., 2019). La présence de la pression interstitielle en hydrostatique a également été considérée par Li et Aubertin (2009b, 2009c). Toutes ces solutions sont basées sur l'hypothèse que les contraintes horizontales et verticales sont des contraintes principales le long de la largeur du chantier remblayé, ce qui ne correspond pas aux résultats numériques. En revanche, ces derniers montrent que la distribution des contraintes principales suit une forme d'arc à travers la largeur du chantier. Une nouvelle solution est nécessaire en tenant compte de cet aspect pour évaluer les contraintes dans un chantier remblayé.

En plus des solutions analytiques proposées, des simulations numériques ont été menées pour évaluer les contraintes dans les chantiers remblayés (Li et al., 2010; Li et Aubertin 2009a; Falaknaz

et al., 2015; Newman 2018). Les effets du drainage et de la consolidation sur la distribution et l'évolution des pressions dans un chantier remblayé ont été analysés également (Gibson 1958; Fahey et al., 2010; Pedroni 2011; El Mkadmi et al., 2014; Li et al., 2013; Shahsavari et Grabinsky 2015; Zheng et al., 2018a, 2018b, 2019). Cependant, très peu d'études se sont portées sur l'évaluation des pressions et des contraintes sur les barricades (Li et Aubertin 2009d). Aucune étude n'a été menée pour comprendre l'influence du nombre de trous de drainage sur les pressions interstitielles et les contraintes totales dans le chantier remblayé et sur la barricade.

En plus des lacunes identifiées ci-dessus, on constate également certaine lacune dans les essais expérimentaux pour mesurer les pressions et les contraintes dans les chantiers remblayés. On voit la publication de quelques articles sur les mesures des pressions interstitielles et des contraintes totales dans des chantiers remblayés sur le terrain (Belem et al., 2004; Helinski et al., 2011; Thompson et al., 2012). Les résultats obtenus sont plus représentatifs des conditions du terrain. Mais leur interprétation est très difficile en raison de nombreux facteurs incertains ou inconnus. Pour mieux comprendre le comportement hydrogéotechnique des remblais placés dans un chantier, il est préférable de faire des essais au laboratoire. Or, tous les essais au laboratoire ont porté sur les mesures des contraintes dans une ouverture remblayée d'un remblai sec (Take et Valsangkar 2001; Pirapakaran et Sivakugan 2007a, 2007b; Ting et al., 2012; Li et al., 2014). Il n'existe pas d'essais au laboratoire portant sur les mesures simultanées des pressions interstitielles et des contraintes totales dans les chantiers remblayés.

1.2 Objectifs de la recherche

L'objectif principal de cette thèse est d'étudier le comportement hydrogéomécanique du remblai placé dans un chantier et d'évaluer la distribution des pressions et des contraintes dans les chantiers et sur les barricades afin d'assurer une conception de barricades plus économique et plus sécuritaire. L'objectif principal est atteint en répondant aux objectifs spécifiques (OS) suivants:

- OS 1. Évaluer l'état des contraintes dans un chantier remblayé vertical en tenant compte de l'effet d'arche et en considérant des éléments de couche en forme d'arc.
- OS 2. Analyser numériquement les contraintes et les pressions dans un chantier remblayé vertical et en particulier sur les barricades en considérant plusieurs paramètres d'influence, incluant le nombre des trous de drainage à travers les barricades.

OS 3. Évaluer expérimentalement la variation et l'évolution des pressions et des contraintes totales dans un chantier remblayé à l'aide un modèle physique au laboratoire.

1.3 Méthodologie

Les trois OS seront réalisés par des analyses théoriques, numériques et expérimentales. Les travaux suivants seront effectués pour atteindre l'OS 1 :

- Développer une solution analytique pour estimer les contraintes principales en tenant compte de leurs trajectoires circulaires à travers un chantier remblayé;
- Calibration de la solution analytique à partir des résultats numériques obtenus avec FLAC2D;
- Tester la capacité de prédiction de la solution analytique calibrée à partir des résultats numériques obtenus par des simulations numériques additionnelles avec FLAC2D.

Pour atteindre l'OS 2, la distribution et l'évolution des pressions interstitielles et des contraintes totales dans le chantier remblayé et sur les barricades pendant et après le remplissage du chantier seront évaluées à l'aide des modélisations numériques avec SIGMA/W. Des analyses sont effectuées sur l'effet des différents paramètres sur la distribution et l'évolution des pressions interstitielles et des contraintes totales sur la barricade, incluant le nombre des trous de drainage à travers la barricade.

L'OS 3 est atteint par la réalisation des travaux suivants à l'aide un modèle physique au laboratoire :

- Caractérisation des résidus miniers, qui sont utilisés pour la fabrication d'un remblai en pâte non cimenté de différents pourcentages de solides;
- Calibration des senseurs de pressions interstitielles et de contraintes totales;
- Mesures des pressions interstitielles et des contraintes totales en faisant varier le pourcentage du solide du remblai et la vitesse de remplissage.

1.4 Contributions

La réalisation du projet a mené à la publication ou à la soumission de trois articles de revue et deux articles de conférence:

- J.1 Jaouhar, E. M., Li, L., & Aubertin, M. (2018). An analytical solution for estimating the stresses in vertical backfilled stopes based on a circular arc distribution. *Geomechanics and Engineering, An International*. 15(3) : 889-898 (cet article est présenté au chapitre 3).
- J.2 Jaouhar, E. M., & Li, L. (2019). Effect of Drainage and Consolidation on the Pore Water Pressures and Total Stresses within Backfilled Stopes and on Barricades. *Advances in Civil Engineering*, Article ID 1802130, 19 pages (cet article est présenté au chapitre 4).
- J.3 Jaouhar, E. M., Zheng, J., & Li, L. (2019). An experimental investigation on the evolution of the pressures within the backfilled column. *Geomechanics and Engineering*. (soumis en novembre 2019; cet article est présenté au chapitre 5).
- C.1 Jaouhar, E. M., & Li, L. (2017). An analytical solution to assess the stresses in vertical backfilled stopes considering an arc layer element. *The 2017 World Congress on Advances in Structural Engineering and Mechanics (ASEM17)*, Seoul, South Korea.
- C.2 Jaouhar, E. M., & Li, L. (2017). An analysis of the stress distribution and evolution in backfilled stopes and on barricades. *The 2017 World Congress on Advances in Structural Engineering and Mechanics (ASEM17)*, Seoul, South Korea.

1.5 Organisation

La thèse contient 7 chapitres. Elle est organisée comme suit :

Le chapitre 1 donne une introduction générale sur la mise en contexte et la problématique de la thèse. L'objectif principal, la méthodologie, les contributions et l'organisation de la thèse sont également élucidés.

Le chapitre 2 présente une revue de littérature sur les différents types de remblais utilisés dans les mines. Les différentes méthodes existantes d'évaluation des pressions et des contraintes dans un chantier remblayé et sur les barricades sont présentées.

Le chapitre 3 (article 1) présente une nouvelle solution analytique pour évaluer les contraintes dans un chantier remblayé en considérant un élément de couche circulaire.

Le chapitre 4 (article 2) présente des analyses numériques sur les pressions et les contraintes totales développées dans le chantier remblayé et sur une barricade pendant et après le remblayage du

chantier. L'influence des propriétés hydrauliques du remblai, de la vitesse de remblayage et du nombre de trous de drainage a été prise en compte dans les études numériques.

Le chapitre 5 (article 3) présente la distribution et l'évolution des pressions et des contraintes totales dans une colonne remblayée d'un remblai en pâte non-cimenté. Les essais ont été réalisés en différentes vitesses et avec des remblais de différents pourcentages de solides. L'évolution des propriétés hydrogéotechniques des remblais a été également évaluée.

Le chapitre 6 présente une discussion générale sur les utilités et les limitations des résultats en lien avec la conception des barricades.

La thèse est complétée par le chapitre 7 où on voit les conclusions et des recommandations découlant de la réalisation du projet de la thèse.

La validation du code Sigma/W, l'analyse de sensibilité de maillage, la calibration du code Sigma/W contre FLAC2D et une comparaison additionnelle entre FLAC2D et SIGMA/W ont été montrées dans les annexes.

CHAPITRE 2 REVUE BIBLIOGRAPHIQUE

L'industrie minière produit de grandes quantités de rejets miniers qui nécessitent une bonne gestion pour éviter des problèmes sérieux en instabilités environnementale et géotechnique. Le remblayage des chantiers souterrains en utilisant une partie de rejets miniers comme des matériaux de remblai est devenu une pratique courante dans les mines modernes à travers le monde entier. C'est une solution économique et environnementale pour l'industrie minière (Aubertin et al., 2002; Benzaazoua et al., 2008; Darling, 2011).

Lorsqu'un remblai en pulpe est utilisé dans le remblayage des chantiers souterrains, il est nécessaire de construire des barricades à la base des chantiers pour retenir le remblai en place. Plusieurs cas de rupture de barricades enregistrés dans les mines montrent que les conséquences peuvent être graves et même mortelles (Grice, 1998, 2001; Helinsky et Grice, 2007; Revell et Sainsbury, 2007; Yumlu, 2007; Yumlu et Guresci, 2007; Sivakugan et al., 2013). Plus d'études sont nécessaires pour améliorer la conception des barricades et assurer la santé et la sécurité des travailleurs œuvrant à la proximité ou dans des chantiers de niveau plus bas.

Ce chapitre présente brièvement les différents types des remblais couramment utilisés dans les mines. Les différentes méthodes existantes d'évaluation des contraintes dans les chantiers remblayés sont présentées en détail.

2.1 Remblais miniers

2.1.1 Remblai hydraulique

L'utilisation du remblai hydraulique date de 1940 (Hustrulid et Bullock 2001). Cette technique a été la plus utilisée à travers le monde pendant plusieurs décennies, principalement en raison du faible coût pour sa préparation, son transport et sa mise en place (Farsangi, 1996; Grice, 2001). Le remblai hydraulique peut être cimenté ou non cimenté selon son usage (chantier primaire ou secondaire) et la résistance requise.

L'épaississement et la séparation des particules fines sont les principales opérations de préparations des remblais hydrauliques. Plusieurs études montrent que la taille des particules et la densité des résidus affectent considérablement la microstructure de ce type des remblais cimenté et la résistance mécanique (Aref et al., 1989; Benzaazoua et al., 2002; Kesimal et al., 2003; Fall et al.,

2005a, 2005b; Kermani, 2012). D'autres études ont montré que la taille des particules affecte la résistance au cisaillement, le tassement et la conductivité hydraulique du remblai (Benzaazoua et al., 2004; Godbout et al., 2004; Ouellet et al., 2007).

Un résidu minier contient typiquement 40 à 96% des particules fines (inférieures à 80 μm). La résistance et la conductivité hydraulique peuvent être améliorées par l'élimination des particules fines, dont la taille est inférieure à 10 μm (Grice, 2005). Pour ce faire, plusieurs méthodes peuvent être utilisées, incluant le séparateur Linex, la centrifuge, l'hydrocyclone. Cette dernière est la plus économique et la plus utilisée dans la pratique (Grice, 2005).

Le pourcentage des solides en masse P_m est défini comme le rapport entre la masse des solides et la masse totale du remblai hydraulique. À partir de ce paramètre, on peut obtenir le pourcentage des solides en volume P_v comme suit (Grice, 2005):

$$P_v = \frac{1}{1 + G_s \left(\frac{1 - P_m}{P_m} \right)} \quad (2.1)$$

Le pourcentage des solides en masse P_m peut varier entre 65 et 70 % pour un remblai hydraulique conventionnel, et entre 70 et 76 % pour un remblai hydraulique à densité élevée (Millette et al., 1995, 1998).

La figure 2.1 montre les critères en termes des courbes de granulométrie pour faire des remblais hydrauliques, qui peuvent contenir au maximum 10% des particules fines inférieures à 10 μm (Grice, 2005).

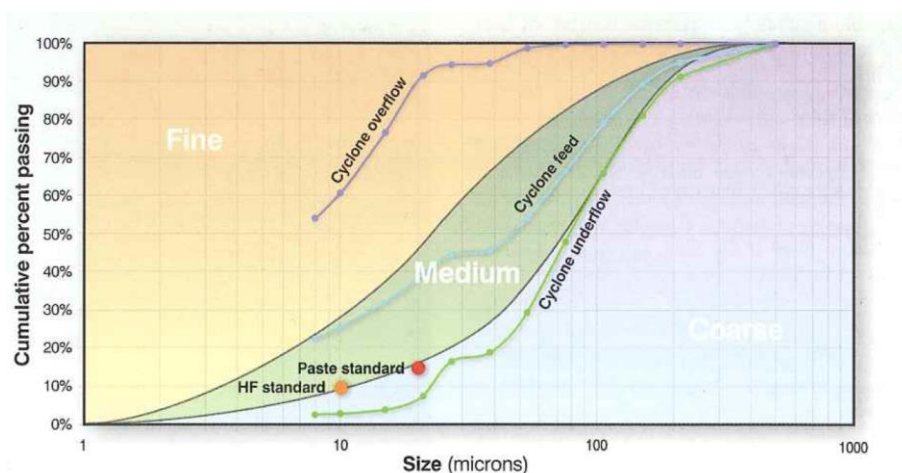


Figure 2.1 Les granulométries des résidus miniers avant et après le cyclonage (tirée de Grice, 2005)

L'épaississement des résidus miniers permet de réduire leur teneur en eau et d'augmenter le pourcentage des solides en volume (ou en masse). Après l'épaississement, ce pourcentage des solides en volume P_v peut varier entre 45 et 50%. Grice (1998) a proposé une valeur de P_v de 47,5% $\pm$ 2,5% afin de faciliter leur transport et leur drainage. Pour cela, plusieurs hydrocyclones sont utilisés pour augmenter la valeur du pourcentage des solides (voir figure 2.2). La figure 2.3 montre la densité des grains solides en fonction du pourcentage des solides en masse P_m , pour les trois limites P_v de 45%, de 47,5% et de 50% (Grice, 2004).



Figure 2.2 Série d'hydrocyclones (tirée de Potvin et al., 2005)

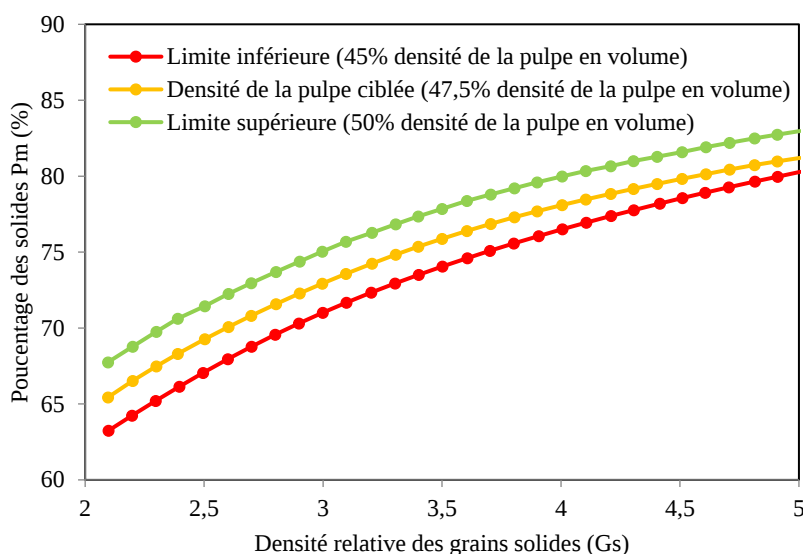


Figure 2.3 Variation du pourcentage des solides P_m en fonction de la densité relative des grains solides (G_s) (tirée de Grice, 2005)

Les filtres (complémentaires aux hydrocyclones) sont utilisés afin d'extraire l'eau supplémentaire (i.e, filtre à tambour qui se compose de plusieurs compartiments avec une forme cylindrique). Pendant la rotation, une partie du tambour rotatif est immergée dans les résidus. Avec la succion, les parties solides des résidus restent dans les compartiments et l'eau est pompée vers le centre du tambour, voir figure 2.4).



Figure 2.4 Un filtre à disque (tirée de Potvin et al., 2005)

Les résidus miniers sont stockés dans des silos ou des réservoirs (voir figure 2.5). Pendant leur stockage, ces remblais filtrés ont tendance à se consolider rapidement. Le pourcentage des solides en masse peut atteindre 70% dans ces réservoirs. Un jet d'eau peut être ajouté au bas du silo pour faciliter l'écoulement des remblais à la base du réservoir (ou silo), ainsi que pour atteindre la densité de la pulpe finale désirée (Belem, 2009b).

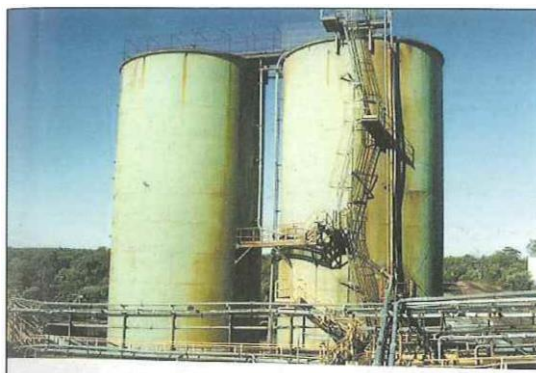


Figure 2.5 Réservoirs pour stocker du remblai hydraulique (tirée de Potvin et al., 2005)

La porosité du remblai hydraulique (après la mise en place) a une valeur typique de 50 %. Grice (2005) a montré que l'indice des vides et la porosité pourraient varier de 0,61 à 0,96 et de 36,8 %

à 48 % respectivement et la porosité peut être réduite à une valeur inférieure à 30 % après la consolidation.

La conductivité hydraulique saturée (k_{sat}) d'un remblai hydraulique *in situ* est typiquement entre 10^{-6} et 10^{-5} m/s (Grice, 2005). À cause de la conductivité hydraulique élevée, le drainage et la consolidation d'un remblai hydraulique déposé dans un chantier sont relativement rapides, produisant une quantité importante d'eau de drainage (*free bleeding*). Si la barricade n'est pas suffisamment drainante, un étang pourrait être formé en surface du remblai (Figure 2.6).

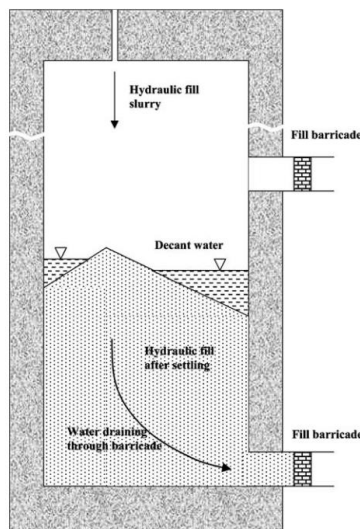


Figure 2.6 Un chantier remblayé d'un remblai hydraulique (tirée de Rankine et al., 2004)

Herget et Korompay (1978) ont montré que la conductivité des remblais hydrauliques est influencée par la granulométrie. Pour l'estimer, ils ont proposé d'utiliser l'équation empirique de Hazen (1930) suivante :

$$k = CD_{10}^2 \quad (2.2)$$

où k est la conductivité hydraulique, en mm/h; C est une constante qui varie entre 0,03 et 0,05; D_{10} (en μm) est la taille des particules à 10 % passant.

Mbonimpa et al., (2002) ont proposé l'équation suivante pour évaluer la conductivité hydraulique k_{sat} des sols granulaires et les résidus miniers sans ciment, en tenant compte des propriétés géotechniques des sols:

$$k_{sat} = C_0 \frac{\gamma_w}{\mu_w} D_{10}^2 C_U^{1/3} \frac{e^{3+m}}{1+e} \quad (2.3)$$

où $C_0 (= 0.1)$ est une constante adimensionnelle; γ_w est le poids unitaire de l'eau ($\gamma_w = 9,81 \text{ kN/m}^3$ à 20°C); μ_w est la viscosité dynamique ($\mu_w = 10^{-3} \text{ Pa.s}$ à 20°C); C_u coefficient d'uniformité d_{60}/d_{10} ; e est l'indice des vides initial; $m (= 2)$ est un paramètre qui représente l'influence de la tortuosité (Aubertin et al., 1996).

La figure 2.7 montre les conductivités hydrauliques mesurées et calculées pour certains remblais hydrauliques en fonction de la taille des particules (D_{10}). On constate que l'équation empirique prédit assez bien les conductivités hydrauliques mesurées par Rankine et al., (2006). En plus, on observe que la conductivité hydraulique pourrait devenir assez faible lorsque la portion de 10 % passant est inférieure à $10 \mu\text{m}$.

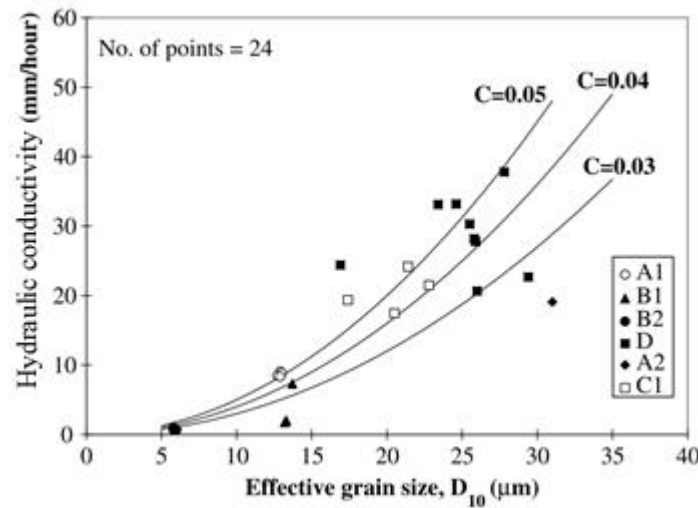


Figure 2.7 La conductivité hydraulique des remblais hydrauliques en fonction de la taille des particules D_{10} (tirée de Rankine et al., 2006)

Des mesures réalisées par Mitchell et al. (1975) ont montré que la conductivité hydraulique d'un remblai hydraulique cimenté peut diminuer de $1,5 \cdot 10^{-5} \text{ m/s}$ à $6,94 \cdot 10^{-6} \text{ m/s}$ pour un temps de cure de 10 et 20 jours respectivement. Après une période de cure de 120 jours, elle se stabilise à $2 \cdot 10^{-6} \text{ m/s}$.

Barrett (1983) a étudié la ségrégation du remblai hydraulique lors de la mise en place. Il a observé trois zones dans les plans horizontaux. La première zone est proche du point de versement, où la taille des particules a les mêmes propriétés physiques du remblai à la sortie de l'usine du remblai. La deuxième est grossière, située juste après la première zone. Située loin du point de versement, la troisième zone est caractérisée par la dominance des particules très fines.

Le tableau 2.1 résume l'application des remblais hydrauliques dans quelques méthodes de minage. La principale méthode de minage qui utilise le remblai hydraulique est la méthode par coupe et remblai (avec ces différentes variantes). Le remblai hydraulique peut aussi s'appliquer dans les méthodes de minage par sous-niveau abattu et par chambre en magasin (Grice, 2005).

Tableau 2.1 Application des remblais hydrauliques dans différentes méthodes de minage (Grice, 2005)

Méthode de minage	Description
Coupe et remblai	L'angle de plage est plat, il est d'environ de 2°. Il constitue une plate-forme de travail. Aménagement d'un système de drainage (long terme) à la base du chantier remblayé. Le remblai hydraulique est adapté pour la méthode de coupe et remblai ascendante et descendante. Les barricades sont construites d'une façon relativement simple.
Galerie et remblai	Chaque chantier remblayé joue le rôle d'un support afin de récupérer le chantier adjacent. Le remblai hydraulique cimenté est nécessaire pour maintenir les faces des tranches exposées, son autoportance, et supporter des charges supplémentaires lorsque l'exploitation atteint le niveau supérieur.
Coupe et remblai avec piliers de poteau	Les chantiers sont remblayés avec un remblai non cimenté. Le remblai hydraulique fournit une plate-forme de travail pour les opérations minières. Il permet aussi de minimiser la taille des piliers.
Sous niveaux abattus	Les barricades sont nécessaires pour toutes les ouvertures sur chaque sous-niveau afin de maintenir le remblai en place et accélérer le drainage de ces remblais. La majorité des eaux sont drainées vers le bas. La résistance du remblai hydraulique cimenté doit être élevée pour le chantier primaire afin de jouer le rôle du support pour l'exploitation du chantier secondaire.

2.1.2 Remblai en pâte

Le remblai en pâte cimenté (RPC) est devenu la technique de remblayage souterraine la plus répandue et la plus populaire au monde depuis trois décennies (Henderson et al., 1998; Revell, 2004). Ce type de remblai est constitué de résidus, d'eau et d'un liant hydraulique (Potvin et al., 2005; Yilmaz, 2010). Le pourcentage de solide est typiquement entre 75 et 85 % en masse. Le liant hydraulique pourrait être constitué d'un ou plusieurs types d'agents à savoir : ciment Portland, cendres volantes, scories, poudre de silice. Le pourcentage de solide du RPC est contrôlé par la quantité d'eau de gâchage ajoutée pour atteindre l'affaissement au cône souhaité, qui est typiquement de 15 à 25 cm (Benzazoua et al., 2002; Yilmaz 2010).

La construction des barricades pour retenir le remblai en pâte pourrait être avantageuse comparativement à celles construites pour le remblai hydraulique en pâte, car elles pourraient être construites avec des roches stériles dont la construction est plus rapide, peu coûteuse et facile (Le Roux et al., 2005; 2007). Cependant, le remblayage en pâte reste une nouvelle technique qui demande plus de recherche pour comprendre son comportement hydrogéotechnique.

Préparation et transport

La préparation des remblais en pâte est une étape cruciale dans le processus de remblayage (Potvin et al., 2005). Ces résidus miniers sont acheminés à l'usine de remblai avec un pourcentage des solides en volume P_v qui varie entre 25% à 45% (Bussière et al., 2007). La préparation des résidus inclut l'épaississement et le malaxage (Newman, 1992; Henderson et al., 1998; Revell, 2004; Potvin et al., 2005). Une bonne préparation de remblai en pâte peut aider à atteindre les objectifs recherchés; en termes de viscosité, de résistance USC , de conductivité hydraulique k_{sat} et de vitesse d'hydratation.

La première étape de la préparation consiste à contrôler la quantité des particules fines. Un hydrocyclone pourrait être utilisé pour qu'au moins 15% des particules soient inférieures à 20 μm (Potvin et al., 2005). L'hydrocyclone pourrait aussi être utilisé pour réduire la quantité des particules ultrafines, ce qui peut mener à la réduction du pourcentage du ciment utilisé avec une résistance mécanique optimale. L'épaississement peut être réalisé par une décantation naturelle ou à l'aide des filtres à disques.

Après la décantation naturelle, les résidus miniers doivent être acheminés vers des réservoirs de stockage afin de contrôler la vitesse de production du remblai en pâte. Par la suite, ces résidus épaissis sont dirigés vers des filtres afin d'atteindre un pourcentage des solides en masse de 70 à 82% (Benzaazoua et al., 2004; Villaescusa et al., 2006). Plusieurs types de filtres sont utilisés, incluant le filtre à bande, le filtre à tambour et le filtre à disque.

L'étape suivante consiste à transporter les résidus épaissis, à l'aide des convoyeurs, des malaxeurs, où ils sont mélangés avec une quantité de liant qui varie entre 2 à 7% de la masse des résidus secs (Benzaazoua et al., 1999, 2002, 2004a; Belem et Benzaazoua, 2007; Yilmaz, 2010). L'eau de gâchage est ajoutée au mélange résidus et ciment afin d'atteindre l'affaîssement souhaité pour faciliter le transport (Amaratunga et Yaschyshyn, 1997; Benzaazoua et al., 1999) et aussi pour favoriser l'hydratation du ciment.

Le transport des remblais en pâte peut être effectué gravitationnellement ou avec des pompes. Le RPC n'exige pas une vitesse d'écoulement critique de sorte qu'il suffit de respecter la séquence de remblayage et la pression maximale pouvant être exercée sur le système de transport (Landriault et al., 1998; Henderson et al., 1998; Revell, 2004; Potvin et al., 2005). Cependant, une vitesse très faible d'écoulement peut produire une décantation du RCP autour des canalisations. Dans ces conditions, la section de ces canalisations pourrait être réduite, menant au colmatage du tuyau. Ce système de transport peut être constitué de trous de forage ou de conduites (pipelines). Le diamètre des trous de forage dépend du débit et de la séquence de remplissage; il varie typiquement entre 15 cm et 25 cm. L'inclinaison de ces trous doit varier entre 60° et 70° par rapport à l'horizontale afin d'éviter le blocage des trous. Ces trous de forages sont connectés à un réseau souterrain de pipelines (en acier) qui ont un diamètre de 15 cm à 20 cm (Landriault et al., 1998; Henderson et al., 1998; Revell, 2004; Potvin et al., 2005). Pour éviter le colmatage du réseau de canalisations par le remblayage, un nettoyage périodique est effectué à l'eau et à l'air comprimé (Belem et Benzaazoua, 2008).

Avant la mise en place du remblai en pâte, une barricade (en roche stérile ou autre) doit être construite afin de retenir le remblai en place. Le remblai en pâte est alors déversé dans le chantier selon la méthode de mise en place adoptée. Plusieurs méthodes sont utilisées incluant une mise en place avec ou sans bouchon (voir figure 2.8), avec un remblayage en périodes séparées ou en continu (Belem et al., 2009; Thompson et al., 2011). Pour le cas d'un bouchon plus résistant à la base du chantier, avec une hauteur d'environ 7 m, le pourcentage de ciment est 5 à 7 % (Belem et al., 2004; Belem, 2009). Généralement, une période de cure entre 1 et 7 jours est requise pour atteindre la résistance mécanique souhaitée pour ce bouchon (Thompson et al., 2012).

Une fois que le bouchon est formé, le reste du remblai en pâte est déversé sur le dessus du bouchon avec une vitesse de remplissage qui varie entre 2 et 10 m/jour (Belem et al., 2009). Ce remblai est moins concentré en ciment, 2 à 5% (Belem et al., 2004; Belem et al., 2009). Le remblayage du chantier peut être effectué jusqu'à la galerie supérieure.

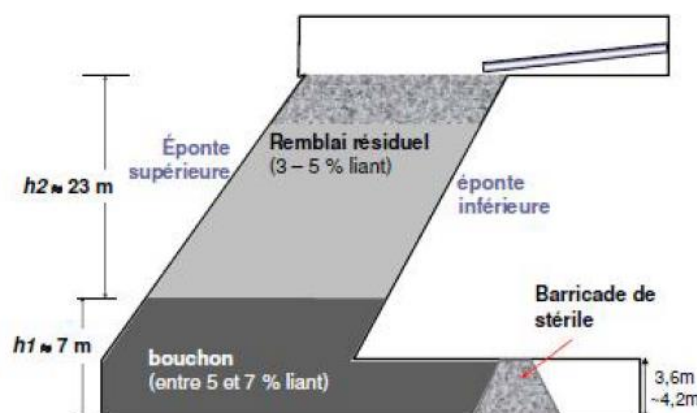


Figure 2.8 Schéma d'un chantier remblayé (remblai cimenté en pâte) (tirée de Belem et al., 2004)

Propriétés géotechniques

La proportion des particules fines est nécessaire pour produire une rétention d'eau suffisante (Landriault, 2000), lubrifier les pipelines, faciliter le transport du remblai en pâte (Potvin et al., 2005; Yilmaz, 2010) et acquérir sa résistance mécanique (Belem, 2009).

La conductivité hydraulique saturée k_{sat} contrôle le drainage et la vitesse de consolidation du remblai en pâte à court terme (Yilmaz, 2010). Des investigations expérimentales ont montré que k_{sat} décroît avec le temps de cure (Belem et al., 2002a; Godbout et al., 2007; Fall et al., 2009; Helinski, et al., 2011).

Yilmaz (2010) a réalisé des essais afin de déterminer la conductivité hydraulique de RPC selon les normes de ASTM D2435. La figure 2.9 montre la variation de la conductivité hydraulique en fonction du temps de cure pour deux remblais en pâte : un cimenté et l'autre non cimenté. Cette figure montre que la conductivité hydraulique du RPC décroît d'environ un ordre de grandeur par rapport à la conductivité hydraulique initiale après 7 jours de cure. Cette valeur reste constante pour le cas non cimenté. L'ajout du ciment affecte considérablement la conductivité hydraulique du remblai en pâte, en raison du remplissage des vides par la formation d'un gel (due à l'hydratation du ciment) et de la compression de la matrice (Helinski, 2007). D'autres chercheurs ont observé des résultats similaires (Belem et al., 2002a; Godbout et al., 2007; Fall et al., 2009; Helinski, et al., 2011).

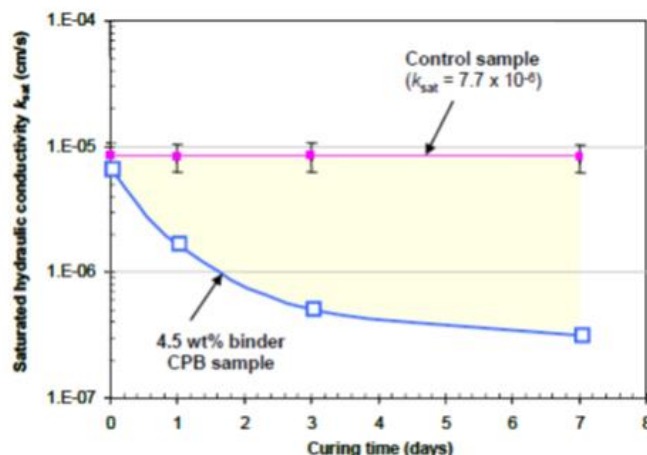


Figure 2.9 Évolution de la conductivité hydraulique en fonction du temps de cure pour deux types de remblai en pâte (cimenté et non cimenté) (tirée de Yilmaz, 2010)

Fall et al. (2009) ont montré que la teneur en ciment affecte considérablement la conductivité hydraulique dans les premiers jours de cure. Fall et al. (2009) ont remarqué qu'une grande teneur en ciment conduit à une diminution de la conductivité hydraulique à court terme. Une grande teneur en ciment provoque la précipitation des produits de l'hydratation dans les vides de la matrice du remblai, réduisant l'indice des vides de ces remblais en pâte à court terme (Godbout et al., 2007; Fall et al., 2008).

Fall et al. (2009) ont étudié aussi l'effet du rapport eau/ciment sur l'évolution de la conductivité hydraulique des remblais en pâte. Ils ont montré que le rapport eau/ciment affecte considérablement la valeur de k_{sat} , surtout pendant les premiers jours de cure. Un rapport plus faible conduit à une réduction de la valeur de k_{sat} . Ceci peut s'expliquer par le fait qu'un rapport plus faible provoque une hydratation rapide du liant (Fall et al., 2009).

Yilmaz (2010) a réalisé des essais additionnels pour étudier l'effet de plusieurs autres facteurs sur l'évolution de la conductivité hydraulique des remblais en pâte. Par exemple, il a montré que le liant fait d'un mélange de ciment Portland et de laitier de hauts fourneaux conduit à des conductivités hydrauliques plus faibles d'un ordre de grandeur, par rapport au ciment avec cendres volantes après 28 jours de cure. La figure 2.9 montre que la conductivité hydraulique se stabilise après le 7^{ème} jour pour le ciment avec cendres volantes, tandis que la conductivité hydraulique pour le ciment avec laitier de hauts fourneaux suit une courbe descendante pour toute la période.

Propriétés mécaniques

La résistance en compression uniaxiale (*UCS*, *Unconfined Compressive Strength*) est le paramètre clé pour la conception des chantiers remblayés avec du remblai en pâte. Une bonne évaluation de la valeur d'*UCS* du remblai en pâte peut conduire à une bonne évaluation de la stabilité optimale dans un chantier remblayé (Potvin et al., 2005). Yilmaz (2010) a regroupé les différents facteurs qui affectent la valeur d'*UCS* du remblai en pâte selon deux groupes: intrinsèques et extrinsèques. Les facteurs intrinsèques incluent les trois composantes du remblai en pâte : résidus, ciment et eau. Les facteurs extrinsèques incluent la condition de transport et la mise en place du remblai en pâte, la géométrie du chantier, ainsi que le drainage et la consolidation du remblai.

Les propriétés physiques, chimiques et minéralogiques des composantes du remblai en pâte (résidus, ciment et eau) jouent un rôle primordial dans l'acquisition de la résistance du remblai (Belem et al., 2000, 2001; Benzaazoua et al., 2002, 2004a; Yilmaz et al., 2004a; Kesimal et al., 2005; Klein et Simon, 2006; Yilmaz, 2010).

Fall et al. (2004; 2005) ont réalisé des essais pour étudier l'effet de la granulométrie des particules sur la résistance du remblai cimenté en pâte. La figure 2.10 montre la variation de la valeur d'*UCS* en fonction du pourcentage de particules fines (<20 μm). La figure montre qu'une résistance plus élevée est obtenue avec une teneur en particules fines intermédiaires. D'autres chercheurs sont arrivés à des résultats similaires (Kesimal et al., 2003; Benzaazoua et al., 2004a; Fall et al., 2005; Sivakugan et al., 2005; Yilmaz et al., 2003a, b, 2004b, 2005, 2007, 2010).

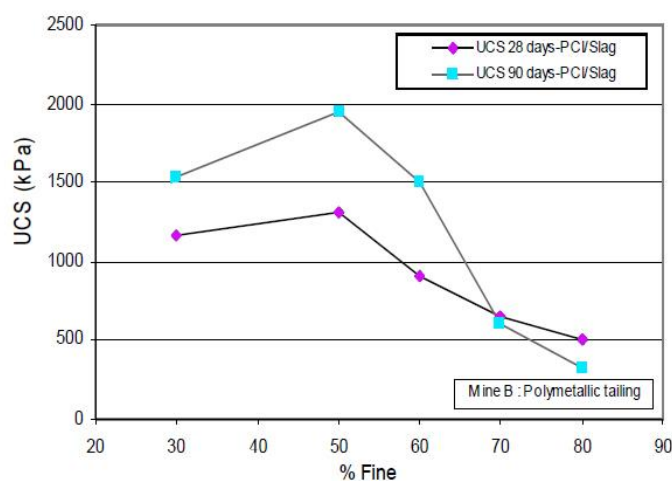


Figure 2.10 Évolution du USC en fonction de la teneur en particules fines dans le RPC avec 4,5% du ciment (tirée de Fall et al., 2004)

Afin d'évaluer l'effet de la teneur en sulfures dans le remblai en pâtes sur l'acquisition de la résistance, Benzaazoua et al. (2002) ont ajouté un ou plusieurs liant(s) à divers types de résidus miniers. Trois types de résidus ont été utilisés : le résidu LRD (32% de soufre), le résidu LVT (16% de soufre) et le résidu HML (5% de soufre). La figure 2.11 montre qu'une quantité élevée de soufre peut être traduite par une grande densité sèche et par conséquent un pourcentage de liant utilisé. Ceci peut conduire généralement à des résistances élevées du remblai en pâte, du moins à moyen terme (i.e. après 28 à 56 jours). D'autres chercheurs ont rapporté des résultats similaires (Fall et al., 2004; Fall et Benzaazoua, 2005).

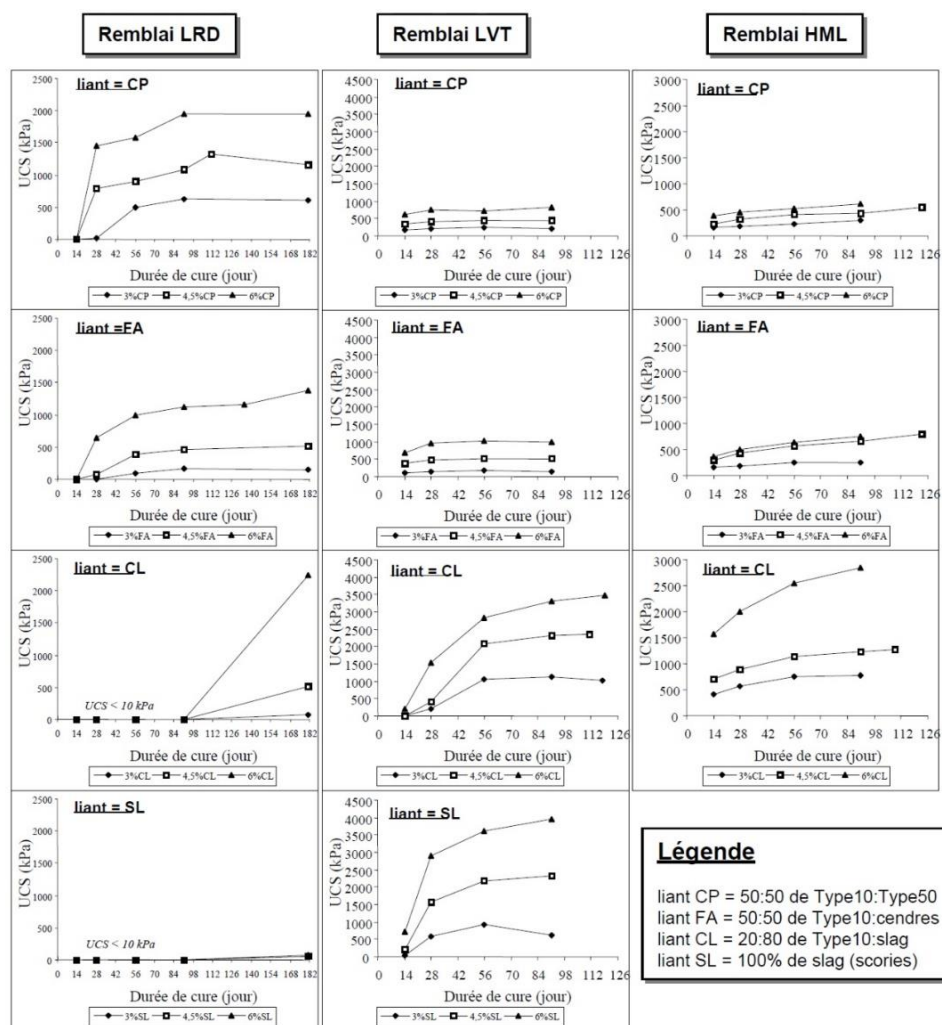


Figure 2.11 Évolution de la résistance mécanique (UCS) des différents remblais pour les trois résidus étudiés (LRD, LVT et HML) pour chaque type de liant en fonction du temps de cure (tirée de Benzaazoua et al., 2000)

Applications et avantages

Le développement et l'utilisation du remblai en pâte ont évolué au cours des deux dernières décennies dans le monde, et en particulier au Canada. Cette évolution est due essentiellement aux avantages environnementaux et économiques par rapport aux autres types de remblai (i.e. remblais rocheux et hydraulique) (Landriault et al., 1993; Landriault, 1995; Yilmaz et al., 2003; Belem et Benzaazoua, 2007).

Le remblai en pâte peut être utilisé afin de réduire la quantité de rejets déposés en surface. Ceci est particulièrement attrayant pour les rejets sulfureux réactifs, ce qui peut aider à réduire la génération du drainage minier acide (DMA) engendrée par la déposition de ces rejets miniers en surface (Aubertin et al., 2002). L'ajout du ciment au remblai en pâte joue un rôle bénéfique, puisqu'il permet de réduire la conductivité hydraulique (Belem et al., 2002a; Helinski, 2007; Godbout et al., 2007; Fall et al., 2009; Helinski, et al., 2011). La réduction du k_{sat} est accompagnée par une plus grande capacité de rétention d'eau (Godbout et al., 2004), cette réduction mène à la saturation du remblai en pâte, avec une réduction de la diffusion de l'oxygène (Fall et Benzaazoua, 2005; Ouellet et al., 2006), de la dispersion des contaminants associés au DMA (Godbout et al., 2007; Fall et al., 2009) et de la stabilisation chimique (Fall et al., 2009).

De façon plus générale, l'application du RPC permet la réduction du volume, ainsi que les coûts destinés à la gestion et au stockage des rejets miniers en surface (Hassani et Archibald 1998; Aubertin et al., 2002). Le RPC permet aussi de réduire le coût de construction de la barricade (Le Roux et al., 2004), ainsi que la quantité d'eau drainée et le coût de pompage après le remblayage comparativement au remblai hydraulique (Potvin et al., 2005). Cette technique permet ainsi de maximiser la productivité par la réduction du temps de remblayage (Slade, 2010; Potvin et al., 2005) ainsi que la réduction de la dilution (Mitchell, 1989; Belem et Benzaazoua, 2008).

2.2 Solutions analytiques bidimensionnelles et tridimensionnelles pour évaluer les contraintes dans une ouverture remblayée

Les solutions analytiques sont des outils simples et rapides pour évaluer l'état des contraintes effectives et totales dans les chantiers remblayés (Aubertin et al., 2003, Li et al., 2003 et 2005; Caceres, 2005; Pirapakaran, 2008; Ting et al., 2011).

Après la mise en place du remblai dans un chantier, le tassement du remblai sous son propre poids peut générer une contrainte de cisaillement le long de l'interface roc-remblai. Cette situation pourrait conduire à un transfert de charge du remblai vers le massif, provoquant ainsi une réduction des contraintes dans le remblai en fonction de la profondeur. Ce phénomène a été démontré par des simulations numériques (Li et al., 2003, 2008, 2010) et par des mesures *in situ* (Knutsson et al., 1981; Hassani et Archibald, 1998; Harvey, 2004; Grabinsky et al., 2010; Thompson et al., 2009, 2011, 2012).

Janssen (1895) a considéré l'effet d'arche et présenté une solution visant à évaluer l'état des contraintes dans les matériaux granulaires stockés dans des silos (e.g., Cowin, 1977; Hartlen et al., 1984; Blight, 1986; Ooi et Rotter, 1990). Marston (1930) a introduit plus tard l'effet d'arche dans des applications en géotechnique. Il a alors proposé une solution analytique pour évaluer les contraintes sur des conduites enfouies dans des tranchées (e.g., Spangler 1962; Handy 1985; McCarthy, 1988). Après, Terzaghi (1943) a utilisé la solution avec un effet d'arche pour évaluer les contraintes au-dessus d'un tunnel, basé sur le phénomène connu sous le nom de “*trap-door*” (e.g., Ladanyi et Hoyaoux, 1969; Atkinson et al., 1974; Ono et Yamada, 1993). Des solutions avec un effet d'arche ont aussi été appliquées pour évaluer la distribution des contraintes sur les murs de soutènement (Handy, 1985; Harrop-Williams, 1989; Ono et Yamada, 1993; Take et Valsangkar, 2001; Paik et Salgado, 2003; Dalvi et Pise, 2008; Goel et Patra, 2008), dans les digues avec des noyaux (Kutzner, 1997) et dans les chantiers remblayés (e.g., Knutsson, 1981; Aubertin, 1999; DeSouza et Dirige, 2002; Aubertin et al., 2003; Li et al., 2003; Caceres, 2005; Li et al., 2005, 2007; Pirapakaran et Sivakugan, 2006, 2007a, 2007b; Li et Aubertin, 2008, 2009).

Les travaux expérimentaux de Marston ont montré que les charges appliquées sur les conduites dans les tranchées sont plus faibles que celles calculées selon le poids propre du remblai (Marston et Anderson, 1913; Marston, 1930). Marston a expliqué cela par le support fourni par les contraintes de cisaillement sur les murs de la tranchée. L'élément différentiel de Marston est montré à la figure 2.12. Celle-ci montre un élément horizontal avec la contrainte normale aux parois (σ_h) et la force de cisaillement sur les parois (V). W représente le poids de l'élément d'arc.

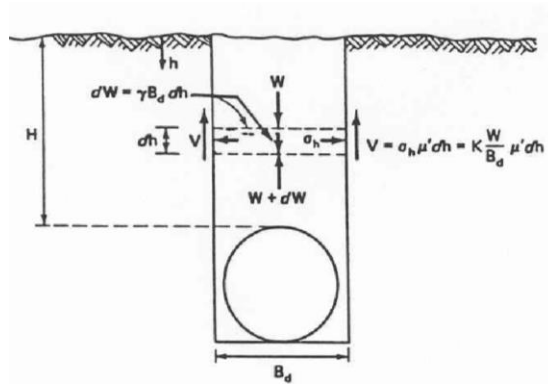


Figure 2.12 L'élément différentiel utilisé dans la théorie de Marston et Anderson (1913); (tirée de McCarthy, 1988)

Les équations proposées par Marston (1930) peuvent être écrites sous la forme suivante:

$$\sigma_v = \frac{\gamma B_d}{2 K \tan \delta} \left[1 - \exp \left(-\frac{2K \tan \delta}{B_d} z \right) \right] \quad (2.4)$$

$$\sigma_h = \sigma_v K \quad (2.5)$$

où σ_v et σ_h sont les valeurs des contraintes normales verticales et horizontales au niveau supérieur de la conduite dans la tranchée ($z = H$) du conduit dans la tranchée respectivement, γ (kN/m³) est le poids unitaire de l'élément remblayage, B_d (m) est la largeur de la tranchée, δ (°) est l'angle de friction interne de l'interface, K est le rapport de la contrainte normale horizontale et la contrainte normale verticale. Il est aussi possible de considérer la solution de Marston (1930) avec des valeurs de K différentes selon l'état du remblai. Si le remblai est au repos, K peut prendre la valeur du coefficient de pression des terres au repos K_0 défini par Jaky (1948) :

$$K = K_0 = 1 - \sin \phi \quad (2.6)$$

Si le remblai est en état de plasticité, le coefficient de pression des terres K peut prendre la valeur du coefficient de pression active des terres K_a défini selon Rankine (1857) par l'équation suivante:

$$K = K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \quad (2.7)$$

Si les parois compriment suffisamment le remblai, le coefficient de pression des terres K pourrait prendre la valeur du coefficient de pression passive des terres K_p de Rankine (1857) définit par:

$$K = K_p = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \quad (2.8)$$

La solution de Marston est basée sur l'hypothèse que les contraintes sont uniformes le long de l'élément différentiel horizontal. Cette hypothèse n'est pas supportée par les résultats numériques qui montrent que les contraintes sont non uniformes sur un plan horizontal (Handy et al., 1985; Harrop-Williams, 1989; Li et Aubertin, 2008).

Après avoir analysé la solution de Marston (1930) et les résultats de mesures expérimentales, Terzaghi (1943) a proposé une solution analytique après avoir pris en compte la cohésion des matériaux afin d'évaluer les contraintes normales verticales et horizontales au-dessus des tunnels. L'angle de friction de l'interface est le même que celui du sol. Terzaghi (1943) a fait les hypothèses suivantes pour développer sa solution :

- La surface de glissement dans le sol au-dessus du tunnel (i.e. au-dessus du « *trap door* ») est verticale;
- La contrainte normale est uniforme sur la section horizontale;
- La valeur du coefficient K est constante;
- La cohésion du sol est mobilisée le long de la surface de glissement;
- La surface du substratum en bas est rigide.

La solution de Terzaghi (1943) peut être écrite sous la forme suivante :

$$\sigma_v = \frac{2B(\gamma - \frac{c}{B})}{K \tan \phi} \left[1 - \exp \left(-\frac{K \tan \phi}{2B} z \right) \right] \quad (2.9)$$

$$\sigma_h = \sigma_v K \quad (2.10)$$

$$K = K_a = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \quad (2.11)$$

La solution de Terzaghi (1943) a les mêmes limitations que celle de Marston (1930), puisqu'elle est basée aussi sur un élément plan horizontal en supposant des contraintes uniformes le long de la largeur de l'élément.

Aubertin et al. (1999) a introduit l'effet d'arche dans l'évaluation de la distribution des contraintes dans des chantiers miniers remblayés. Aubertin et al. (2003) ont proposé une solution modifiée basée sur celle de Marston (1930) pour un chantier remblayé vertical en 2D, avec un remblai sans cohésion. Ils ont supposé que l'angle de l'interface remblai-roc correspond à l'angle de friction du remblai (i.e. cisaillement dans le remblai, en raison de la forme irrégulière de l'interface remblai-roc causé par le dynamitage). Dans cette version initiale, Aubertin et al. (2003) ont considéré que

le coefficient de pressions des terres serait proche de K_0 , les valeurs de $K = K_a$ et K_p ont aussi été considérées. La solution d'Aubertin et al. (2003) pour évaluer la distribution des contraintes horizontales et verticales peut être écrite selon les équations suivantes :

$$\sigma_v = \frac{2B\gamma}{2K \tan \phi} \left[1 - \exp \left(-\frac{2K \tan \phi}{2B} z \right) \right] \quad (2.12)$$

$$\sigma_h = \sigma_v K \quad (2.13)$$

Basée sur l'équilibre des forces sur un élément plan différentiel horizontal, cette solution montre les mêmes limitations que celles de Janssen (1895) et de Marston (1930).

Caceres (2005) a proposé une solution modifiée de la théorie de Marston (1930) pour un chantier remblayé incliné en 2D. Les contraintes normales (perpendiculaires aux murs) ont été supposées égales entre elles sur les deux murs opposés du chantier; la même hypothèse a été faite sur les contraintes de cisaillement le long des deux murs opposés. La contrainte verticale peut être exprimée par l'équation suivante :

$$\sigma_v = \frac{\gamma B}{K \tan \phi} \sin^2 \beta \left[1 - \exp \left(-\frac{K \tan \phi}{B \sin^2 \beta} z \right) \right] \quad (2.14)$$

$$\sigma_h = \sigma_v K \quad (2.15)$$

où B (m) est la largeur du chantier; β (°) est l'angle de pendage du chantier; k est le coefficient de pression de la terre. Caceres (2005) a proposé l'équation suivante pour calculer la valeur de K en appliquant l'ajustement de courbe aux résultats numériques :

$$K = 1,4 \sin^2 \phi - 2 \sin \phi + 1 \quad (0 < \phi \leq 40^\circ) \quad (2.16)$$

La solution de Caceres (2005) présume que les contraintes sont uniformes le long de la largeur du chantier. Caceres (2005) a également considéré que le coefficient de pression des terres K est constant le long de la largeur du chantier. De plus, leur hypothèse en considérant que les contraintes normales aux murs soient égales pour les deux directions le long des deux murs opposés du chantier et que les contraintes de cisaillement sont également égales sur les deux murs ne concorde pas avec les résultats des simulations numériques (Li et Aubertin, 2009c). Caceres (2005) a aussi considéré que les deux murs parallèles ont les mêmes propriétés et qu'ils se comportent de la même façon. Cette solution néglige aussi l'effet de la pression d'eau.

Ting et al. (2011) ont proposé une solution analytique pour évaluer les contraintes dans les chantiers souterrains avec deux parois parallèles inclinées en 2D. La solution de Ting et al. (2011) prend en compte la cohésion du remblai. La figure 2.13 montre le schéma d'un chantier incliné avec les différentes forces qui agissent sur un élément plan différentiel (Ting et al., 2011). Sur la figure, $2B$ est la largeur de chantier, H est la hauteur du chantier; β est l'inclinaison du chantier, V est la force verticale agissant sur l'élément horizontal, dW est le poids de cet élément, S est la force de cisaillement agissant le long l'éponte supérieure et inférieure; F_n est la force normale agissant le long l'éponte supérieure et inférieure; q est la pression d'une surcharge au-dessus du remblai.

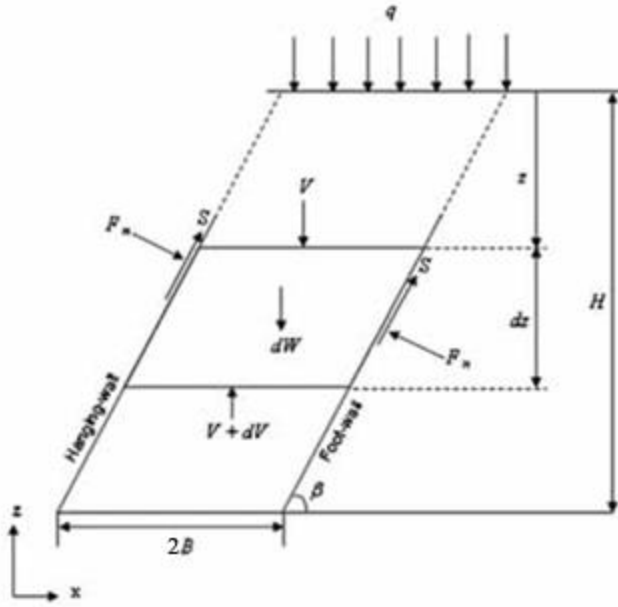


Figure 2.13 Schéma d'un chantier incliné (tirée de Ting et al., 2011)

La solution de Ting et al. (2011) est décrite par les équations suivantes pour estimer la contrainte verticale dans le chantier remblayé :

$$\sigma_v = \frac{2\gamma B - 2\xi}{2 \tan \delta K'} \left[1 - \exp \left(-\frac{2 \tan \delta K' z}{2B} \right) \right] + q \exp \left(-\frac{2 \tan \delta K' z}{2B} \right) \quad (2.17)$$

$$\sigma_h = \sigma_v K \quad (2.18)$$

$$K' = \left(\frac{1+K}{2} + \frac{1-K}{2} \cos 2\beta + K \tan \delta \sin 2\beta \right) \quad (2.19)$$

$$\xi = c(1 + \sin 2\beta \tan \delta) \quad (2.20)$$

avec

δ = angle de friction de l'interface ($\delta = 2/3\phi$, ϕ est l'angle de friction interne du remblai);

c = cohésion du remblai (en kPa);

q = surcharge (en kPa);

Pour un matériau non cohésif sans surcharge, l'équation 2.17 peut être écrite sous la forme suivante:

$$\sigma_v = \frac{2\gamma B}{2 \tan \delta K'} \left[1 - \exp \left(-\frac{2 \tan \delta K' z}{2B} \right) \right] \quad (2.21)$$

Singh et al. (2011) ont proposé une autre solution pour évaluer les contraintes verticales et horizontales dans un chantier incliné. La figure 2.14 montre le schéma d'un chantier incliné qui a une hauteur H et une largeur $2B$. Les deux épontes (inférieures et supérieures) sont inclinées d'un angle α . Singh et al. (2011) ont réalisé leur analyse selon un élément de remblai en forme d'arc qui a une épaisseur de dz , à une profondeur z (par rapport à la surface du remblai). Cet élément a une superficie de A et un rayon d'arc R .

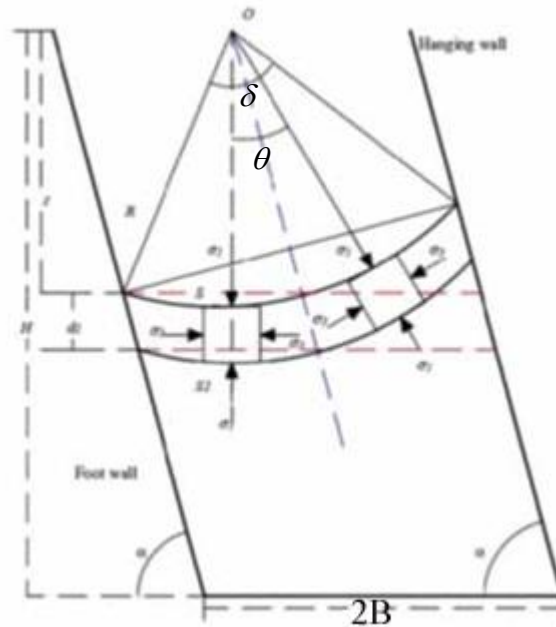


Figure 2.14 Schéma d'un chantier incliné avec une tranche élémentaire courbée (tirée de Singh et al., 2011)

Singh et al. (2011) ont supposé que les contraintes principales mineures suivent un arc de cercle (suivant l'analyse de Harrop-Williams, 1989). Les deux extrémités de cet arc (intersection avec les parois du chantier) font un angle de 2δ avec le centre de cet arc; l'angle δ représente l'angle de

friction de l'interface remblai-roc. Ils ont aussi supposé que l'axe des contraintes principales majeures fait une rotation d'un angle θ ($^\circ$) avec l'axe qui passe par le centre de l'arc et sur le long de l'arc. Cet angle est égal à δ sur les murs et égal à 0 au centre de l'axe de chantier. La contrainte principale majeure est estimée par l'équation suivante (Singh et al., 2011) :

$$\sigma_1 = \frac{\gamma \delta 2B \sin^2 \alpha \sin^{-1} \delta - 2c}{2(\sin^2 \delta + K \cos^2 \delta) \tan \delta} \left[1 - \exp \left(- \frac{8(\sin^2 \delta + K \cos^2 \delta) \tan \delta \sin \delta}{2B[2(1+K)\delta - (1-K) \sin 2\delta \cos 2\alpha] \sin^3 \alpha} z \right) \right] + \sigma_0 \exp \left(- \frac{8(\sin^2 \delta + K \cos^2 \delta) \tan \delta \sin \delta}{2B[2(1+K)\delta - (1-K) \sin 2\delta \cos 2\alpha] \sin^3 \alpha} z \right) \quad (2.22)$$

Cette solution est réduite à l'équation suivante lorsque la cohésion est nulle et la surcharge est absente :

$$\sigma_1 = \frac{\gamma \delta 2B \sin^2 \alpha \sin^{-1} \delta}{2(\sin^2 \delta + K \cos^2 \delta) \tan \delta} \left[1 - \exp \left(- \frac{8(\sin^2 \delta + K \cos^2 \delta) \tan \delta \sin \delta}{2B[2(1+K)\delta - (1-K) \sin 2\delta \cos 2\alpha] \sin^3 \alpha} z \right) \right] \quad (2.23)$$

où z est l'élévation de l'arche à partir de la ligne horizontale AO'.

Les contraintes verticales et horizontales peuvent être obtenues par les équations suivantes:

$$\sigma_{z,\theta} = \sigma_1 \left[\frac{1+K}{2} + \frac{1-K}{2} \cos 2\theta \right] \quad (2.24)$$

$$\sigma_{h,\theta} = \sigma_1 \left[\frac{1+K}{2} - \frac{1-K}{2} \cos 2\theta \right] \quad (2.25)$$

La solution de Singh et al. (2011) contient des incertitudes dans la formulation mathématique. Cette solution sous-estime l'évaluation des contraintes comparativement à la solution de Marston (1930) pour un chantier vertical. Aussi, cette solution a été exprimée dans un système de coordonnées local, plutôt que dans un système cartésien global, ce qui nécessite plusieurs transformations pour évaluer les contraintes le long de la largeur du chantier. la solution de Singh et al. (2011) constitue une piste préliminaire pour le développement de la solution analytique proposée dans cette thèse pour un chantier remblayé vertical.

Jahanbakhshzadeh et al. (2017) ont proposé une solution analytique pour évaluer les contraintes dans les chantiers inclinés en analysant l'effet de la géométrie des chantiers et les propriétés du remblai sur la valeur de K et les contraintes:

$$\sigma_{vh} = \frac{\gamma B (\sin \beta)}{2K_\beta \tan \phi'} \left(1 - \exp \left(- \frac{2K_\beta \tan \phi'}{B (\sin \beta)} h \right) \right) \quad (2.26)$$

$$\sigma_{hh} = K_\beta \sigma_{vh} \quad (2.27)$$

où γ (kN/m³) est le poids volumique du remblai; h est la profondeur du point de calcul; B (m) est la largeur du chantier; ϕ' (°) est l'angle de friction interne du remblai; β est l'angle d'inclinaison des parois du chantier; K_β est le coefficient de pression des terres dans le chantier, exprimé ainsi :

$$K_\beta = K_a \left[1 + 3 \tan \phi' \cos(\beta - 10^\circ) \left(1 - \frac{r}{B} \right)^4 \right] \left[(1 + \cos \beta) - \left(\frac{h}{H} \tan \phi' \cos^2 \beta \right) \right] \quad (2.28)$$

où r (m) est la distance horizontale du point de mesure par rapport à l'éponte supérieure ($0 \leq l \leq B$).

Ting et al. (2014) ont proposé une solution analytique de la distribution des contraintes dans les chantiers souterrains avec parois inclinées non parallèles en 2D. La cohésion du remblai a été prise en compte dans le modèle. La figure 2.15 montre le schéma d'un chantier incliné avec les différentes forces qui agissent sur un élément plan différentiel. Sur la figure, $2B$ est la largeur de chantier à la base; B_T est la largeur en haut du chantier; H est la hauteur du chantier; α est l'inclinaison à l'éponte supérieure; β est l'inclinaison à l'éponte inférieure; S_1 est la force de cisaillement agissant le long de l'éponte supérieure; S_2 est la force de cisaillement agissant le long de l'éponte inférieure; N_1 est la force normale agissant le long de l'éponte supérieure; N_2 est la force normale agissant sur l'éponte inférieure; q est la charge au-dessus du remblai.

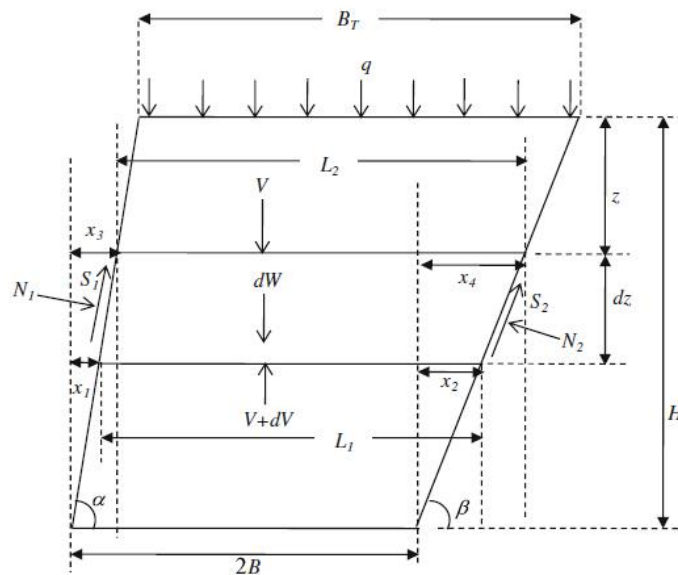


Figure 2.15 Schéma d'un chantier incliné (tirée de Ting et al., 2014)

Ting et al. (2014) ont supposé que :

- Les contraintes normales verticales sont uniformes le long de largeur du chantier à n'importe quelle profondeur.
- L'angle de friction de l'interface remblai-roc est le même que celui du remblai ($\phi = \delta$).

La solution de Ting et al. (2014) est donnée comme suit :

$$\sigma_v = -\frac{(R-Sz)}{T} + \frac{S(P-Qz)}{T(T+Q)} + \left(q + \frac{R}{T} - \frac{SP}{T(T+Q)}\right) \left[\left(1 - \frac{Qz}{P}\right)^{\frac{1}{Q}} \right]^{-T} \quad (2.29)$$

avec

$$P = 2B + \frac{H(\tan \alpha - \tan \beta)}{\tan \beta \tan \alpha} \quad (2.30)$$

$$Q = \frac{\tan \alpha - \tan \beta}{\tan \beta \tan \alpha} \quad (2.31)$$

$$R = 2\gamma B - \xi_1 - \xi_2 - c \sin 2\beta \cot \beta + c \sin 2\alpha \cot \alpha + \frac{\gamma H(\tan \alpha - \tan \beta)}{\tan \beta \tan \alpha} \quad (2.32)$$

$$S = \frac{\gamma(\tan \alpha - \tan \beta)}{\tan \beta \tan \alpha} \quad (2.33)$$

$$T = \frac{(\tan \alpha - \tan \beta)}{\tan \beta \tan \alpha} - K_1 \tan \phi - K_2 \tan \phi - K_2 \cot \beta + K_1 \cot \alpha \quad (2.34)$$

$$K_1 = \left(\frac{1+K}{2} + \frac{1-K}{2} \cos 2\alpha + K \tan \phi \sin 2\alpha \right) \quad (2.35)$$

$$K_2 = \left(\frac{1+K}{2} + \frac{1-K}{2} \cos 2\beta + K \tan \phi \sin 2\beta \right) \quad (2.36)$$

$$\xi_1 = c(1 + \sin 2\alpha \tan \phi) \quad (2.37)$$

$$\xi_2 = c(1 + \sin 2\beta \tan \phi) \quad (2.38)$$

avec

c = cohésion du remblai (en kPa)

q = la surcharge (en Pa)

γ = poids volumique du remblai (kN/m³)

K = coefficient de pression des terres.

Les solutions analytiques en 2D peuvent être bien appropriées pour les chantiers avec de grandes longueurs ($L \gg 2B$) (Hustrulid et al., 1989; Iglesia et al., 1999; Aubertin et al., 2003). Pour les

chantiers avec des longueurs faibles ($L \approx 2B$), les solutions en 2D présentées plus haut ne sont plus applicables (Li et al., 2005). Plusieurs solutions analytiques en 3D ont été proposées pour évaluer la distribution des contraintes tridimensionnelles dans les chantiers de faible longueur L .

Van Horn (1963) a proposé une solution analytique en 3D (basée sur Janssen, 1895; Marston, 1930 et Terzaghi, 1943) pour la distribution des contraintes dans les chantiers verticaux. Pour des matériaux avec une cohésion, cette solution peut être écrite sous la forme suivante:

$$\sigma_v = \frac{\gamma \left(\frac{BL}{L+B} \right)^{-2c}}{2K \tan \delta} \left[1 - \exp \left(- \frac{2K \tan \delta (L+B)}{LB} z \right) \right] \quad (2.39)$$

$$\sigma_h = \sigma_v K \quad (2.40)$$

L est la longueur de la tranchée (en m); B est la largeur de la tranchée.

Van Horn (1963) a proposé cette solution pour évaluer les contraintes verticales et horizontales dans un chantier remblayé. Cette solution suppose un élément en prisme rectangulaire, donnant des contraintes uniformes le long du chantier, ce qui est irréaliste.

Winch (1999) a aussi développé une solution analytique en 3D basée sur la solution de Marston (1930), avec l'effet de la cohésion du remblai sur la distribution des contraintes verticales et horizontales. Cette solution suppose que la masse du remblai peut être représentée par un prisme rectangulaire à l'équilibre. La figure 2.16 montre un chantier remblayé en 3D avec les forces qui agissent sur un des éléments plans différentiels.

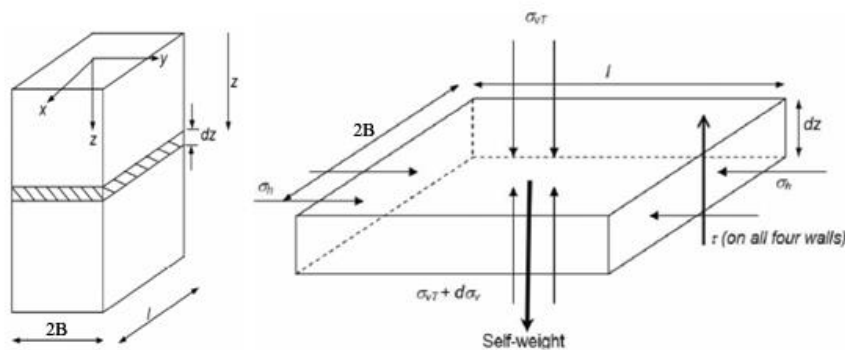


Figure 2.16 Forces qui agissent sur un élément différentiel en 3D dans un chantier remblayé
(tirée de Winch, 1999)

Comparativement à la solution de Van Horn (1963), la solution de Winch (1999) a considéré que l'angle de friction interne de l'interface prend la même valeur que celui du remblai ($\delta = \phi$). Winch (1999) a supposé une surcharge (eau drainée) qui peut être appliquée sur la surface du remblai. Cette solution peut être écrite sous la forme suivante :

$$\sigma_v = \sigma_{v0} + \frac{\frac{B l \gamma}{2R(l+w)} - (c + K \sigma_{v0} \tan \phi)}{K \tan \phi} \left[1 - \exp \left(- \frac{2RH(l+B)}{l B} K \tan \phi (z - z_0) \right) \right] \quad (2.41)$$

$$\sigma_h = \sigma_v K \quad (2.42)$$

où B est la largeur du chantier; l est la longueur du chantier; z_0 est la hauteur de remplissage à laquelle l'effet d'arche commence (m); σ_{v0} est la contrainte verticale (kPa) pour $z = z_0$; R est un rapport de la longueur active sur la longueur totale du chantier; et K est le coefficient de poussée des terres active ou au repos.

Avec cette solution, le coefficient de pression des terres (K) peut prendre deux valeurs : a) le coefficient de pression au repos K_0 lorsqu'il n'y a pas de déformation latérale et b) le coefficient de pression des terres actives K_a lorsque le remblai est exposé d'une seule ou plusieurs face(s) dues à l'exploitation d'un chantier adjacent.

La solution de Winch (1999) considère que l'élément différentiel sous forme d'un prisme rectangulaire est plan (horizontal), ce qui lui donne des contraintes uniformes le long de la largeur et de la longueur du chantier.

Li et al. (2005) ont proposé une solution en 3D pour un chantier remblayé vertical. La figure 2.19 montre un chantier remblayé vertical, avec les différentes forces appliquées sur une couche isolée. Cette solution est une extension de la solution de Marston (1930) (voir aussi Handy, 1985; McCarthy, 1988). Plusieurs cas ont été étudiés selon les propriétés des quatre murs. Comme le montre la figure 2.17, à une profondeur h , l'élément de couche a subi des forces compressives latérales C_i ($i = 1$ à 4), des forces de cisaillement de l'interface remblai-roc verticales S_i et horizontales T_i ($i = 1$ à 4), des forces de cisaillement internes transversales S_B et longitudinales S_L , ainsi que des forces verticales internes V . La force verticale V est obtenue en émettant l'hypothèse que les contraintes verticales sont distribuées uniformément sur le plan horizontal.

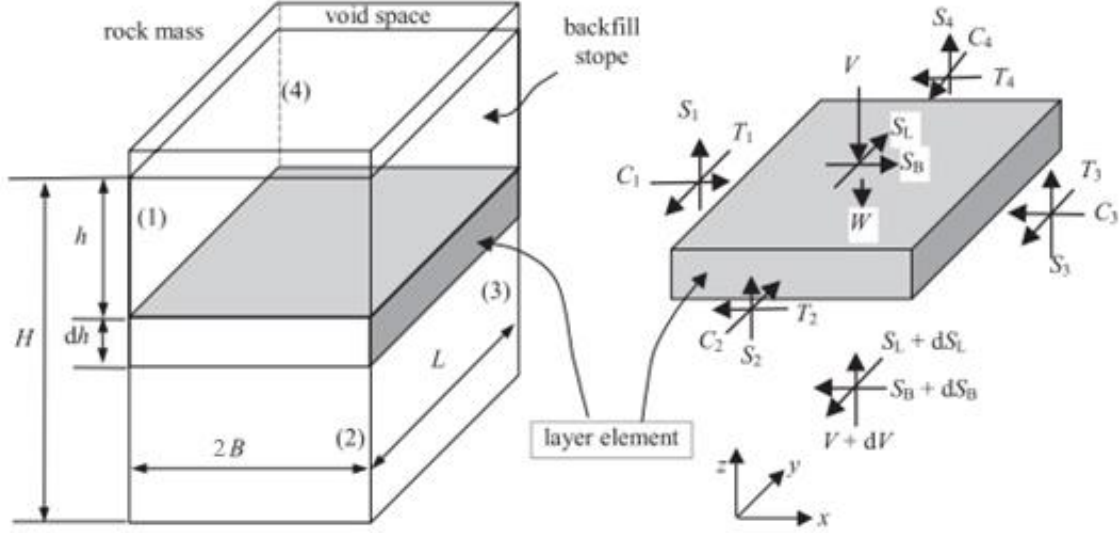


Figure 2.17 Les forces et les résistances qui agissent sur un élément plan différentiel en 3D dans un chantier remblayé (tirée de Li et al., 2005)

Les contraintes normales verticales et horizontales dans le plan horizontal à la profondeur h peuvent être traduites par l'expression suivante :

$$\sigma_{vh} = \frac{\gamma - (\kappa_{13}(2B)^{-1} + \kappa_{24}L^{-1})}{(\lambda_{13}(2B)^{-1} + \lambda_{24}L^{-1})} [1 - \exp(-h(\lambda_{13}(2B)^{-1} + \lambda_{24}L^{-1}))] \quad (2.43)$$

$$\sigma_{hhi} = K_i \sigma_{vh} + 2c \tan \alpha_i \quad (2.44)$$

avec

$$\lambda_{13} = K_1 \tan \delta_1 + K_3 \tan \delta_3 \quad (2.45)$$

$$\lambda_{24} = K_2 \tan \delta_2 + K_4 \tan \delta_4 \quad (2.46)$$

et

$$\kappa_{13} = c_1 + c_3 + 2c (\tan \alpha_1 \tan \delta_1 + \tan \alpha_3 \tan \delta_3) \quad (2.47)$$

$$\kappa_{24} = c_2 + c_4 + 2c (\tan \alpha_2 \tan \delta_2 + \tan \alpha_4 \tan \delta_4) \quad (2.48)$$

δ_i et c_i sont, respectivement, l'angle de friction et la cohésion dans l'interface remblai-roc; c est la cohésion du remblai; γ est le poids unitaire du remblai. Les valeurs de K_i et α_i (qui représentent le coefficient de pression des terres et l'angle d'état du remblai) sont présentées au tableau 2.2. Li et al. (2005) ont rapporté que la valeur de K_i varie entre le coefficient de pression des terres au repos K_0 et le coefficient de pression des terres actif K_a .

Tableau 2.2 Les valeurs de K_i et α_i pour les différentes conditions du remblai

Condition du remblai	K_i	α_i
Au repos (K_0)	$1 - \sin \phi$	0°
Actif (K_a)	$\frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi}$	$45^\circ - \frac{\phi}{2}$
Passif	$\frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi}$	$45^\circ + \frac{\phi}{2}$

Lorsque $\delta_i \leq \phi$ et $c_i \leq c$ ($i = 1$ à 4), le glissement du remblai est supposé avoir lieu le long des interfaces remblai-roc. Si $\delta_i > \phi$ et/ou $c_i > c$, le glissement du remblai est supposé avoir lieu à l'intérieur du remblai. Les paramètres δ_i et c_i ont les mêmes valeurs que ϕ et c , respectivement.

La solution de Li et al. (2005) peut être simplifiée en considérant des cas spéciaux :

- Si les coefficients de terres des deux faces opposées sont égaux (i.e., $K_1 = K_3$ et $K_2 = K_4$) et que les faces opposées ont la même cohésion du remblai ainsi que le même angle de friction interne de l'interface remblai-roc (i.e., $\delta_1 = \delta_3$, $\delta_2 = \delta_4$ et $c_1 = c_3$, $c_2 = c_4$), les équations 2.45 à 2.48 peuvent être écrites comme suit :

$$\lambda_{13} = 2 K_1 \tan \delta_1 \quad (2.49)$$

$$\lambda_{24} = 2 K_2 \tan \delta_2 \quad (2.50)$$

et

$$\kappa_{13} = 2c_1 + 2c \left((\tan \alpha_1 + \tan \alpha_3) \tan \delta_1 \right) \quad (2.51)$$

$$\kappa_{24} = 2c_2 + 2c \left((\tan \alpha_2 + \tan \alpha_4) \tan \delta_2 \right) \quad (2.52)$$

- Si les épontes opposées ont les mêmes propriétés (i.e., $K_1 = K_3$ et $K_2 = K_4$) et que les quatre murs ont également les mêmes propriétés (i.e., $\delta_1 = \delta_3 = \delta_2 = \delta_4$ et $c_1 = c_3 = c_2 = c_4$), les équations 2.45 à 2.48 peuvent être exprimées ainsi :

$$\lambda_{13} = 2 K_1 \tan \delta \quad (2.53)$$

$$\lambda_{24} = 2 K_2 \tan \delta \quad (2.54)$$

et

$$\kappa_{13} = 2c \left(1 + ((\tan \alpha_1 + \tan \alpha_3) \tan \delta) \right) \quad (2.55)$$

$$\kappa_{24} = 2c \left(1 + ((\tan \alpha_2 + \tan \alpha_4) \tan \delta) \right) \quad (2.56)$$

• Si les quatre murs se comportent de la même manière (i.e., $K_1=K_3=K_2=K_4=K$ et $\alpha_1=\alpha_3=\alpha_2=\alpha_4=\alpha$) et qu'ils ont les mêmes propriétés (i.e., $\delta_1=\delta_3=\delta_2=\delta_4$ $c_1=c_3=c_2=c_4$), les équations 2.45 à 2.48 peuvent être écrites de cette façon :

$$\lambda_{13} = 2 K \tan \delta \quad (2.57)$$

$$\lambda_{24} = 2 K \tan \delta \quad (2.58)$$

et

$$\kappa_{13} = 2c \left(1 + 2(\tan \delta \tan \alpha) \right) \kappa_{24} = 2c \left(1 + 2(\tan \delta \tan \alpha) \right) \quad (2.59)$$

• Si la largeur du chantier remblayé est largement plus grande que sa longueur (i.e., $L \gg B$), l'équation 2.43 devient :

$$\sigma_{vh} = \frac{\gamma B - c \left(1 + 2(\tan \delta \tan \alpha) \right)}{K \tan \delta} [1 - \exp(-2 K (2B)^{-1} \tan \delta h)] \quad (2.60)$$

• Si l'angle de friction du remblai est égal ou plus petit que celle de l'interface remblai-roc (i.e., $\phi \leq \delta$), l'équation 2.43 devient :

$$\sigma_{vh} = \frac{\gamma B - c \left(1 + 2(\tan \delta \tan \alpha) \right)}{K \tan \phi} [1 - \exp(-2 K (2B)^{-1} \tan \phi h)] \quad (2.61)$$

• Si le remblai n'a pas de cohésion, l'équation 2.43 devient :

$$\sigma_{vh} = \frac{\gamma B}{K \tan \phi} [1 - \exp(-2 K (2B)^{-1} \tan \phi h)] \quad (2.62)$$

La solution de Li et al. (2005) prend en considération l'effet de la différence des propriétés et le comportement des faces d'un chantier remblayé vertical. Elle prend aussi en compte l'effet de la cohésion de remblai. Cependant, cette solution suppose que la forme de l'élément différentiel est plane (horizontale), ce qui produit une uniformité des contraintes le long de la largeur du chantier. Cette uniformité des contraintes ne correspond pas aux simulations de Li et Aubertin (2008). La pression interstitielle n'a pas été prise en considération dans cette solution.

Pirapikaran et Sivakugan (2007) ont proposé une solution en 3D pour un chantier remblayé vertical (rectangulaire, circulaire ou carré) sans cohésion, en supposant que les quatre murs du chantier ont les mêmes propriétés et se comportent de la même manière. Les contraintes horizontales et verticales peuvent être écrites selon les équations suivantes pour un chantier rectangulaire:

$$\sigma_v = \frac{B\gamma}{2K \tan \delta} \left(\frac{L}{L+B} \right) \left[1 - \exp \left(-2 \left(\frac{L+B}{LB} \right) K h \tan \delta \right) \right] \quad (2.63)$$

$$\sigma_h = \sigma_v K \quad (2.64)$$

B = largeur du chantier (en m).

L = longueur de la tranchée (en m).

La solution de Pirapikaran et Sivakugan (2007) repose sur un coefficient de pression de terre égal à K_0 et sur un angle de friction de l'interface égal aux deux tiers de l'angle de friction interne du remblai.

Comparativement à la solution de Li et Aubertin (2005), la solution de Pirapikaran-Sivakugan (2007) est un cas spécial, puisqu'ils ont considéré le coefficient de pression des terres K ($K=K_0$) où le remblai est sans cohésion.

La plupart des solutions analytiques ne tenaient pas compte de la présence d'eau dans le remblai. Dans le cas des chantiers remblayés, l'eau peut jouer un rôle important, en particulier dans le cas de remblais hydrauliques et de remblais en pâte, puisque la hauteur du chantier peut atteindre plusieurs dizaines de mètres. Il est donc important de la considérer dans l'estimation des pressions et des contraintes, surtout pour la conception des barricades.

Afin de tenir compte des pressions d'eau, Li et Aubertin (2009c) ont proposé une solution pour obtenir les contraintes totales et effectives dans les chantiers remblayés submergés en déformation plane (2D). La figure 2.18 montre le schéma d'un chantier remblayé, partiellement submergé. Sur cette figure, H_m est l'épaisseur du remblai mouillé (humide) au-dessus de la nappe phréatique locale; H_b est l'épaisseur totale du remblai; H_w est l'épaisseur du remblai saturé au-dessous de la nappe phréatique; B est la largeur du chantier remblayé; ϕ et γ_m sont l'angle de friction interne et le poids unitaire du remblai dans la zone non saturée ($z > H_m$); ϕ' et γ_{sat} sont l'angle de friction effectif et le poids unitaire du remblai dans la zone saturée ($z \leq H_m$).

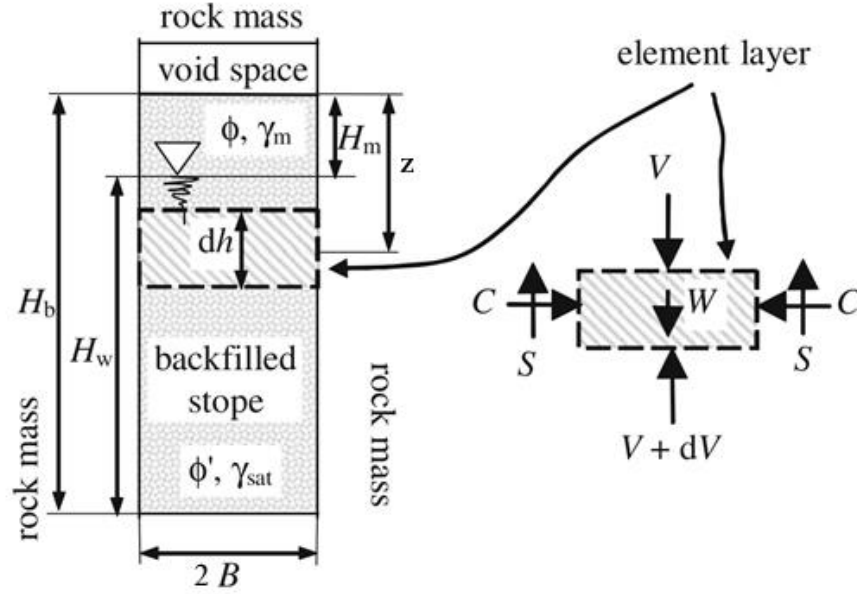


Figure 2.18 Schéma d'un chantier remblayé partiellement submergé d'eau (tirée de Li et Aubertin, 2009c)

Pour la zone au-dessus de la nappe phréatique locale ($z \leq H_m$), les contraintes horizontales et verticales totales peuvent être exprimées selon la solution de Marston modifiée.

Pour la zone au-dessous de la nappe phréatique ($z > H_m$), les contraintes effectives peuvent être écrites comme suit (Li et Aubertin, 2009c):

$$\sigma'_v = \frac{2B\gamma_{sub}}{2K_s \tan \phi'} \left[1 - \exp\left(-\frac{2K_s(z-H_m)}{2B} \tan \phi'\right) \right] + \frac{B\gamma_m}{2K \tan \phi} \left[1 - \exp\left(-\frac{2K H_m}{2B} \tan \phi\right) \right] \exp\left(-\frac{2K_s(z-H_m)}{2B} \tan \phi'\right) \quad (2.65)$$

$$\sigma'_h = \sigma'_v K_s \quad (2.66)$$

$$K_s = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi_{sat}}{2} \right) \quad (2.67)$$

K_s est le coefficient de pression des terres du remblai saturé.

$$\sigma'_v = \sigma_v - u_w \quad (2.68)$$

où σ_v est la contrainte verticale totale (en kPa) et u_w est la pression interstitielle (en kPa) dans le chantier.

Si le chantier remblayé est complètement drainé ($H_m \geq H_b$), la pression interstitielle devient nulle le long du chantier (l'effet de la succion a été négligé) et les contraintes totales verticales et horizontales sont écrites selon l'équation de Marston modifiée (Aubertin et al., 2003).

Si le chantier remblayé est complètement submergé et saturé ($H_m = 0$), les contraintes effectives verticales et horizontales sont écrites selon l'expression suivante :

$$\sigma'_v = \frac{B\gamma_{sub}}{\tan \phi_{sat} K_s} \left[1 - \exp \left(-\frac{\tan \phi_{sat} K_s z}{B} \right) \right] \quad (2.69)$$

$$\sigma'_h = \sigma'_v K_s \quad (2.70)$$

Li et Aubertin (2008) ont pris en compte la distribution non uniforme de la contrainte verticale à travers la largeur du chantier, telle qu'observée via des simulations numériques. Ils ont ainsi proposé une solution analytique modifiée pour estimer les contraintes dans un chantier vertical. Les contraintes verticales peuvent être estimées par l'équation suivante (Li et Aubertin, 2008) :

$$\sigma_{vx} = \sigma_{v0} \left[1 - a \left(\frac{|x|}{2B} \right)^b \right] \quad (2.71)$$

où σ_{v0} est la valeur de la contrainte verticale normale au centre du chantier ($x = 0$); σ_{vx} est la valeur de la contrainte verticale normale qui varie selon la position de x sur la largeur du chantier; a et b sont des paramètres qui contrôlent la courbure de la distribution des contraintes.

Les contraintes horizontales et verticales peuvent alors être obtenues selon les équations suivantes :

$$\sigma_{vx} = \frac{\gamma 2B}{2 \tan \delta K} \left[1 - a \left(\frac{|x|}{2B} \right)^b \right] \left[1 - \exp \left(-\frac{2 \tan \delta K}{2B (1-DF)} z \right) \right] \quad (2.72)$$

$$\sigma_h = \sigma_{vx} K \quad (2.73)$$

où x est la distance à partir de l'axe de symétrie du chantier; DF est un facteur de distribution :

$$DF = \frac{a}{2^{b(b+1)}} \quad (2.74)$$

a et b : paramètres qui contrôlent la courbure de la distribution des contraintes.

Une courbure marquée (i.e. distribution non uniforme de σ_v le long de la largeur) est obtenue avec une valeur élevée du paramètre a , comme le montre la figure 2.19. Une augmentation de la valeur de b réduit la courbure de la distribution de ces contraintes. La solution de Li et Aubertin (2008) peut être réduite à la solution de Marston si $a = 0$ ou b est très grand.

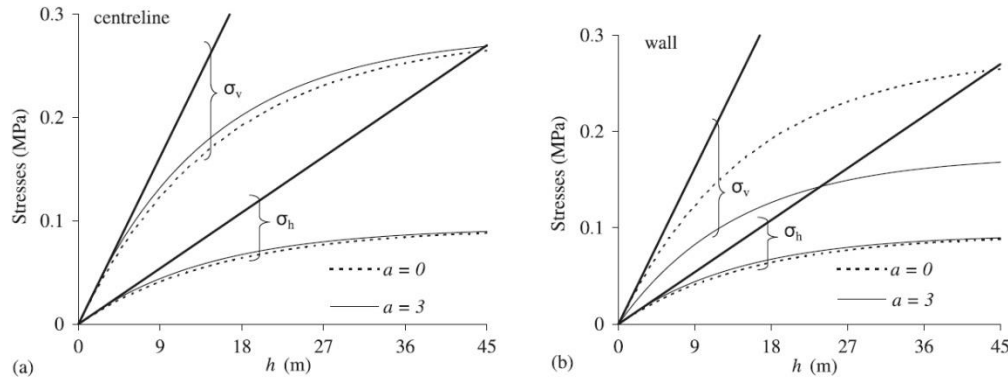


Figure 2.19 L'effet de la valeur du paramètre de courbure a sur la distribution des contraintes verticales et horizontales dans le chantier remblayé : (a) le long de la ligne verticale centrale; (b) le long des murs (tirée de Li et Aubertin, 2008)

Pour déterminer la valeur des paramètres a et b , Li et Aubertin (2008) ont réalisé plusieurs simulations numériques (avec FLAC), pour un remblai ayant un comportement élastoplastique (avec un critère MC). Ces résultats montrent que les valeurs de a et b peuvent être exprimés comme suit :

$$a = 2^{(1-\lambda_1 \frac{z}{B})} \tan^{-\lambda_2}(\phi_0 + \phi) \quad (2.75)$$

et $b = 3$;

avec $\phi_0 = 50^\circ$, $\lambda_1 = 0,02$ et $\lambda_2 = 0,1$.

La figure 2.20 montre la distribution des contraintes verticales estimées avec l'équation 2.72 et celles obtenues de simulations numériques le long des murs (Figure 2.20a) et à travers la mi-largeur (Figure 2.20b) du chantier remblayé. Cette figure montre qu'il y a une très bonne corrélation entre les résultats analytiques et les résultats numériques.

La solution de Li et Aubertin (2008) ne prend pas en considération l'effet des pressions interstitielles. Par conséquent, Li et Aubertin (2010) ont développé une solution complémentaire qui prend en compte l'effet de non-uniformité des contraintes le long de la largeur du chantier remblayé vertical et l'effet de la pression interstitielle.

La figure 2.21 montre un schéma d'une ouverture étroite verticale dans laquelle le matériau de remblayage est (partiellement ou totalement) submergé. H_b est la hauteur totale du remblai; $2B$ est la largeur du chantier remblayé; H_m est l'épaisseur du remblai humide au-dessus de la nappe phréatique (i.e. élévation où la pression de l'eau interstitielle $u_w = 0$). Les propriétés du remblai humide sont représentées par ϕ_m , l'angle de friction interne et γ_m , le poids volumique. Pour le

remblai saturé (en dessous de la nappe phréatique locale), les propriétés sont représentées par ϕ_{sat} et γ_{sat} .

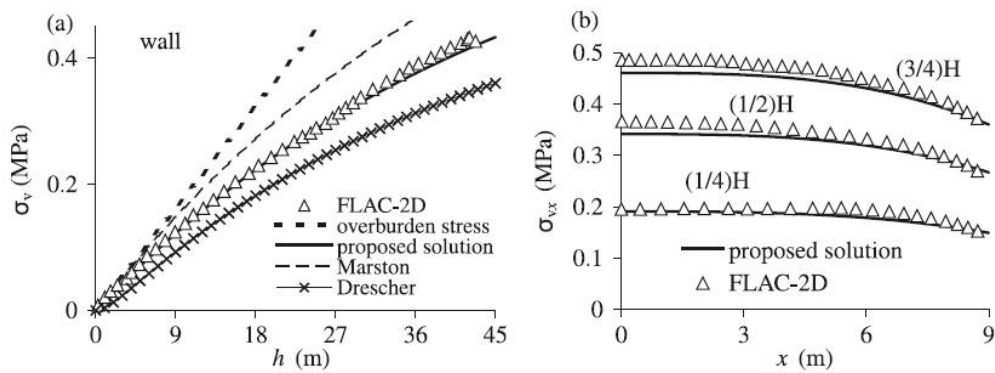


Figure 2.20 Distribution des contraintes verticales estimées par l'équation 2.72 et par des simulations numériques le long des murs (a) et à travers la mi-largeur (b) du chantier remblayé (tirée de Li et Aubertin, 2008)

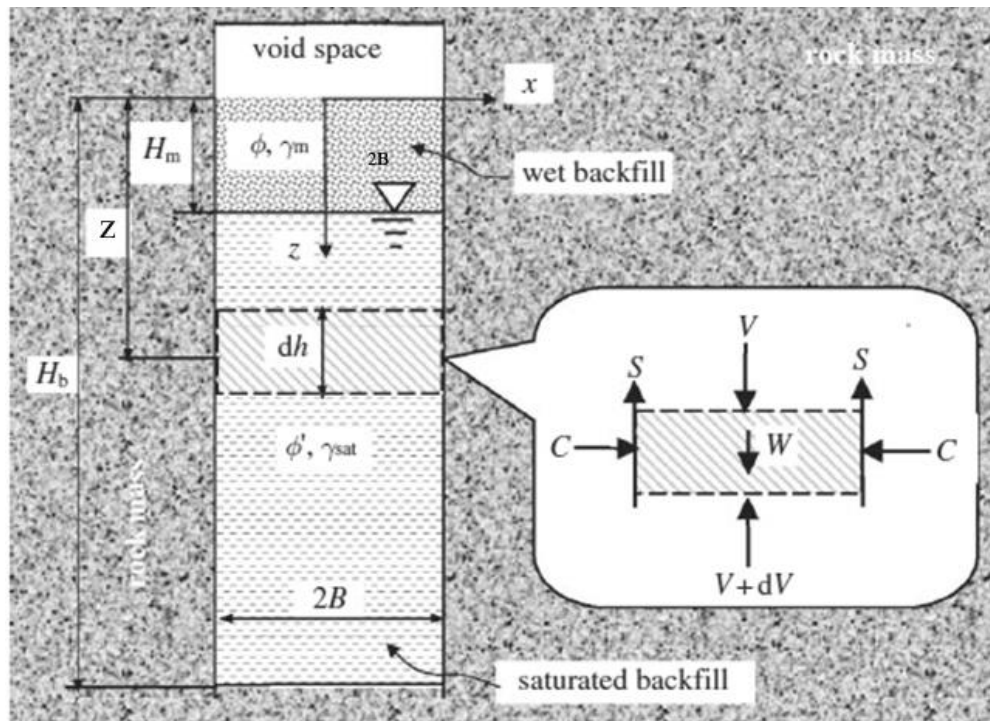


Figure 2.21 Schéma d'un chantier remblayé vertical avec le niveau de la nappe phréatique locale et les différentes forces qui agissent sur l'élément différentiel (tirée de Li et Aubertin, 2010).

Pour le remblai qui se trouve au-dessus de la nappe phréatique, on peut considérer que l'équation 2.72 (solution de Li et Aubertin, 2008) représente la distribution non uniforme des contraintes

verticales le long de la largeur du chantier vertical; cette équation est définie selon l'expression suivante :

$$\sigma_{vx} = \sigma_{v0} \left[1 - DF_m \left(\frac{|x|}{2B} \right)^3 \right] \quad (2.76)$$

où

$$\sigma_{v0} = \frac{\gamma_m B}{\tan \delta_m K_m} \left[1 - \exp \left(- \frac{4 \tan \delta_m K_m}{B (1 - DF_m)} z \right) \right] \quad (2.77)$$

Dans ces équations, δ_m est l'angle de friction interne du remblai humide (au-dessus de la nappe phréatique). Li et Aubertin (2010) ont supposé que $\delta_m = \phi_m$. Ils ont aussi considéré que $K = K_m$, où K_m est le coefficient de pression des terres en condition active (de Rankine). La non-uniformité de la contrainte verticale dépend du facteur de forme DF_m qui est représenté par l'équation 2.74.

Pour un remblai qui se trouve au-dessous de la nappe phréatique locale, les contraintes verticales totales le long de la largeur du chantier vertical peuvent être estimées par l'expression suivante (Li et Aubertin 2010) :

$$\sigma_{vx} = \sigma_{vx}' + u_w = \sigma_{vx}' + \gamma_w(z - H_m) \quad (2.78)$$

où u_w est la pression interstitielle (en kPa) dans le chantier.

Les contraintes verticales effectives le long de la largeur du chantier vertical sont calculées avec l'expression suivante (Li et Aubertin 2010) :

$$\sigma_{vx}' = \sigma_{v0}' \left[1 - DF_{sat} \left(\frac{|x|}{2B} \right)^3 \right] \quad (2.79)$$

où

$$\begin{aligned} \sigma_{v0}' = & \frac{\gamma_{sub} B}{\tan \delta_{sat} K_{sat}} \left[1 - \exp \left(- \frac{\tan \delta_{sat} K_{sat}}{B \left(1 - \frac{DF_{sat}}{4} \right)} (H_m - z) \right) \right] + \frac{\gamma_m B}{\tan \delta_m K_m} \left[1 - \right. \\ & \left. \exp \left(- \frac{\tan \delta_m K_m}{B \left(1 - \frac{DF_m}{4} \right)} H_m \right) \right] \exp \left(- \frac{\tan \delta_{sat} K_{sat}}{B \left(1 - \frac{DF_{sat}}{4} \right)} (H_m - z) \right) \end{aligned} \quad (2.80)$$

δ_{sat} est l'angle de friction de l'interface entre la roche et le remblai au-dessous de la nappe phréatique. Li et Aubertin (2010) ont supposé que $\delta_{sat} = \phi_{sat}$. Ils ont considéré aussi que $K = K_{sat}$, où K_{sat} est le coefficient de pression des terres actif dans la zone saturée. La non-uniformité de la contrainte verticale dépend du facteur de forme DF_{sat} qui est représenté par l'équation suivante :

$$DF_{sat} = \frac{2^{-\lambda}}{\tan^{0.1}(50^\circ + \phi_{sat})} \quad (2.81)$$

La figure 2.22 montre l'influence de l'angle de friction interne de remblai sur la contrainte effective calculée à partir de l'équation 2.80 le long de la profondeur (Figure 2.22a) et de la largeur (Figure 2.22b) du chantier ainsi que l'influence de la largeur du chantier sur la contrainte effective calculée à partir de l'équation 2.80 le long de la profondeur (Figure 2.22c) et de la largeur (Figure 2.22d) du chantier. Les résultats montrent que les contraintes effectives dans le remblai augmentent lorsque l'angle de friction interne du remblai diminue. Les contraintes verticales effectives sont plus grandes au centre que sur les murs (voir aussi la figure 2.22d). Les contraintes verticales effectives augmentent lorsque la largeur du chantier augmente.

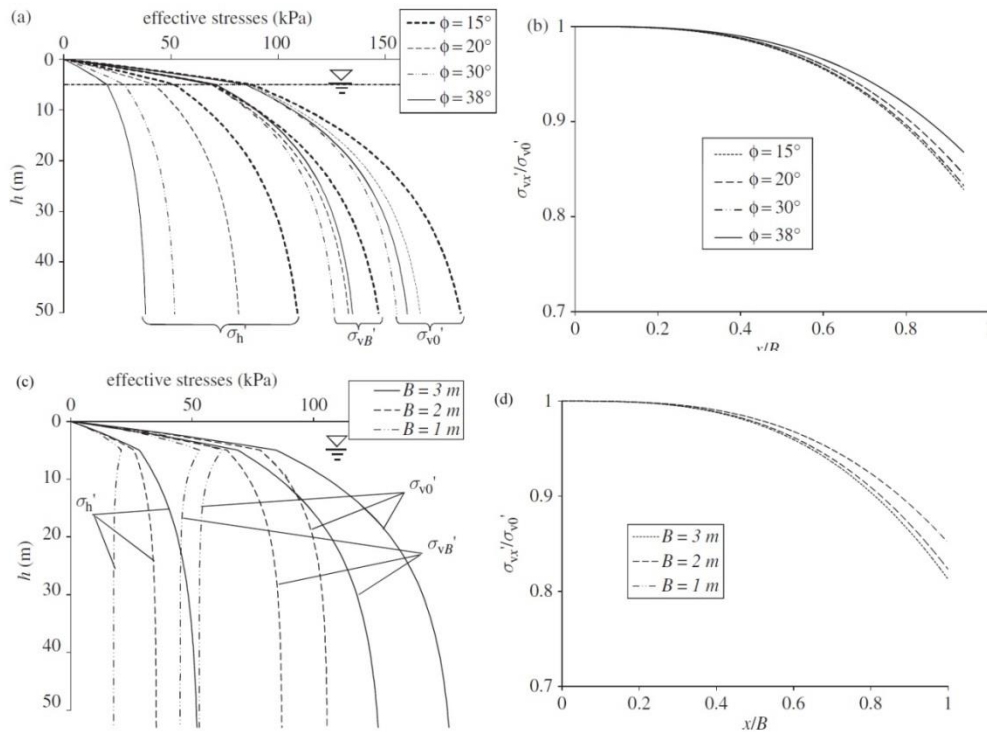


Figure 2.22 L'influence l'angle de friction interne de remblai sur la contrainte effective le long de la profondeur (a) et de la largeur du chantier (b) ainsi que l'influence de la largeur du chantier sur la contrainte effective le long de la profondeur (c) et de la largeur du chantier (d), calculées à partir de l'équation 2.80 (tirée de Li et Aubertin, 2010)

L'utilisation de la solution proposée par Li et Aubertin (2010) peut aider à comprendre la réponse du remblai avec ou sans la présence d'eau.

Li et Aubertin (2009b) ont proposé une solution analytique en 3D pour un chantier vertical partiellement submergé. La figure 2.23 montre un schéma d'un chantier remblayé, partiellement submergé, en 3D. H_m est l'épaisseur du remblai non saturé au-dessus de la nappe phréatique (où la pression interstitielle est nulle $u_w = 0$); H_b est l'épaisseur totale du remblai; H_w est l'épaisseur du remblai submergé au-dessous de la nappe phréatique; B et L sont, respectivement, la largeur et longueur du chantier remblayé; ϕ_m , c_m et γ_m sont, respectivement, l'angle de friction, la cohésion et le poids unitaire du remblai dans la zone mouillée ($z > H_m$); ϕ_{sat} , c_{sat} et γ_{sat} sont, respectivement, l'angle de friction effectif, la cohésion et le poids unitaire du remblai dans la zone saturée ($z \leq H_m$). Comme le montre la figure 2.23, à une profondeur z , l'élément de couche a subi des forces compressives latérales C_i ($i = 1$ à 2), des forces de cisaillement verticales de l'interface remblai-roc S_i ($i = 1$ à 2) et horizontales T_i ($i = 1$ à 2), ainsi que des forces verticales internes V et $V+dV$ (kN).

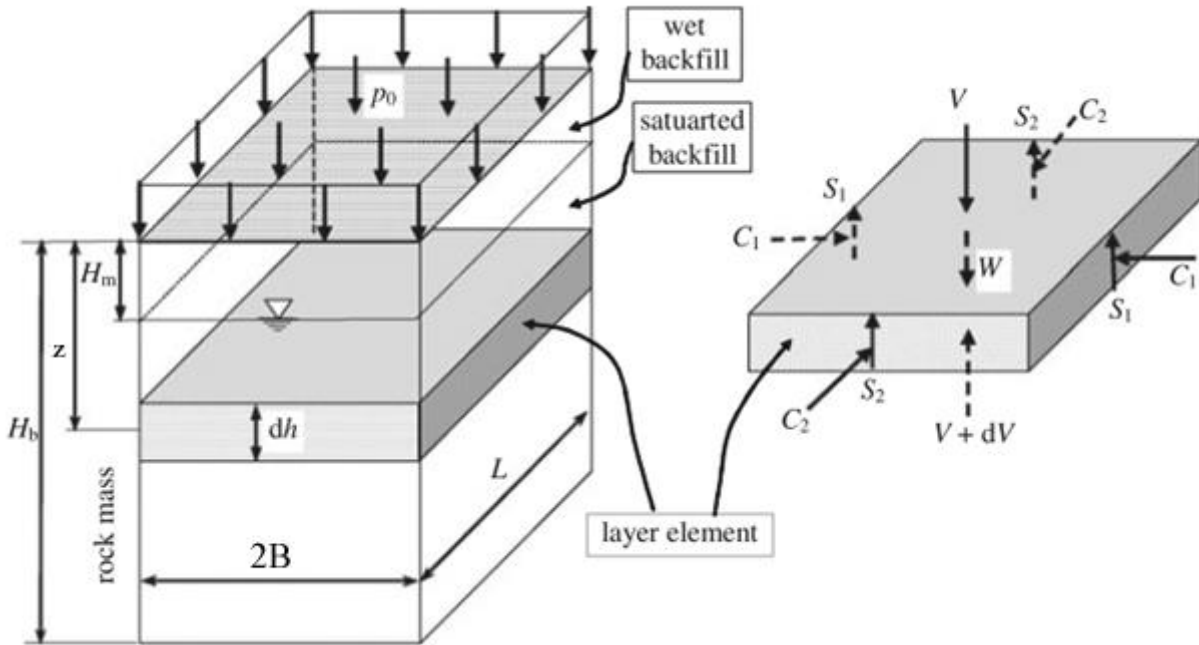


Figure 2.23 Les forces et les résistances qui agissent sur un élément différentiel en 3D dans un chantier remblayé partiellement saturé (tirée de Li et Aubertin, 2009b)

Dans la zone au-dessus de la nappe phréatique ($z \leq H_m$), les contraintes effectives verticales et horizontales peuvent être obtenues par l'expression suivante (Li et Aubertin, 2009b):

$$\sigma_{vh} = \frac{\gamma_m - 2c_m(\lambda_{1m}(2B)^{-1} + \lambda_{2m}L^{-1})}{M_m} [1 - \exp(-zM_m)] + p_0 \exp(-zM_m) \quad (2.82)$$

$$\sigma_{hhi} = \sigma_{vh} K_{im} + 2c_m \tan \alpha_{im} \quad (2.83)$$

avec

$$M_m = 2(K_{1m} 2B^{-1} + K_{2m} L^{-1}) \tan \delta_m \quad (2.84)$$

$$\lambda_{1m} = 1 + 2 \tan \delta_m \tan \alpha_{1m} \quad (2.85)$$

$$\lambda_{2m} = 1 + 2 \tan \delta_m \tan \alpha_{2m} \quad (2.86)$$

Les valeurs de K_{im} et α_{im} qui représentent le coefficient de pression des terres et l'angle d'état du remblai sont présentées au tableau 2.3. Li et Aubertin (2009b) ont rapporté que la valeur de K_{im} varie entre le coefficient de pression des terres au repos K_0 et le coefficient de pression des terres actif K_a .

Tableau 2.3 Définition du coefficient de réaction du remblai non cohésif K_i et de l'angle d'état du remblai α_i ($i=1,2$) (Li et Aubertin, 2009b)

Condition du remblai	Remblai non saturé		Remblai saturé	
	K_{im}	α_{im}	K_{isat}	α_{isat}
Au repos	$1 - \sin \phi_m$	0°	$1 - \sin \phi_{sat}$	0°
Active	$\frac{1 - \sin \phi_m}{1 + \sin \phi_m}$	$\frac{\phi_m}{2} - 45^\circ$	$\frac{1 - \sin \phi_{sat}}{1 + \sin \phi_{sat}}$	$\frac{\phi_{sat}}{2} - 45^\circ$
Passive	$\frac{1 + \sin \phi_m}{1 - \sin \phi_m}$	$\frac{\phi_m}{2} + 45^\circ$	$\frac{1 + \sin \phi_{sat}}{1 - \sin \phi_{sat}}$	$\frac{\phi_{sat}}{2} + 45^\circ$

Dans la zone au-dessous de la nappe phréatique ($z \geq H_m$), les contraintes effectives verticales et horizontales peuvent se traduire par l'expression suivante (Li et Aubertin, 2009b):

$$\sigma_{vh}' = \left\{ \frac{\gamma_m - 2c_m(\lambda_{1m}(2B)^{-1} + \lambda_{2m}L^{-1})}{M_m} [1 - \exp(-H_m M_m)] \exp[(H_m - z)M_{sat}] \right\} + \left\{ \frac{\gamma_{sub} - 2c_{sat}(\lambda_{1sat}(2B)^{-1} + \lambda_{2sat}L^{-1})}{M_{sat}} [1 - \exp((H_m - z)M_{sat})] + p_0 \exp[(H_m - z)M_{sat} - (H_m M_m)] \right\} \quad (2.87)$$

$$\sigma_{hhi}' = \sigma_{vh}' K_{isat} + 2c_{sat} \tan \alpha_{isat} \quad (2.88)$$

avec

$$M_{sat} = 2(K_{1sat}(2B)^{-1} + K_{2sat}L^{-1}) \tan \delta_{sat} \quad (2.89)$$

$$\lambda_{1sat} = 1 + 2 \tan \delta_{sat} \tan \alpha_{1sat} \quad (2.90)$$

$$\lambda_{2sat} = 1 + 2 \tan \delta_{sat} \tan \alpha_{2sat} \quad (2.91)$$

Les contraintes totales verticales et horizontales dans un chantier partiellement totalement submergé peuvent être exprimées par les expressions suivantes :

$$\sigma_{hhi} = \sigma_{hhi}' + \gamma_w(z - H_m) \quad (2.92)$$

$$\sigma_{vh} = \sigma_{vh}' + \gamma_w(z - H_m) \quad (2.93)$$

Lorsqu'il n'y a pas de pression à la surface du remblai ($p_0 = 0$), l'équation 2.87 devient :

$$\begin{aligned} \sigma_{vh}' = & \left\{ \frac{\gamma_m - 2c_m(\lambda_{1m}(2B)^{-1} + \lambda_{2m}L^{-1})}{M_m} [1 - \exp(-H_m M_m)] \exp[(H_m - z)M_{sat}] \right\} + \\ & \left\{ \frac{\gamma_{sub} - 2c_{sat}(\lambda_{1sat}(2B)^{-1} + \lambda_{2sat}L^{-1})}{M_{sat}} [1 - \exp((H_m - z) M_{sat})] \right\} \end{aligned} \quad (2.94)$$

Lorsque les quatre murs du chantier réagissent de la même façon et ont les mêmes propriétés ($K_{1sat} = K_{2sat} = K_{sat}$, $K_{1m} = K_{2m} = K_m$, et $\alpha_{1sat} = \alpha_{2sat} = \alpha_{sat}$, $\alpha_{1m} = \alpha_{2m} = \alpha_m$, et $\lambda_{1sat} = \lambda_{2sat} = \lambda_{sat}$, $\lambda_{1m} = \lambda_{2m} = \lambda_m$), l'équation 2.87 devient :

$$\begin{aligned} \sigma_{vh}' = & \frac{\gamma_m - 2c_m \lambda_m M}{2 \tan \delta_m K_m M} [1 - \exp(-2H_m K_m M \tan \delta_m)] \exp(2(H_m - z) K_{sat} M \tan \delta_{sat}) + \\ & \frac{\gamma_{sub} - 2c_{sat} \lambda_{sat} M}{2 \tan \delta_{sat} K_{sat} M} \{1 - \exp[2(H_m - z) K_{sat} M \tan \delta_{sat}]\} \end{aligned} \quad (2.95)$$

$$\sigma_{hh1}' = \sigma_{hh2}' = \sigma_{vh}' K_{isat} + 2c_{sat} \tan \alpha_{sat} \quad (2.96)$$

$$M = (2B)^{-1} + L^{-1} \quad (2.97)$$

Pour un remblai sans cohésion, l'équation 2.87 devient :

$$\begin{aligned} \sigma_{vh}' = & \frac{\gamma_m}{2 \tan \delta_m K_m M} [1 - \exp(-2H_m K_m M \tan \delta_m)] \exp(2(H_m - z) K_{sat} M \tan \delta_{sat}) + \\ & \frac{\gamma_{sub}}{2 \tan \delta_{sat} K_{sat} M} \{1 - \exp[2(H_m - z) K_{sat} M \tan \delta_{sat}]\} \end{aligned} \quad (2.98)$$

$$\sigma_{hh1}' = \sigma_{hh2}' = \sigma_{vh}' K_{isat} \quad (2.99)$$

Lorsque les propriétés de cisaillement de l'interface remblai-roc sont les mêmes que celles du remblai ($\delta_m = \phi_m$ et $\delta_{sat} = \phi_{sat}$), l'équation 2.87 devient :

$$\sigma_{vh}' = \frac{\gamma_m}{2 \tan \phi_m K_m M} [1 - \exp(-2H_m K_m M \tan \phi_m)] \exp(2(H_m - z) K_{sat} M \tan \phi_{sat}) + \frac{\gamma_{sub}}{2 \tan \phi_{sat} K_{sat} M} \{1 - \exp[2(H_m - z) K_{sat} M \tan \phi_{sat}]\} \quad (2.100)$$

$$\sigma_{hh1}' = \sigma_{hh2}' = \sigma_{vh}' K_{sat} \quad (2.101)$$

Finalement, lorsque la longueur du chantier est très grande par rapport à sa largeur ($L \gg 2B$, $M \approx 2B^{-1}$), l'équation 2.87 devient :

$$\sigma_{vh}' = \frac{\gamma_m B}{\tan \phi_m K_m} \left[1 - \exp\left(-\frac{H_m}{B} K_m \tan \phi_m\right) \right] \exp\left(\frac{(H_m - z)}{B} K_{sat} \tan \phi_{sat}\right) + \frac{\gamma_{sub} B}{\tan \phi_{sat} K_{sat}} \left\{ 1 - \exp\left[\frac{(H_m - z)}{B} K_{sat} \tan \phi_{sat}\right] \right\} \quad (2.102)$$

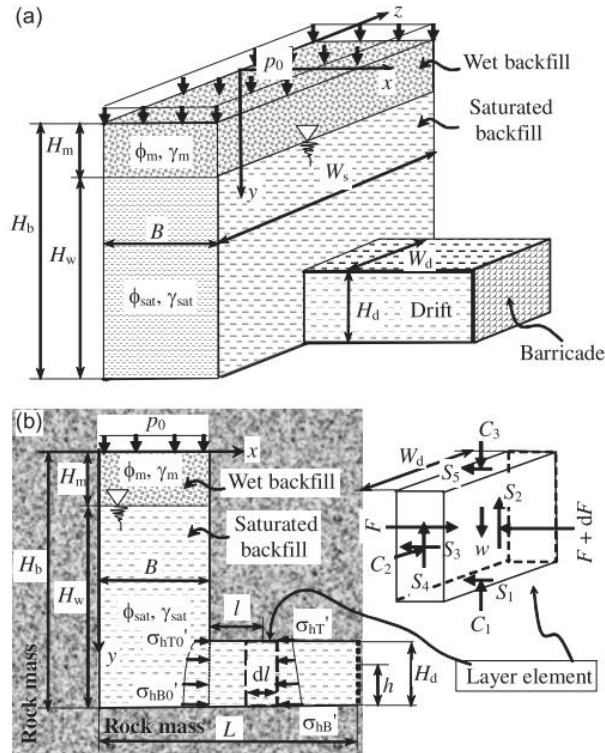


Figure 2.24 Schéma d'un chantier remblayé avec une galerie et une barricade : (a) un aperçu 3D; (b) vue en coupe transversale le long du plan symétrique avec un élément d'une couche isolée (tirée de Li et Aubertin, 2009e)

Li et Aubertin (2009d, 2009e) ont proposé une solution analytique qui permet d'évaluer la distribution des contraintes sur la barricade pour le cas drainé et non drainé. La figure 2.24 montre la géométrie d'un chantier vertical avec une galerie d'accès. Sur la figure, B est la largeur du chantier, L est la distance entre la barricade et le mur gauche du chantier; l est la distance horizontale entre l'entrée de la galerie et l'élément de couche mince; H_d est la hauteur de la galerie; et L_d est la largeur de la galerie.

La solution de Li et Aubertin (2009d, 2009e) est exprimée comme suit :

$$\sigma'_h = \left[\sigma'_{hT0} \frac{h}{H_d} + \sigma'_{hB0} \left(1 - \frac{h}{H_d} \right) \right] \exp \left(- \frac{2 \tan \delta_m}{K_{dl}} \left(\frac{1}{H_d} + \frac{K_{dt}}{L_d} \right) l \right) \quad (2.103)$$

$$\sigma_h = \left[\sigma_{hT0} \frac{h}{H_d} + \sigma_{hB0} \left(1 - \frac{h}{H_d} \right) \right] \exp \left(- \frac{2 \tan \delta_m}{K_{dl}} \left(\frac{1}{H_d} + \frac{K_{dt}}{L_d} \right) l \right) \quad (2.104)$$

$$K_{dl} \approx K_a$$

où σ'_{hT0} (kPa) et σ'_{hB0} (kPa) sont les contraintes effectives en haut et en bas de l'accès de la galerie à l'entrée du chantier; K_{dl} et K_{dt} sont les coefficients de pression des terres dans la direction longitudinale et transversale respectivement.

La majorité des solutions analytiques et numériques existantes ont été développées pour évaluer les contraintes dans les ouvertures remblayées dans des conditions 2D (déformation plane) ou dans des conditions 3D mais pour un chantier vertical seulement. Jahanbakhshzadeh et al. (2018b) ont proposé une solution analytique 3D pour déterminer les contraintes dans les chantiers remblayés inclinés comme suit :

$$\sigma_{zz} = \frac{\gamma \sin \beta}{2(B^{-1}+L^{-1})K_\beta \tan \phi} \left\{ 1 - \exp \left[- \frac{2(B^{-1}+L^{-1})K_\beta \tan \phi}{\sin \beta} h \right] \right\} \quad (2.105)$$

où γ (kN/m³) est le poids volumique du remblai; h est la profondeur du point de calcul; B (m) est la largeur du chantier; ϕ (°) est l'angle de friction interne du remblai; β est l'angle d'inclinaison des parois du chantier; K_β est le coefficient de pression des terres dans le chantier (eq. 2.32).

2.3 Modélisations numériques pour évaluer les contraintes dans des chantiers remblayés

Les modélisations numériques sont utiles pour vérifier la représentativité des solutions analytiques qui impliquèrent souvent des hypothèses simplificatrices. Dans ce qui suit, des travaux de

modélisation numérique réalisés pour évaluer l'état des contraintes dans les chantiers remblayés seront présentés.

Li et al. (2003) ont mené une série de simulations numériques à l'aide de FLAC2D (Itasca, 2002) pour la distribution des contraintes dans un chantier remblayé. La géométrie et les propriétés des matériaux de leur modèle sont présentées à la figure 2.25. La roche entourant le chantier est considérée comme homogène, isotrope et linéaire élastique, tandis que le remblai se comporte comme un matériau élastoplastique obéissant au critère de Mohr-Coulomb.

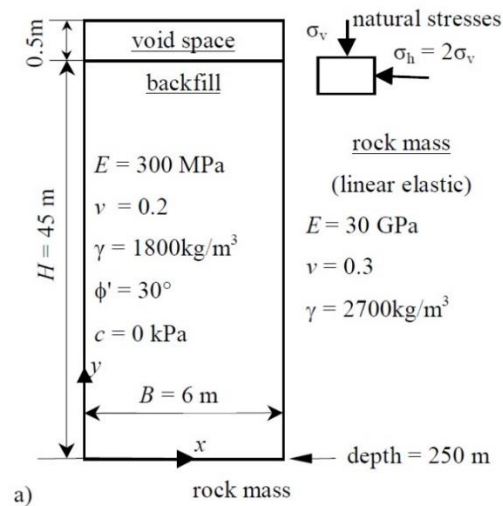


Figure 2.25: La géométrie et les propriétés des matériaux du chantier remblayé (tirée de Li et al., 2003)

La figure 2.26 illustre la distribution des contraintes verticales et horizontales dans un chantier remblayé vertical obtenues à l'aide de la modélisation numérique. Comme l'illustre cette figure, la distribution des contraintes n'est pas uniforme pour les deux composantes (verticale et horizontale). À une profondeur donnée, les deux contraintes sont généralement plus faibles près de la paroi que celles au centre du chantier. Ceci indique l'établissement d'effet d'arche dans ce chantier remblayé.

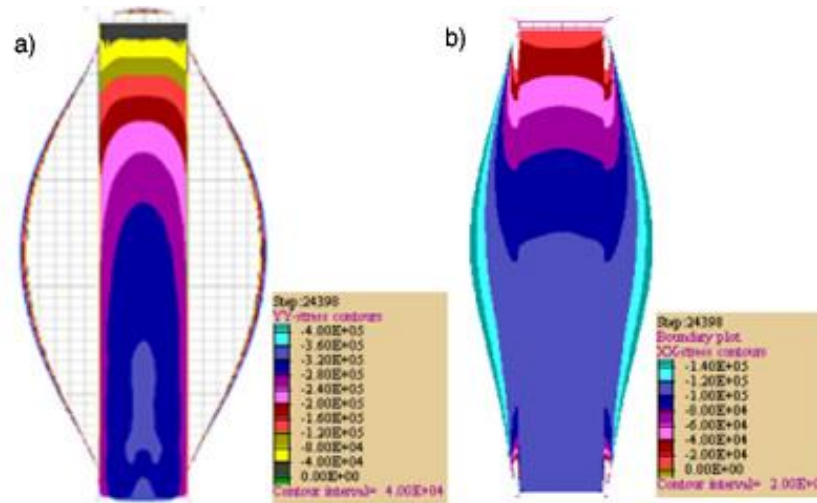


Figure 2.26 Résultats numériques effectués avec FLAC2D de la distribution des contraintes verticale (a) et horizontale (b) dans un chantier remblayé (tirée de Li et al., 2003)

La figure 2.27 illustre la variation des contraintes verticales (Figure 2.27a) et horizontales (Figure 2.27b) en fonction de la profondeur, obtenue avec des modélisations numériques (Li et al., 2003) et analytiques (Aubertin et al., 2003) le long de la ligne verticale centrale du chantier. Cette figure montre que les contraintes verticales et horizontales en profondeur sont plus faibles que celles qui sont calculées selon le poids des terres du remblai, en raison de l'effet d'arche. Les résultats montrent aussi que la solution de Marston (1930) sous-estime l'ampleur des contraintes verticales et horizontales par rapport aux résultats numériques obtenus avec FLAC2D le long de la ligne verticale centrale du chantier.

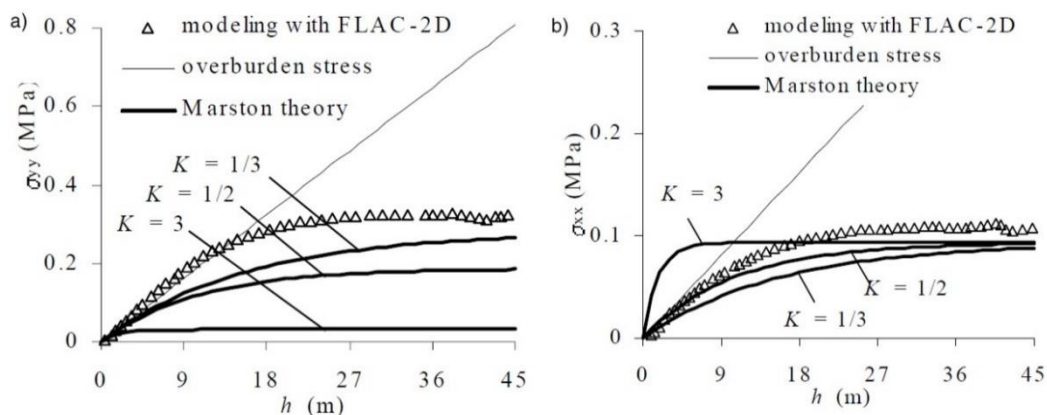


Figure 2.27 Variation de la contrainte verticale et horizontale en fonction de la profondeur à la ligne centrale du chantier (tirée de Li et al., 2003)

Pirapakaran et Sivagukan (2007) ont aussi étudié l'effet d'arche et la distribution des contraintes dans un chantier remblayé vertical à l'aide des modélisations numériques avec le code FLAC2D. Ils ont tenu en compte l'effet du nombre de couches et l'introduction des éléments d'interface sur la distribution des contraintes dans un chantier remblayé vertical, en utilisant les mêmes géométries et des propriétés géotechniques du modèle numérique utilisé par Li et al. (2003).

La figure 2.28 montre les contraintes normales verticales le long de la ligne verticale centrale du chantier qui sont obtenues avec le code FLAC2D avec et sans éléments d'interface. Cette figure montre que les contraintes verticales obtenues avec l'introduction des éléments d'interface (l'angle de friction interne de l'interface est deux tiers de l'angle de friction du remblai) sont plus élevées que celles obtenues sans éléments d'interface. En se basant sur ces résultats, Pirapakaran (2008) a suggéré de prendre en considération les éléments d'interface entre la roche et le remblai.

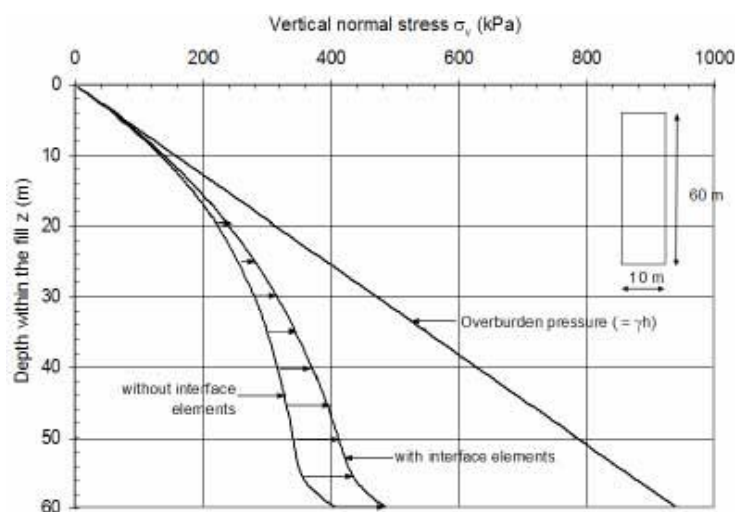


Figure 2.28 Variation de la contrainte verticale en fonction de la profondeur à la ligne verticale centrale du chantier avec et sans éléments d'interface (tirée de Pirapakaran, 2008).

Li et al. (2003) ont étudié la distribution des contraintes dans un chantier incliné, avec une inclinaison de 30° (à la verticale), en utilisant FLAC2D. La figure 2.28 montre la géométrie du chantier remblayé incliné. Les résultats indiquent que les contraintes horizontales le long de la ligne centrale du chantier, obtenues par les simulations numériques FLAC2D sont assez proches de celles calculées avec la solution analytique de Marston (1930), en considérant un coefficient de pression de terre au repos (K_0), tandis que les contraintes verticales sont surestimées par la solution de Marston (1930).

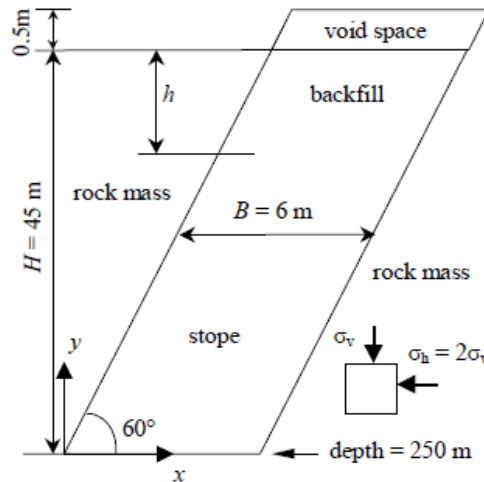


Figure 2.29 Géométries du chantier et propriétés géotechniques du modèle utilisé dans les modélisations numériques de Li et al., (2003)

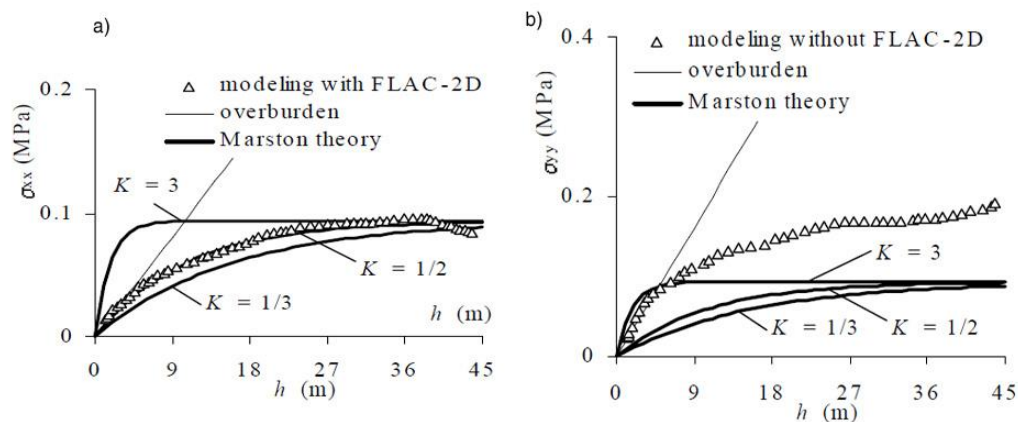


Figure 2.30 Comparaison entre les contraintes horizontales σ_{xx} (a) verticales σ_{yy} (b), obtenues avec la solution analytique de Marston (1930) et avec les modélisations numériques le long de la ligne centrale du chantier incliné (tirée de Li et al., 2003)

Li et Aubertin (2009a) ont mené une série de modélisations numériques avec le code FLAC2D, pour investiguer l'influence des géométries du chantier et des propriétés géotechniques du remblai sur la distribution des contraintes verticales et horizontales dans un chantier remblayé incliné. Le même modèle de Li et al. (2003) a été utilisé (voir la figure 2.31).

(Figure 2.31b) et des angles des contraintes principales mineures avec l'horizontale (Figure 2.31c) dans un chantier incliné de $\alpha = 80^\circ$ (par rapport à l'horizontale). Les contraintes horizontales et verticales augmentent d'une façon non linéaire avec la profondeur. Les contraintes horizontales et

verticales sont généralement plus élevées sur l'éponte inférieure que celles proches de l'éponte supérieure. Les angles que font les contraintes principales mineures avec l'horizontal changent à travers la largeur du chantier, ce qui montre que les contraintes (principales et totales) ne sont pas uniformes le long de la largeur du chantier.

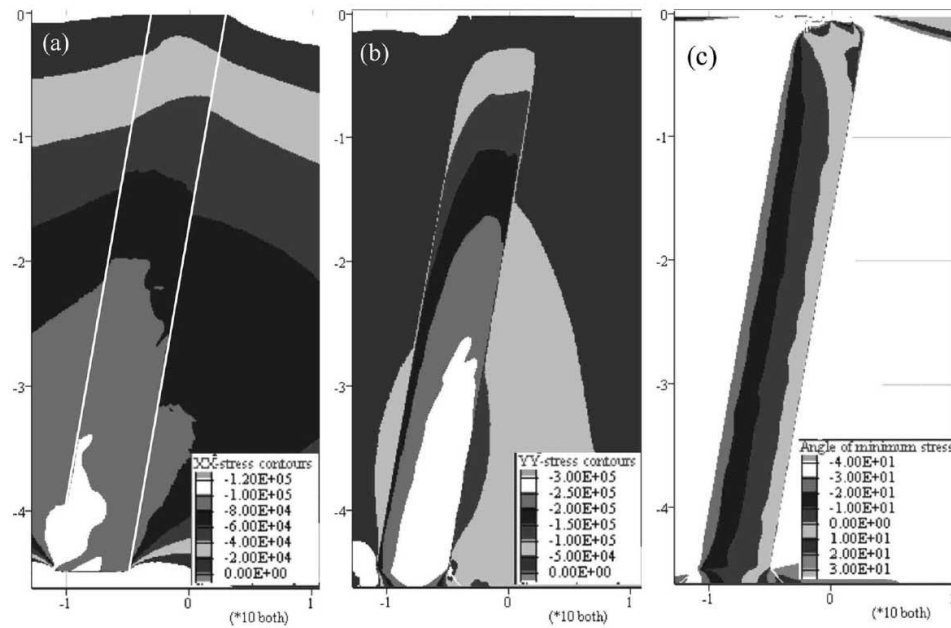


Figure 2.31 Résultats numériques des distributions des contraintes horizontales (a) et verticales (b) et des angles (c) des contraintes principales mineures avec l'axe horizontal dans un chantier incliné ($\alpha = 80^\circ$ par rapport à l'horizontale) (tirée de Li et Aubertin, 2009a)

La figure 2.31 montre les distributions des contraintes horizontales (Figure 2.31a) et verticales

La figure 2.32 montre la variation des contraintes verticales et horizontales à travers la largeur (Figure 2.32a), le long de la ligne centrale inclinée (Figure 2.32b), proche des épontes supérieures (Figure 2.32c) et inférieures (Figure 2.32d) pour différents angles d'inclinaison du chantier (90° à 60°). On voit que la distribution des contraintes horizontales à travers la largeur du chantier à la mi-hauteur du chantier reste constante (uniforme) pour différentes inclinaisons α , alors que la distribution des contraintes verticales montre une non-uniformité à travers la largeur du chantier (Figure 2.32a). Lorsque l'angle d'inclinaison diminue, les contraintes verticales sur l'éponte supérieure diminuent. En général, les contraintes horizontales sont peu affectées par le changement d'inclinaison tandis que les contraintes verticales diminuent avec la diminution de l'angle d'inclinaison.

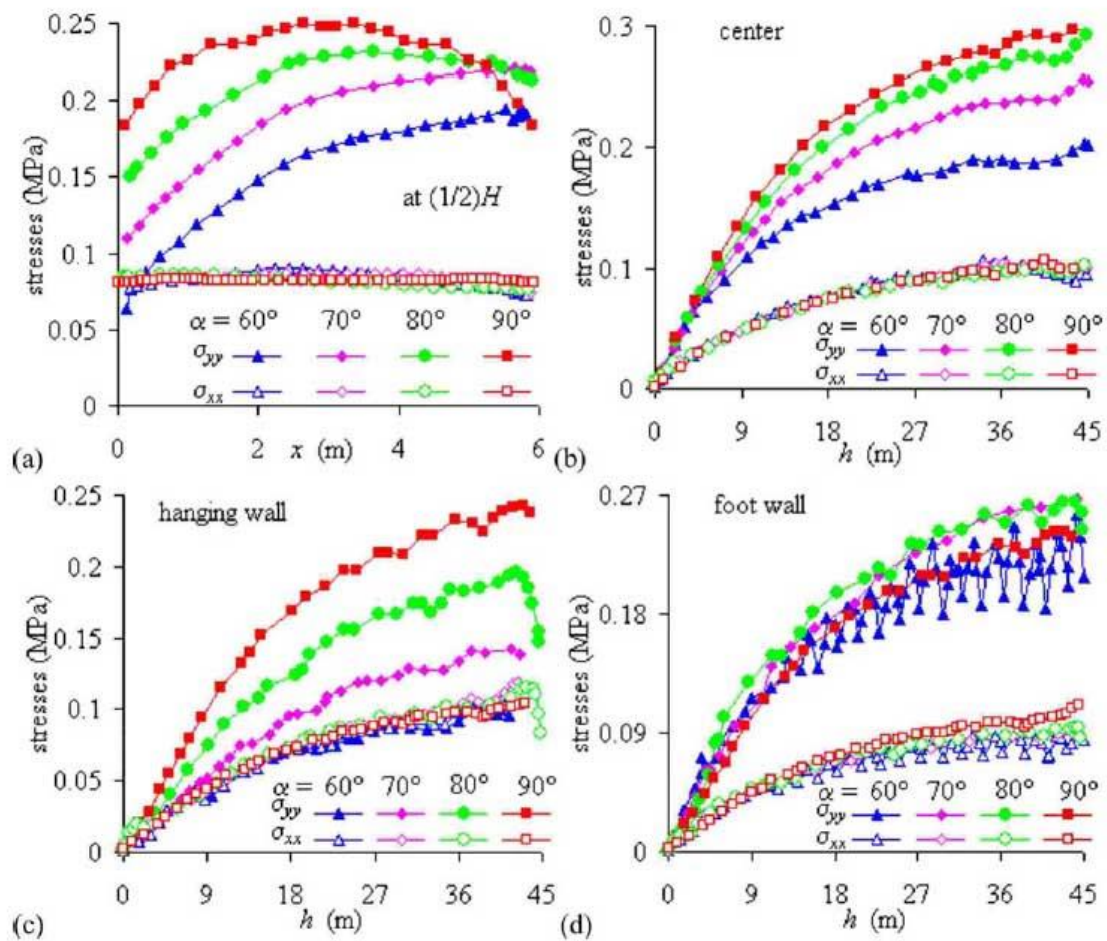


Figure 2.32 Variation des contraintes verticales et horizontales le long (a) de la largeur du chantier à la mi- profondeur, (b) de la ligne verticale centrale, (c) de l'épente supérieure et (d) de l'épente inférieure pour l'angle d'inclinaison du chantier variant entre 90° et 60° (tirée de Li et Aubertin, 2009a)

La figure 2.33 montre les distributions des contraintes verticales et horizontales, obtenues par des simulations numériques le long de la ligne verticale au centre LVC (Figure 2.33a), et proches des épentes supérieures (Figure 2.33b) et inférieures (Figure 2.33c) respectivement, pour différentes valeurs de l'angle de friction interne du remblai (10° à 40°). Lorsque l'angle de friction interne augmente, la friction le long des interfaces entre le remblai et les murs peuvent augmenter. L'effet d'arche est plus prononcé, menant à des contraintes plus faibles dans le remblai. Cependant, l'effet de l'angle de friction interne sur l'effet d'arche à la contrainte verticale diminue lorsque la valeur de ϕ' est supérieure à 20° .

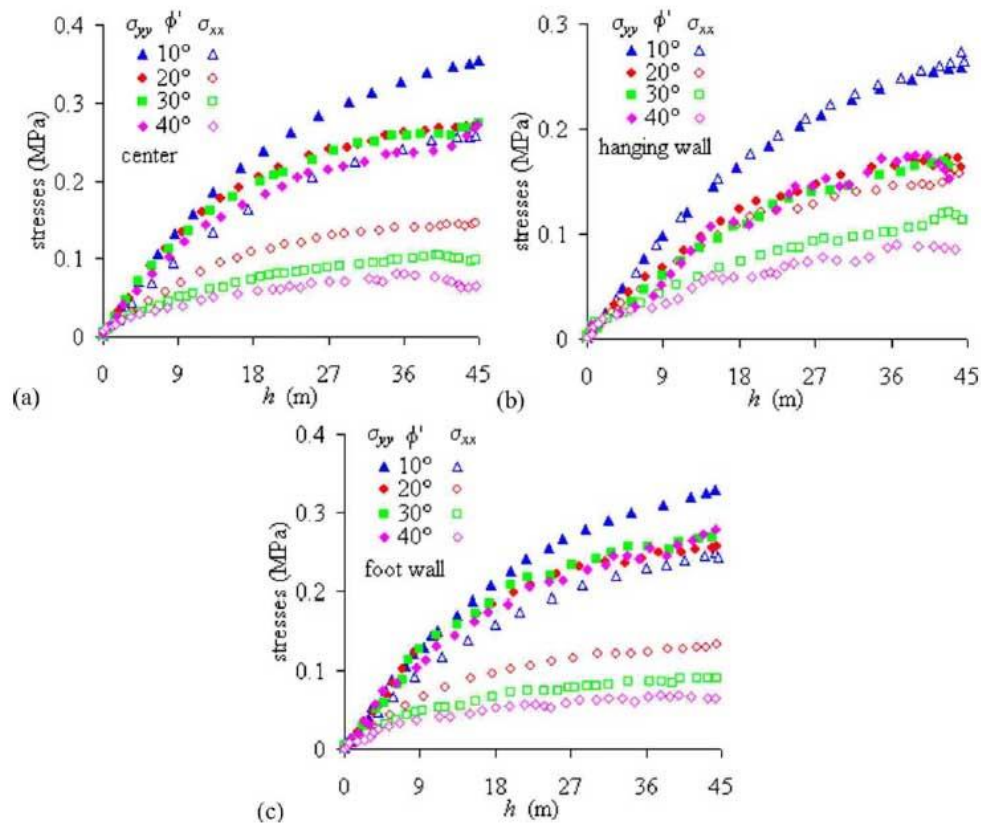


Figure 2.33 Variation des contraintes verticales et horizontales le long de la LVC (a) et proche des épontes supérieure (b) et inférieure (c) obtenues avec FLAC2D pour différentes valeurs de l'angle de friction interne du remblai (tirée de Li et Aubertin, 2009a)

Pirapakaran (2008) a réalisé une série de simulations numériques 3D. Aucun élément d'interface n'a été considéré dans ces séries de simulations numériques. La figure 2.34 montre la variation des contraintes verticales le long de la ligne centrale du chantier remblayé vertical obtenues par des simulations numériques à l'aide de FLAC-3D, pour différents rapports de longueur/largeur (l/w). Cette figure montre qu'avec une largeur donnée, les contraintes verticales augmentent avec l'augmentation de la longueur du chantier. Les contraintes verticales peuvent devenir insensibles au changement de la longueur lorsqu'elle est 5 à 7 fois la largeur du chantier.

Pirapakaran (2008) a effectué aussi des simulations pour évaluer l'effet de la cohésion et l'angle de friction des remblais sur la distribution des contraintes dans un chantier circulaire (C), carré (S) et étroit (N) à l'aide du code FLAC3D, afin de valider leur solution analytique (Pirapakaran et Sivagukan, 2007b). La figure 2.35 montre la variation des contraintes verticales le long de la ligne

centrale pour un chantier circulaire (C), carré (S) et étroit (N), avec différentes valeurs de l'angle de friction interne (ϕ). Les contraintes verticales dans un chantier circulaire sont similaires à celles dans un chantier carré. Pour les deux cas, les contraintes sont plus élevées que celles dans un chantier étroit. En général pour les trois formes (C, S et N) de chantier, les contraintes verticales diminuent le long de la ligne centrale du chantier lorsque l'angle de friction interne (ϕ) augmente.

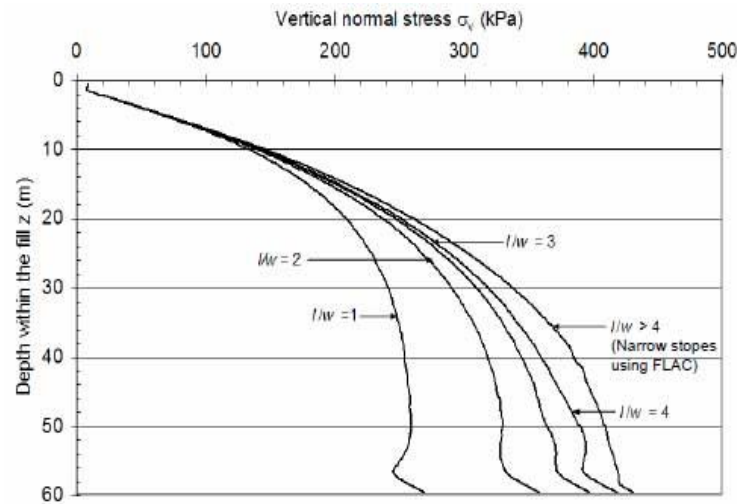


Figure 2.34 Variation des contraintes verticales le long de la ligne centrale du chantier remblayé vertical obtenu par des simulations numériques avec FLAC3D, pour différents rapports de longueur/largeur (tirée de Pirapakaran, 2008)

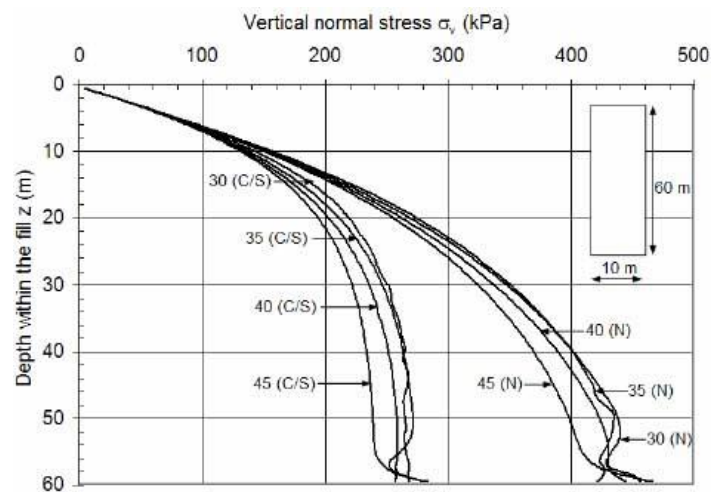


Figure 2.35 Contraintes verticales le long de la ligne centrale pour un chantier circulaire (C), carré (S) et étroit (N) avec différentes valeurs de l'angle de friction interne (ϕ) (tirée de Pirapakaran, 2008)

Afin de valider une solution analytique développée pour évaluer les contraintes dans un chantier remblayé vertical, Li et Aubertin (2009c) ont réalisé une série de simulations numériques. La figure 2.36 montre la géométrie du modèle de référence du chantier et les propriétés de la masse rocheuse et du remblai utilisés (Figure 2.36a) ainsi que le modèle numérique avec les conditions aux frontières (Figure 2.36b).

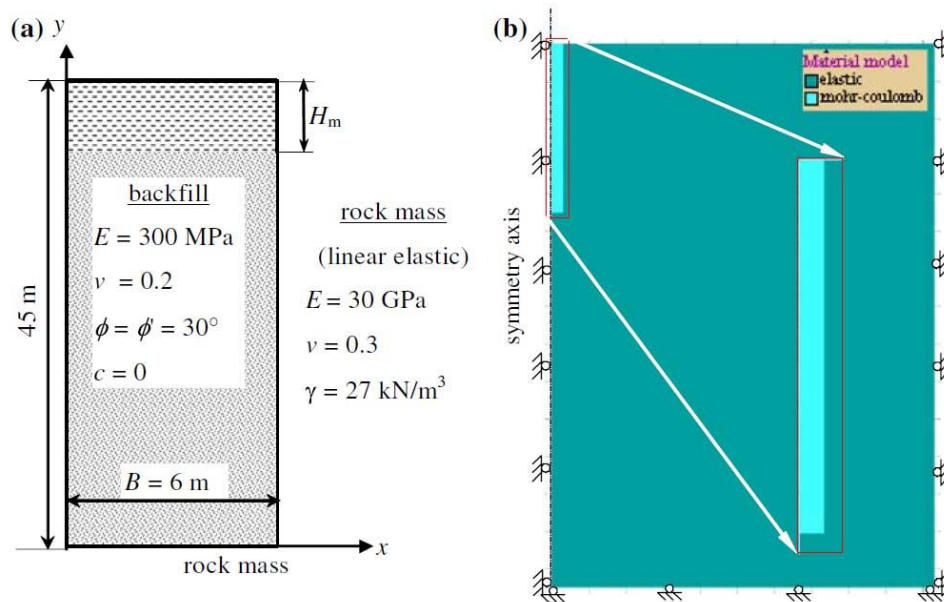


Figure 2.36 La géométrie du modèle de référence du chantier et les propriétés de la masse rocheuse et du remblai utilisés dans cette étude (a) et les conditions aux frontières du modèle (b).
(tirée de Li et Aubertin, 2009c)

La figure 2.37 montre les distributions des contraintes effectives et totales le long de la ligne centrale verticale et proche des murs, obtenues à l'aide d'une solution analytique en 2D de Li et Aubertin (2009 b) et à l'aide de simulations numériques pour le cas où le remblai est submergé. Cette figure montre que les résultats numériques s'accordent bien avec la solution analytique de Li et Aubertin (2009c).

Fahey et al. (2009) ont étudié l'effet d'eau (niveau de la nappe phréatique) et la consolidation sur la distribution des contraintes verticales et horizontales dans un chantier remblayé vertical. La figure 2.38 montre les distributions des contraintes totales (Figure 2.38a) et effectives (Figure 2.38b) verticales et horizontales respectivement, pour le cas non drainé (cas N) à la fin du remblayage (après 1,1 jour du début de remplissage) du chantier (EOF), à la fin de la consolidation

du remblai (*EOC*) et à la fin de la consolidation additionnelle qui apparaisse lors du rabattement de la nappe phréatique (*EOD*). La figure 2.38a montre que l'effet d'arche est absent pendant le remblayage lorsque la conductivité hydraulique du remblai est faible ($1,15 \cdot 10^{-8}$ m/s). Les pressions interstitielles en excès sont élevées tandis que les contraintes effectives sont très faibles (voir la courbe *EOF* à la figure 2.38b). Au fur et à mesure que la consolidation se développe, les contraintes effectives augmentent et les pressions interstitielles en excès diminuent (le cas *EOC*). Lorsque le drainage dans le chantier est complet et la nappe d'eau est descendue à la base du chantier (*EOD*), les contraintes effectives sont devenues identiques aux contraintes totales et l'effet d'arche s'installe.

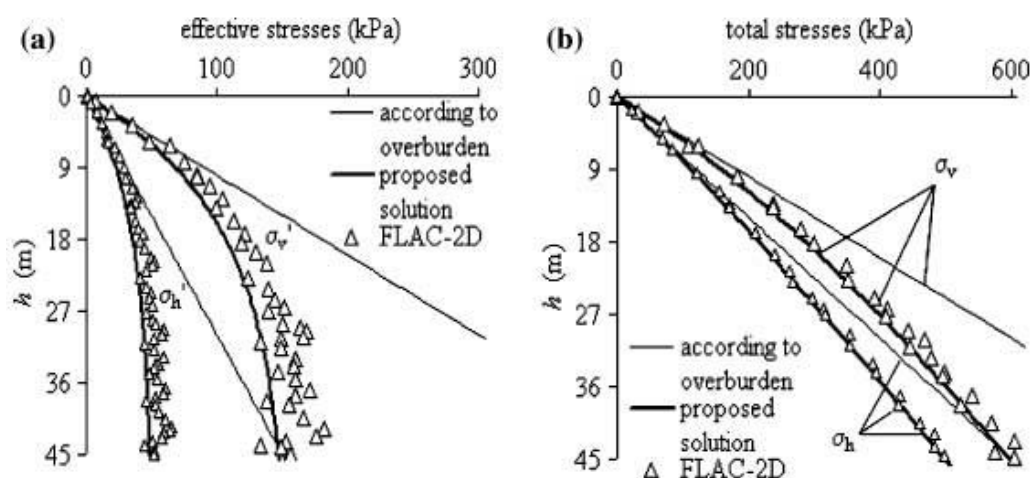


Figure 2.37 Comparaison entre les contraintes effectives et totales obtenues à l'aide de la solution analytique où le remblai est submergé (tirée de Li et Aubertin, 2009 c)

Fahey et al. (2009) ont étudié l'effet de la conductivité hydraulique du remblai sur l'effet d'arche dans un chantier remblayé vertical. La figure 2.39 montre la pression interstitielle en excès le long de la ligne verticale qui est distancée de 2 m de la ligne centrale verticale à la fin du remblayage (après 1,1 jour) pour différentes valeurs de k_h . Les résultats montrent que les pressions interstitielles en excès deviennent plus faibles avec une conductivité hydraulique plus élevée du remblai.

El Mkadmi (2012) a effectué une série de modélisations numériques avec SIGMA/W pour étudier l'effet de la largeur du chantier vertical, le drainage, la séquence de remplissage, la cimentation et la consolidation sur la distribution des contraintes dans un chantier vertical. La figure 2.40a montre les contraintes verticales et horizontales le long de la ligne centrale du chantier remblayé pour le cas A_0 (cas avec un remblai drainé et un remplissage instantané). La solution analytique corrèle

bien avec les simulations numériques si $K = K_a$ est considéré dans la solution analytique. La figure 2.40b montre les contraintes de cisaillement le long de la ligne centrale et proche des murs. On remarque que la contrainte de cisaillement est nulle au centre du chantier tandis qu'elle augmente avec la profondeur le long des murs. Ceci montre que l'effet d'arche est associé aux contraintes de cisaillement qui se développent le long des murs du chantier.

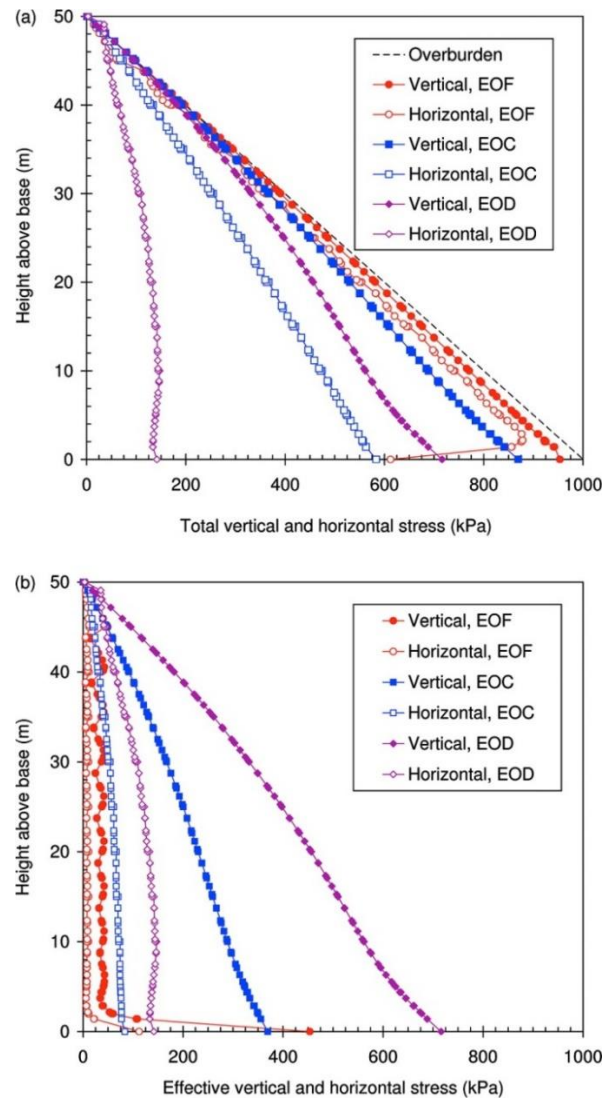


Figure 2.38 Remblayage avec présence d'eau (cas N) : (a) les contraintes totales verticales et horizontales et (b) les contraintes effectives verticales et horizontales pendant *EOF*, *EOC* et *EOD* (tirée de Fahey et al., 2009)

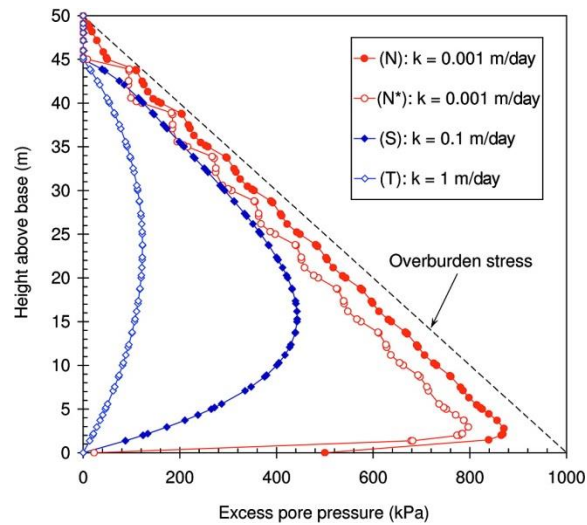


Figure 2.39 La pression interstitielle en excès le long de la ligne verticale qui est distancée de 2 m de la ligne centrale verticale à la fin du remblayage (après 1,1 jour) pour différentes valeurs de k_{sat} (tirée de Fahey et al., 2009)

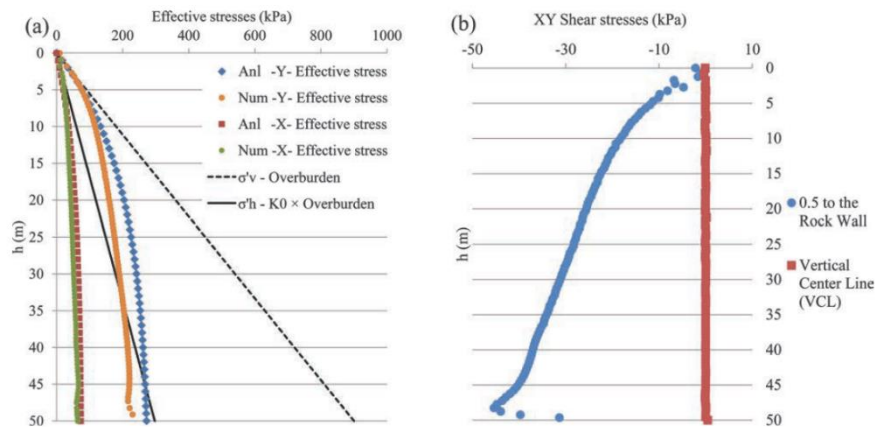


Figure 2.40 a) Distribution des contraintes effectives verticales et horizontales le long de la ligne verticale centrale, obtenue à partir des simulations numériques et des solutions analytiques; b) contraintes de cisaillement le long de la ligne verticale centrale et proche des murs à partir des simulations numériques (tirée de El Mkadmi, 2012)

La figure 2.41 montre des résultats numériques des contraintes verticales le long de la ligne verticale centrale pour différentes largeurs du chantier. Lorsque la largeur diminue, l'effet d'arche s'accroît et les contraintes totales diminuent. D'autres chercheurs ont trouvé des résultats similaires (Li et Aubertin, 2003; 2005 et 2009; Pirapakaran et Sivagukan, 2007; Pirapakaran, 2008).

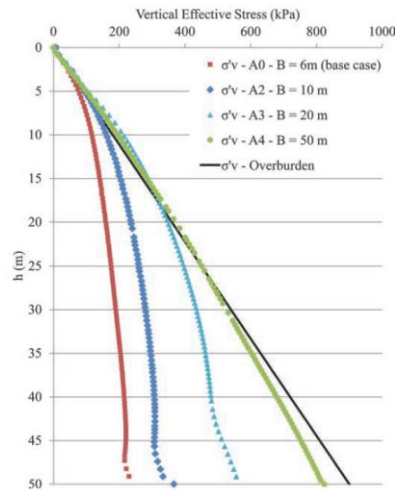


Figure 2.41 Les contraintes effectives verticales le long de la ligne centrale pour les différentes largeurs du chantier (tirée de El Mkadmi, 2012)

El Mkadmi et al. (2011, 2014) ont étudié l'effet du drainage sur la distribution des contraintes totales et effectives dans un chantier vertical. Une analyse a été faite avec un remblai saturé placé instantanément dans le chantier et suivi par un drainage en bas du chantier. La figure 2.42a montre l'évolution des contraintes totales verticales le long de la ligne centrale verticale du chantier (LVC). On remarque qu'au début de la mise en place du remblai, la courbe de la contrainte totale verticale corrèle avec celle de la contrainte verticale calculée selon le poids de terre. Les contraintes totales diminuent en fonction du drainage jusqu'à $t = 3,17$ ans où la pression interstitielle devient nulle (Figure 2.42b).

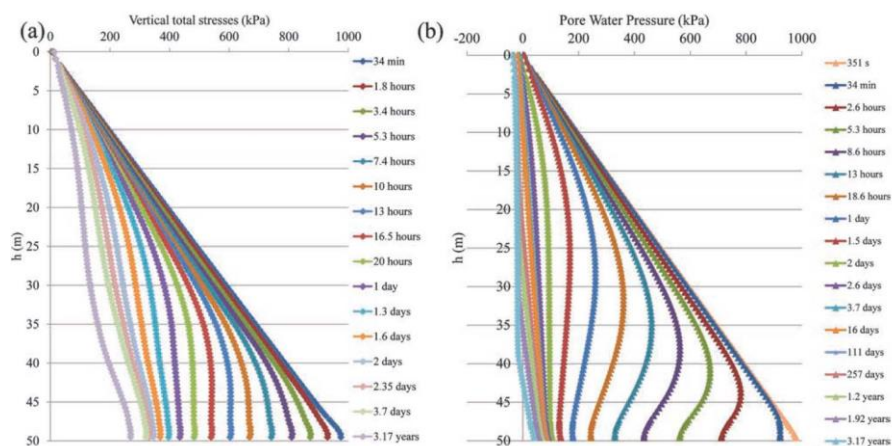


Figure 2.42 L'évolution des contraintes totales verticales (a) et des pressions interstitielles (b) le long de la ligne centrale verticale (tirée de El Mkadmi et al., 2014)

La figure 2.43a montre l'évolution des contraintes effectives verticales le long de la ligne centrale verticale du chantier. On remarque qu'au début de la mise en place du remblai, la contrainte effective verticale est nulle. Au fur et à mesure que la pression interstitielle en excès se dissipe, les contraintes effectives verticales augmentent progressivement jusqu'à la consolidation totale du remblai.

La figure 2.43b montre une comparaison des contraintes effectives verticales le long de la ligne centrale verticale pour le cas A_0 et B (cas avec un remblai saturé avec écoulement et un remplissage instantané), obtenues avec SIGMA/W et calculées avec la solution analytique de Li et Aubertin (2009a). La figure montre que la distribution des contraintes effectives verticales dans le chantier dans le cas B à la fin du drainage est très proche de celle dans le cas A_0 . Une légère différence est observée pour le cas B dans la partie proche de la surface du remblai où le remblai est devenu non-saturé et la succion résulte à des contraintes effectives positives.

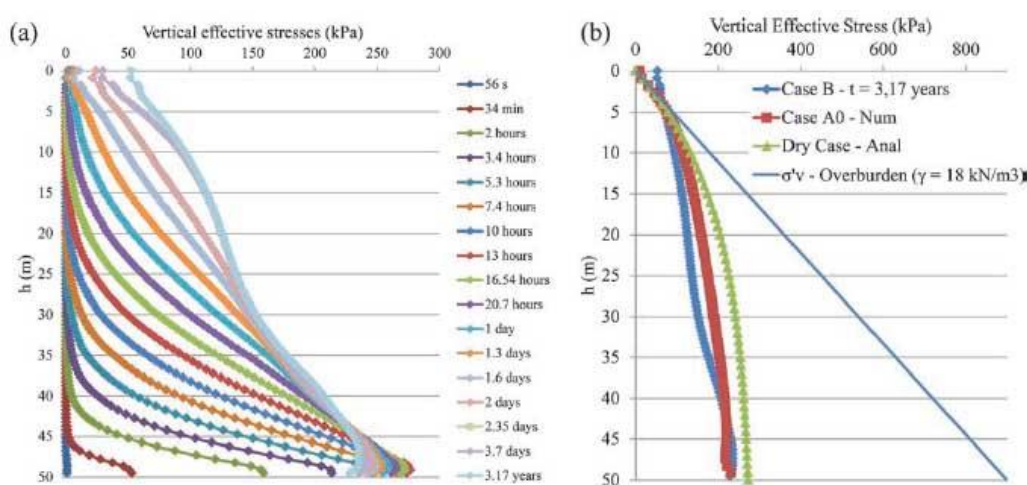


Figure 2.43 a) Évolution des contraintes effectives verticales le long de la LVC dans le cas B ; b) comparaison des contraintes verticales effectives entre le cas B , le cas A_0 , la solution analytique (Li et Aubertin, 2009c) et la solution selon le poids des terres le long de la LVC (tirée de El Mkadmi et al., 2014)

El Mkadmi et al. (2011; 2014) ont étudié aussi l'effet de la vitesse de remplissage et la cimentation sur la distribution des contraintes dans un chantier vertical. La figure 2.44 montre l'évolution des contraintes verticales (Figure 2.44a) et horizontales (Figure 2.44b) près de la base du chantier remblayé (à une profondeur de 47,5 m sous la surface du remblai) pour différentes vitesses de remplissage. Ces résultats indiquent que la vitesse de remplissage peut affecter de manière

significative l'ampleur des contraintes totales pendant le remblayage. Lorsque la vitesse de remplissage est très rapide (5 m/5 h), la contrainte totale verticale maximale dépasse 600 kPa alors qu'elle est réduite à 100 kPa pour une vitesse de remplissage de 5m/5jours. La même tendance est observée pour la contrainte totale horizontale. Bien que les contraintes totales soient élevées lors du remplissage très rapide avec 5 m/5 h, elles sont plus faibles que les contraintes obtenues pour un remplissage instantané.

Ces résultats montrent que pendant le remplissage progressif, les pressions interstitielles en excès se dissipent avec le drainage. Cette dissipation est suivie progressivement par une augmentation des contraintes effectives verticales, ce qui favorise le transfert des contraintes du remblai vers les parois rocheuses adjacentes.

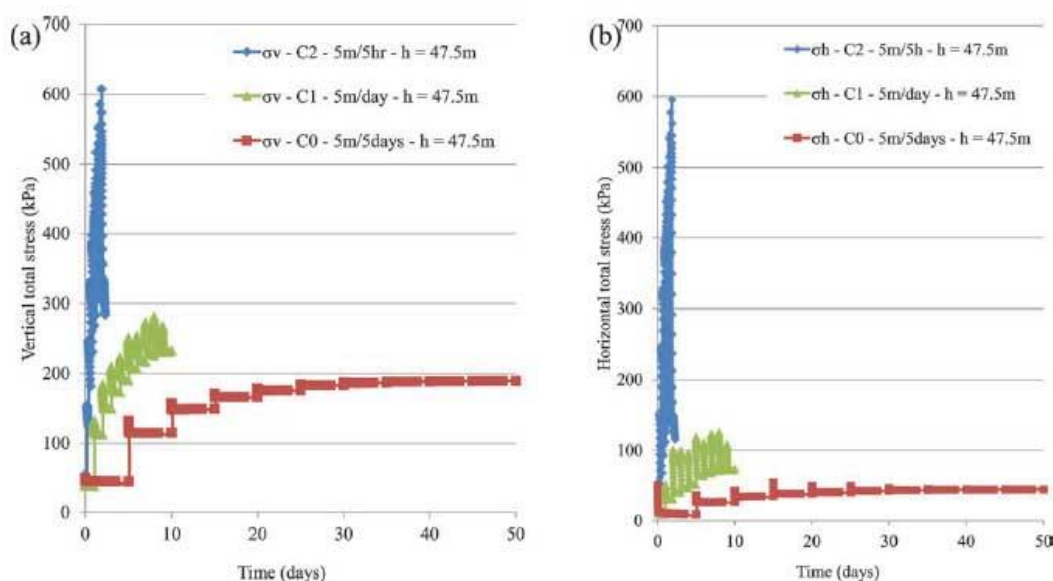


Figure 2.44 Évolution des contraintes totales verticales (a) et horizontales (b) le long de la ligne verticale centrale à des séquences de remplissage différentes (tirée de El Mkadmi et al., 2014)

La figure 2.45 montre les contraintes effectives et totales verticales, respectivement, le long de la ligne verticale centrale à des périodes de temps différents pour le cas avec cimentation. Ces résultats montrent que l'effet d'arche se développe assez rapidement dans le remblai cimenté (voir figure 2.45a). Les contraintes effectives et totales verticales sont plus faibles par rapport aux contraintes dues au poids des terres. Les contraintes effectives de la Figure 2.45a sont également plus petites que celles obtenues pour le remblai non cimenté (cas A_0). L'augmentation progressive de la cohésion et la rigidité du remblai favorisent le transfert des contraintes du remblai vers la

masse rocheuse. La figure 2.45b montre également que les contraintes totales verticales sont supérieures aux contraintes effectives verticales (Figure 2.45a) pendant le temps de remplissage (50 jours), puisque les pressions interstitielles sont plus élevées à court terme, en particulier dans la partie supérieure du remblai.

La figure 2.45c présente l'évolution des contraintes totales verticales à différentes profondeurs ($h = 47, 37$ et 22 m) lors du remplissage du chantier. On remarque qu'après la mise en place de chaque nouvelle couche de remblai (tous les 5 jours), la contrainte verticale totale augmente brusquement, puis diminue progressivement avec le drainage.

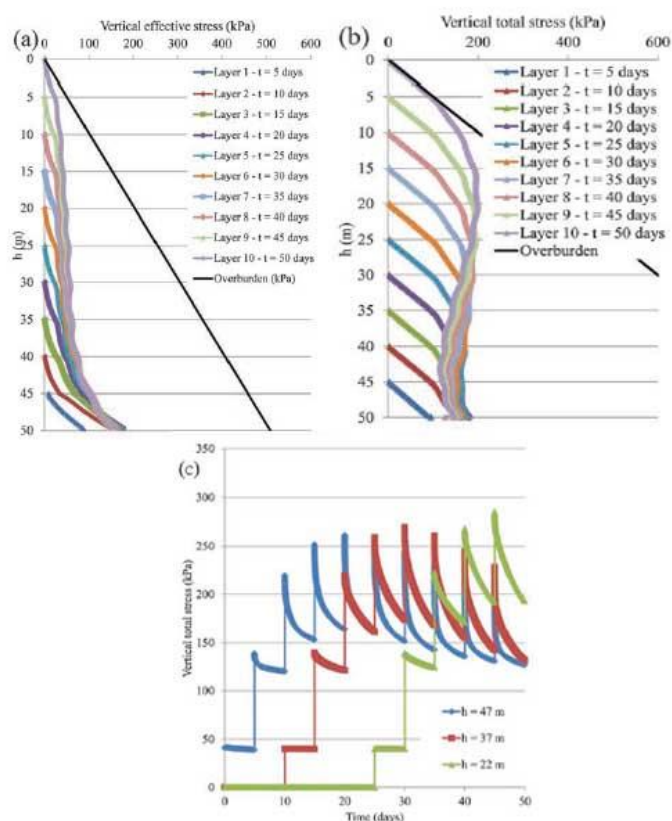


Figure 2.45 a) Évolution des contraintes effectives verticales, b) des contraintes totales verticales à différents temps (à la fin de chaque étape de simulation) pour le cas d'un remblai cimenté, avec une vitesse de remplissage de 5 m aux 5 jours, c) Évolution des contraintes totales verticales à différents endroits durant le remplissage (tirée de El Mkadmi et al., 2014)

2.4 Essais en laboratoire et mesures *in situ* pour évaluer les contraintes dans des chantiers remblayés

Les solutions analytiques et numériques peuvent être des outils rapides afin de résoudre des problèmes géotechniques simples ou complexes. Ces solutions sont basées sur des formulations mathématiques simplifiées; ce qui peut affecter la représentation réaliste du comportement du matériau complexe comme le remblai. Cependant, les essais expérimentaux restent un moyen qui permet d'approcher le comportement plus réel du remblai. Ces essais peuvent être utilisés aussi à la validation des solutions analytiques et numériques. Les mesures *in situ* des contraintes dans un chantier remblayé ont été publiées par plusieurs chercheurs (Mitchell et al., 1975; Askew et al., 1978; Knutsson, 1981; Grice, 1998; Hassani et al., 2001).

Belem et al. (2004) (voir aussi Harvey, 2004) ont effectué des mesures des contraintes à la mine d'or Doyon pendant et après le remplissage d'un chantier. Le chantier 8-1 FW a des dimensions moyennes de longueur $L = 21\text{m}$ (le long de l'axe longitudinal, x), de largeur $B = 11\text{m}$ (le long de l'axe transversal, y), et de hauteur $H = 29$ (le long de l'axe vertical, z). Huit capteurs (TEPC) de pression totale ont été installés, sans mesure de pressions interstitielle. La figure 2.46 montre l'emplacement de ces capteurs et la géométrie du chantier (figure 2.46a), la variation des contraintes verticales dans la direction verticale du chantier (σ_z), les contraintes horizontales dans la direction longitudinale du chantier (σ_x) selon la largeur du chantier, et la contrainte horizontale dans la direction transversale du chantier (σ_y) à la base du bouchon (Figure 2.46b) et à l'interface bouchon/résiduel (Figure 2.46c), ainsi que la variation de la contrainte horizontale sur la barricade (Figure 2.46d), pendant et après le remplissage du chantier.

Les résultats montrent que les pressions mesurées dans les directions longitudinales (selon la longueur du chantier) à la base du chantier sont élevées (150 kPa) après la fin de la troisième séquence de remplissage. Les valeurs des contraintes transversales et verticales sont évoluées d'une façon similaire. Elles ont atteint une valeur de 80 kPa après la fin de la troisième séquence de remplissage. Les contraintes horizontales sur la barricade atteignent une valeur maximum à la fin de la 2^{ème} séquence, puis elles diminuent progressivement après le remplissage

Grabinsky et al. (2011) ont réalisé des mesures de contraintes à la mine Williams (Canada). Le chantier a une largeur (B) de 5 m, une longueur (L) de 30 m et une hauteur (H) de 149 m. Le chantier est incliné de 69° . La figure 2.47a montre la variation des contraintes totales et la pression

interstitielle à court terme. On voit que les contraintes totales horizontales dans la galerie d'accès sont généralement très faibles durant le remplissage du remblai au niveau du bouchon. Ces contraintes diminuent considérablement durant l'évolution de l'hydratation du remblai au niveau du bouchon. La figure 2.47b montre la variation des pressions à long terme sur la barricade et dans le chantier. Une augmentation très marquée des pressions associées aux opérations de sautage et de forage a été observée.

Helinski et al. (2010) ont conduit une étude expérimentale dans les deux mines Kanowna Bell (KB) et Savannah Nickel (SN) en Australie. Le chantier de la mine (KB) a une largeur de 15 m, une longueur de 18 m et une hauteur de 40 m. Le remplissage dans le chantier de la mine KB s'effectue en deux étapes séparées par une période de repos de 24 heures. La première étape consiste à remplir le chantier jusqu'à 10 m de hauteur avec une vitesse de remplissage de 0,2-0,5 m/h. La deuxième étape consiste à remplir le chantier continuellement avec une vitesse de remplissage de 0,3-0,6 m/h jusqu'à l'arrêt de remplissage. La figure 2.48 représente la variation de la contrainte totale verticale mesurée et la pression interstitielle en fonction du temps pendant le remplissage au point bas au centre du chantier. On voit que la contrainte totale verticale et la pression interstitielle augmentent initialement à la même vitesse que les contraintes selon le poids des terres. Ceci indique qu'il n'y a pas de consolidation due à la faible rigidité du remblai. Après environ 20 heures, la dissipation de la pression interstitielle commence à se développer, la contrainte totale verticale est légèrement inférieure au poids des terres indiquant ainsi l'installation de l'effet d'arche. Après environ 35 heures, et durant la période de repos du remblai, la contrainte verticale totale et la pression interstitielle diminuent progressivement jusqu'à la reprise du remplissage (60 heures) où les contraintes augmentent légèrement pour atteindre une valeur maximum de 210 kPa pour la contrainte totale verticale et 60 kPa pour la pression interstitielle à environ 90 heures. Ces résultats montrent que la consommation de l'eau durant le processus de l'hydratation peut aider à réduire la pression interstitielle en excès.

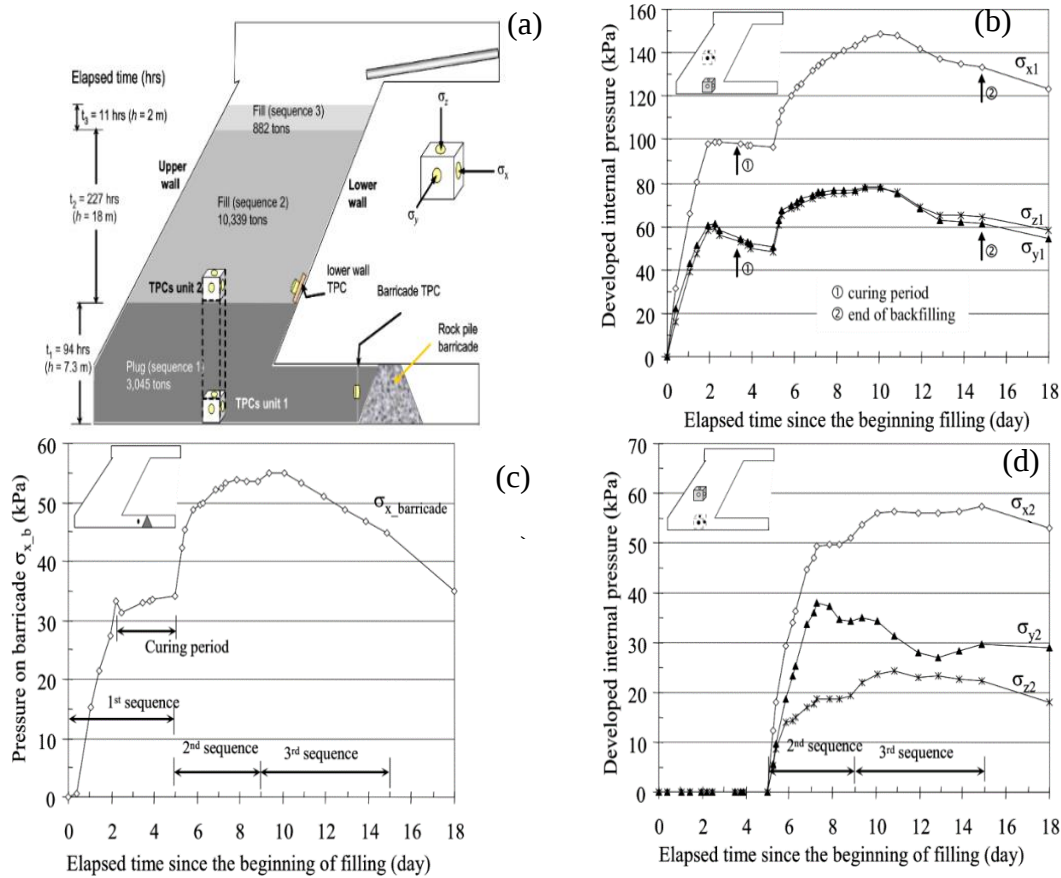


Figure 2.46 Emplacement des capteurs de pression totale TPCs (a), évolution des contraintes longitudinales et transversales dans la cage 1 (b), sur la barrage (c), dans la cage 2 (d) (tirée de Belem et al., 2004)

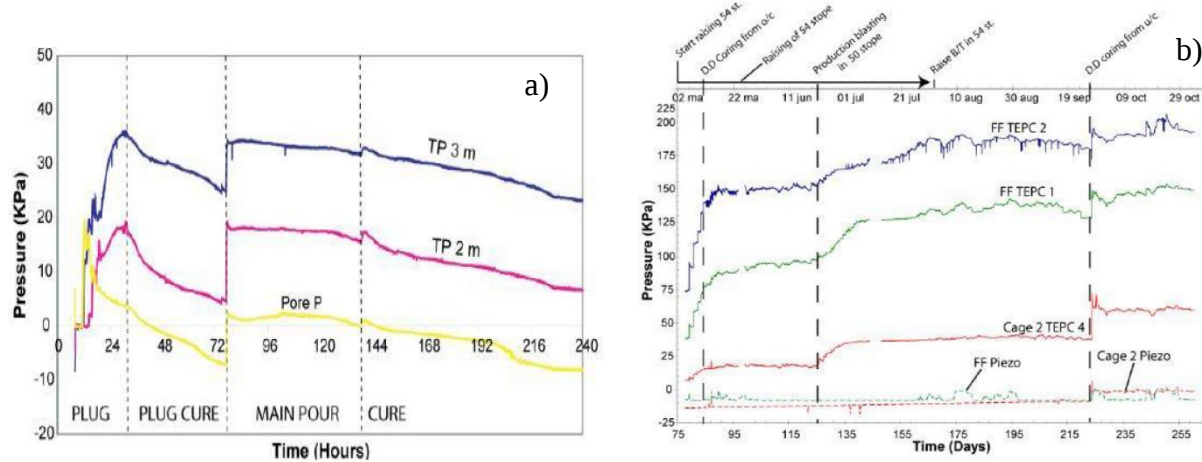


Figure 2.47 Les évolutions des contraintes totales et des pressions interstitielles : a) à court terme dans la galerie; b) à long terme dans le chantier et près de la barrage (Grabinsky et al., 2011)

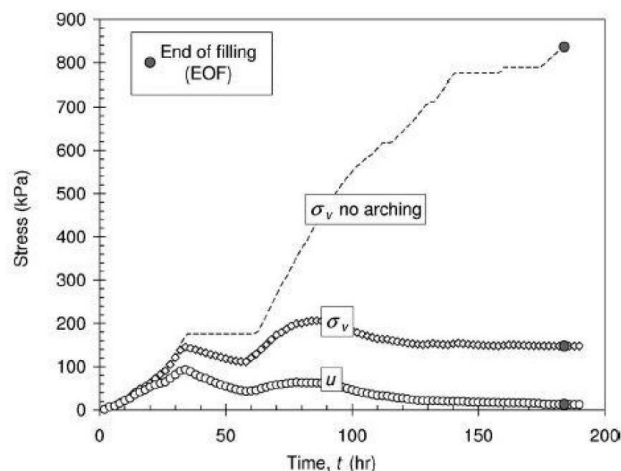


Figure 2.48 Évolution de la pression verticale totale; la pression interstitielle, et le poids des terres à la base du chantier (KB) (tirée de Helinski et al., 2010)

Thompson et al. (2011) ont réalisé des mesures *in situ* à la mine Willams dans un chantier dont la géométrie est $L = 18$ m, $B = 9$ m et $H = 55$ m. La figure 2.49 montre l'emplacement des capteurs dans le chantier (Figure 2.49a), l'évolution des contraintes totales, des pressions interstitielles et des températures sur la barricade (Figure 2.49b), dans la cage 1 (Figure 2.49c) et dans la cage 2 (Figure 2.49d). On remarque que les contraintes horizontales sur la barricade augmentent progressivement durant le remplissage. Après 13 heures (qui correspond au remplissage de la hauteur de la galerie), elles se stabilisent jusqu'à la fin du remplissage. Les contraintes se stabilisent et montrent ainsi l'effet de la consolidation et l'hydratation sur le comportement mécanique, thermique et hydraulique du remblai en pâte. L'augmentation brutale de la pression interstitielle à la fin du remplissage a été due à l'ajout de l'eau pour rincer le système de transport du remblai.

Thompson et al. (2012) ont fait des mesures *in situ* à la mine Cayeli (Turquie). Deux chantiers (nommés 685 et 715) sont instrumentés avec des capteurs de contraintes totales dans les trois axes, de la température et de la pression interstitielle pendant au moins 140 jours. Le chantier 685 est de grande taille, soit de 25 m de largeur, 10 m de longueur et 16,5 m de hauteur. La vitesse de remplissage est de 0,24 m/h. Le chantier a été rempli en continu avec deux teneurs en liant, 8,5% dans le bouchon et de 6,5% dans le reste du chantier. Le deuxième chantier est de petite taille, soit de 15 m de largeur, 8,5 m de longueur et 15 m de hauteur. Le remplissage a été réalisé en deux séquences, séparées de 3 jours de curage avec un pourcentage de liant de 6,5% pour les deux séquences. La vitesse de remplissage est de 0,37 m/h.

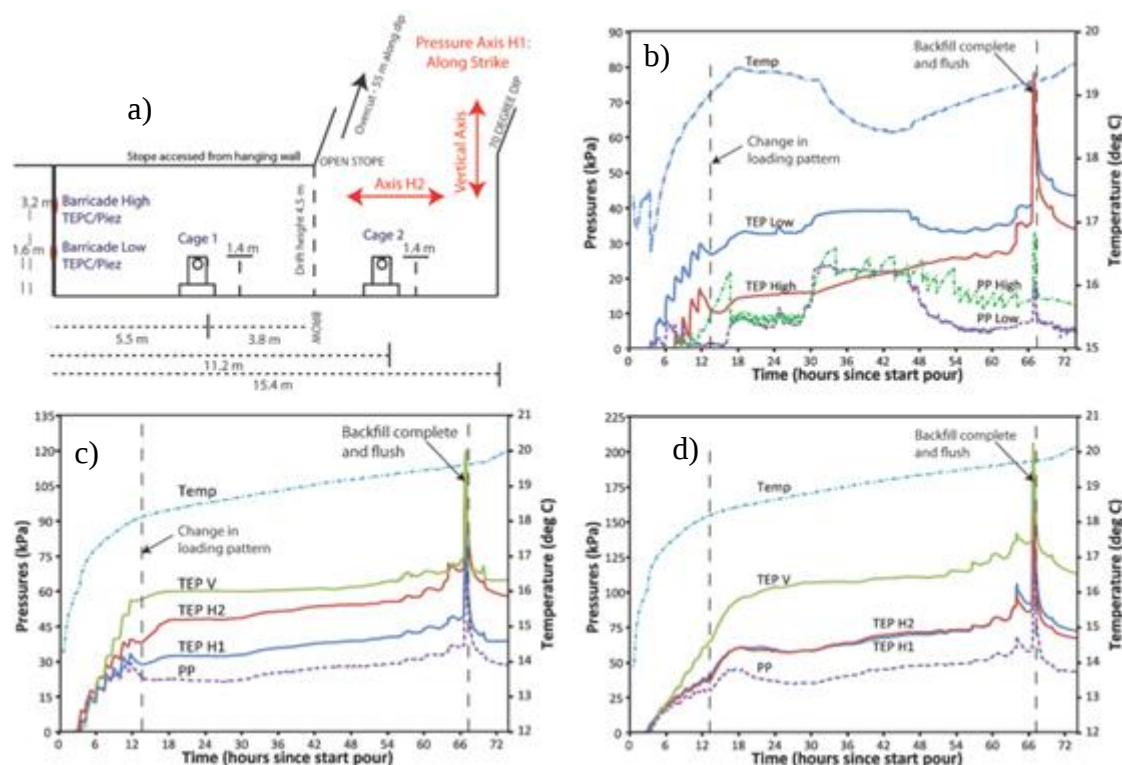


Figure 2.49 Emplacement des capteurs TEPC dans un chantier (a), l'évolution des contraintes totales, des pressions interstitielles et des températures sur la barricade (b), dans la cage 1 (c) et dans la cage 2 (d) (tirée de Thompson et al., 2011)

La figure 2.50a indique que les contraintes totales et les pressions interstitielles sur la barricade augmentent d'une façon iso-géostatique pour le chantier 685 dans les premiers 13 h. la température du remblai en pâte évolue d'une façon proportionnelle à l'évolution des contraintes totales et aux pressions interstitielles sur la barricade. Ceci montre que l'augmentation de la température est associée à l'évolution de l'hydratation, ce qui mène à une consommation d'eau et par conséquent la dissipation de la pression interstitielle. La figure 2.50a montre aussi que les contraintes totales et les pressions interstitielles, ainsi que les températures, se stabilisent après la fin du remplissage (2,8 jours). La figure 2.50b montre que l'évolution des contraintes totales au niveau des 3 capteurs de contrainte totale (TEPCS) est proportionnelle à la hauteur du remplissage. Elles atteignent le pic après 17 h (la fin de la première séquence de remplissage). L'évolution très faible de la température peut expliquer cette augmentation des contraintes totales et des pressions interstitielles, ce qui montre que le processus de l'hydratation se développe lentement, dû essentiellement au faible pourcentage de ciment 6,5%. Durant les 3 jours de repos, il y a une chute des pressions avec une augmentation de la température. Ceci montre que lorsque le liant prend le temps de développer sa

structure interne, une consommation d'eau se développe produisant ainsi une dissipation de la pression interstitielle.

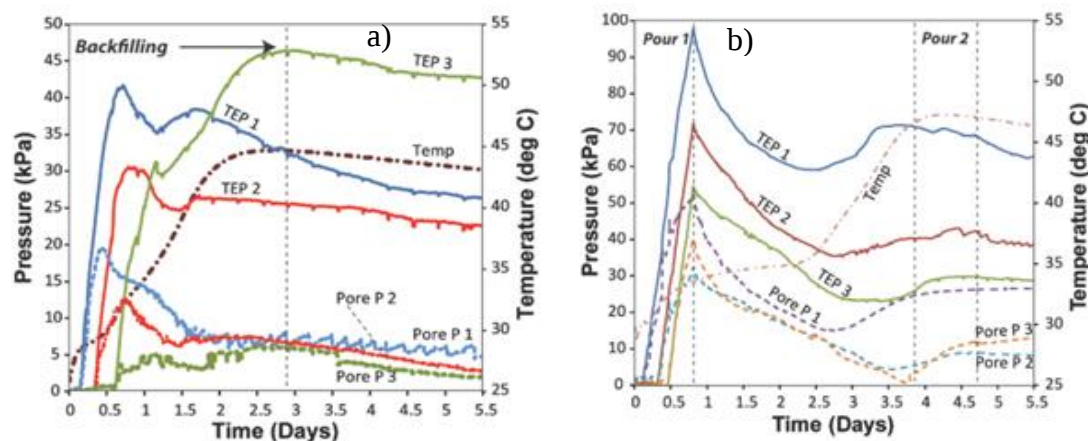


Figure 2.50 Contrainte totale, pression interstitielle et température, mesurées sur la barricade : a) chantier 685; b) chantier 715 (tirée de Thompson et al., 2012)

Thompson et al. (2014a) ont mesuré l'évolution des contraintes dans un chantier remblayé avec un remblai cimenté en pâte à la mine Kidd (Canada). Le chantier a une géométrie de $L = 28$ m, $B = 19$ m et $H = 32$ m. Les six premiers mètres ont été remplis par un remblai cimenté de 4%, tandis que le reste du chantier a été rempli d'un remblai de 2% de ciment.

La figure 2.51 montre la variation de la contrainte totale, de la pression interstitielle et de la température dans les cages 3 et 5. On voit que la contrainte verticale à la cage 3 augmente d'une façon iso-géostatique. Elle atteint son maximum à la fin du remplissage (6,5 jours). La même tendance a été enregistrée pour la contrainte totale dans l'axe (E) vers la barricade, mais avec une valeur plus faible par rapport à la contrainte totale verticale, due au développement de l'effet d'arche dans le chantier (Thompson et al., 2014a).

La figure 2.51 montre aussi que la pression interstitielle diminue après la fin de la première séquence (2 jours), puis elle remonte au début de la 2^{ème} séquence et se stabilise à une valeur de 80 kPa jusqu'à la fin du remplissage. Ceci est dû au changement des microstructures provoqué par l'hydratation de la partie basse du chantier (5% de liant). Cette figure montre aussi que l'augmentation de la température dans la cage 3 est liée aux réactions géochimiques dues à l'hydratation. Dans la cage 5, on voit une évolution iso-géostatique des pressions interstitielles (les

contraintes totales et les pressions interstitielles sont égales). Ceci est dû à la faible teneur en ciment (2%) dans la partie haute, traduit ainsi par une faible température dans le remblai en pâte.

Thompson et al. (2017) ont effectué une étude visant à évaluer les contraintes totales, les pressions interstitielles, les déplacements et les températures dans un chantier et sur la barricade de la mine Williams. Ce chantier a une longueur $L = 13,5$ m, une largeur moyenne $B = 9$ m et une hauteur $H = 68$ m. La barricade comporte des instruments (capteurs de pressions interstitielles et contraintes totales) à des hauteurs de 0,7 m (B1), 2,25 m (B2) et 3,75 m (B3). Ces instruments permettent de mesurer les pressions interstitielles (piézomètre) et la contrainte horizontale sur la barricade. La figure 5.52 montre la variation des contraintes totales, les pressions interstitielles et les températures dans la cage 1 et aux trois positions sur la barricade. Les résultats indiquent une courte (les premières heures) augmentation des pressions totales avec un pic de 27 kPa pour le capteur TP_B1m, puis une réduction significative des pressions avec une augmentation des températures (évolution du processus de l'hydratation). Cette réduction peut être aussi due au fait que la hauteur du remblai dépasse la hauteur de la galerie. La réduction des pressions sur la barricade a continué pendant 10 heures, puis une augmentation progressive a été mesurée. Il y a eu ensuite des augmentations de la pression sur les barricades qui étaient probablement attribuées à l'eau de rinçage des canalisations

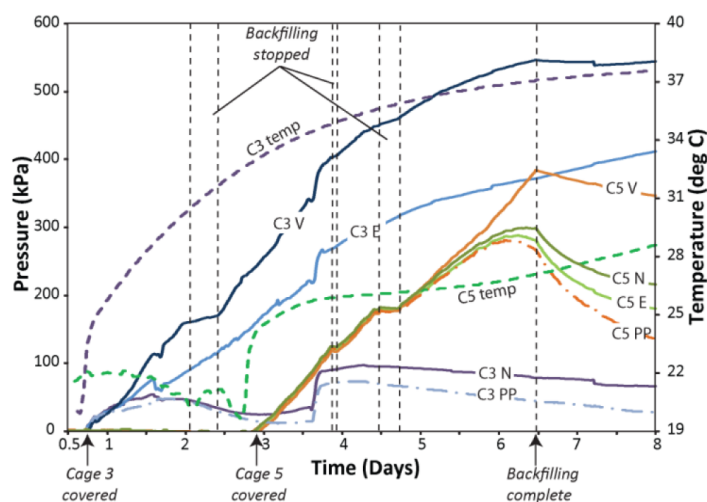


Figure 2.51 L'évolution de la pression interstitielle et des contraintes totales horizontales dans les cages 3 et 5 dans les deux axes (N et E) et de la température du remblai (tirée de Thompson et al., 2014a)

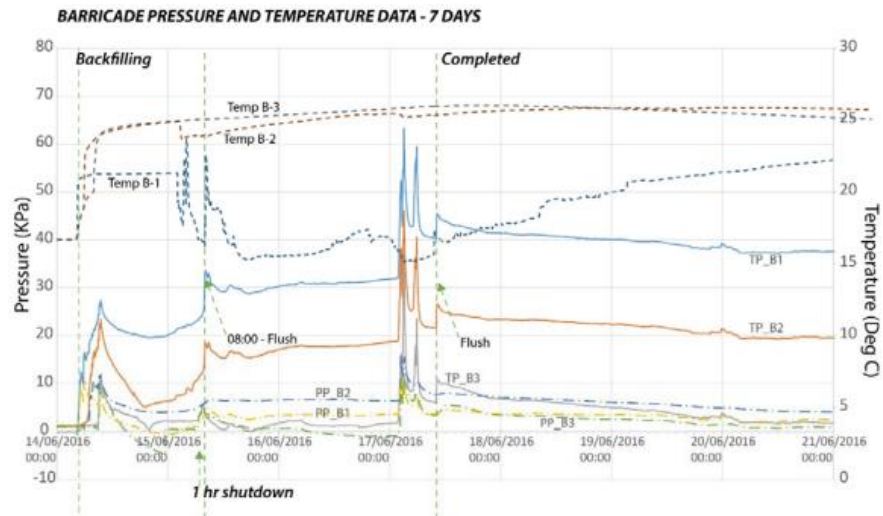


Figure 2.52 Pression totale (TP), pression interstitielle (PP) et température (Temp) mesurées à la barricade dans le chantier (9560-150-31) de la mine Williams (tirée de Thompson et al., 2017)

CHAPITRE 3 ARTICLE 1: AN ANALYTICAL SOLUTION FOR ESTIMATING THE STRESSES IN VERTICAL BACKFILLED STOPES BASED ON A CIRCULAR ARC DISTRIBUTION.

El Mustapha Jaouhar, Li Li, & Michel Aubertin

This article was submitted in June 2017 to Geomechanics and Engineering, An International, Revised March 2018, accepted in March 2018, published in June 2018

Abstract: Backfilling of mine stopes with waste rocks or tailings is commonly done to enhance ground stability. It is also an alternative for mining wastes disposal. A successful application of underground backfilling requires an accurate evaluation of the stress distribution in stopes. Over the years, various analytical solutions have been proposed to assess these stresses. Most of them were based on the arching theory, considering uniform stresses across horizontal layer elements. The vertical and horizontal stresses in vertical stopes are principal stresses only along the vertical center line, but not close to the walls where there is rotation of the principal stresses. A few solutions use arc layer elements that follow the iso-contours of the minor principal stresses, based on numerical solutions. In this paper, a modified analytical solution is developed for the stresses in vertical backfilled stopes, considering a circular arc distribution. The proposed solution is calibrated with a few numerical modeling results and then validated by additional numerical simulations under different conditions.

Keywords: backfill, arching effect, analytical solution, stresses, arc layer element.

3.1 Introduction

Stope backfilling is often used in mining operations to enhance environmental protection and improve ground stability. A critical issue is then related to the stresses in backfilled stopes, which depend on the load transfer that may occur between the backfill and the confining rock walls. When a deformable granular material is placed within a stiffer confining structure, the soft material tends to yield and settle downward. This settlement can generate shear stresses along the confining walls. Part of the vertical load within the filling material is then transferred to the walls, reducing the stresses within the opening. This phenomenon is known as arching.

An arching theory with a specific solution was proposed by Janssen (1895) for calculating the stresses in bulk (granular) materials such as grains, cement, and coal stored in silos (e.g., Cowin 1977; Hartlen et al., 1984; Blight 1986; Ooi and Rotter 1990). The first application of this theory in geotechnical engineering is mainly due to Marston (1930) who developed an analytical solution for assessing the load on conduits buried in trenches (e.g., Spangler 1962; Handy 1985; McCarthy 1988). Terzaghi (1943) also used this arching theory to evaluate the soil pressure above an excavation (tunnel), based on the “trap-door” phenomenon (e.g., Ladanyi and Hoyaux 1969; Atkinson et al., 1974; Ono and Yamada 1993). Other applications of arching theory include solutions for the stress state on retaining walls (Handy 1985; Harrop-Williams 1989; Take and Valsangkar 2001; Paik and Salgado 2003; Dalvi and Pise 2008; Goel and Patra 2008), in dams with a soft clay core (Kutzner 1997), and in mine backfilled stopes (e.g., Askew et al., 1978; Knutsson 1981; Aubertin 1999; De Souza and Dirige 2002; Aubertin et al., 2003; Li et al., 2003, 2005, 2007; Caceres 2005; Pirapakaran and Sivakugan 2006, 2007a, 2007b; Li and Aubertin 2008, 2009a, 2009b).

The Marston (1930) solution for the load (force) on a buried conduit was obtained by considering the global equilibrium of thin, flat and horizontal elements (e.g., McCarthy 1988; Aubertin et al., 2003). This solution can be expressed as follows for the corresponding 2D (plane strain) stresses in a vertical backfilled opening (Aubertin et al., 2003):

$$\sigma_v = \frac{B\gamma}{K \tan \phi} \left[1 - \exp \left(-\frac{K \tan \phi}{B} z \right) \right] \quad (3.1)$$

$$\sigma_h = K \sigma_v = \frac{B\gamma}{\tan \phi} \left[1 - \exp \left(-\frac{K \tan \phi}{B} z \right) \right] \quad (3.2)$$

where σ_v (kPa) and σ_h (kPa) are the vertical and horizontal normal stresses, respectively; B (m) is the half width of the opening; γ (kN/m³) is the unit weight of the backfill; ϕ (°) is the internal friction angle of the fill material; z (m) is the depth; K ($=\sigma_h/\sigma_v$) is a ratio of the horizontal to the vertical stresses (usually called earth pressure coefficient).

In reality, the shear stresses induced away from the center line of the opening (with a maximum near the walls) influence the stress distribution in the fill so the vertical stresses are not uniform across the width. Eq. (1) does not reflect this variation of the stresses between the center and the side walls. Modifications to this solution can take into account results from numerical analyses, which have indicated that the trajectory of the minimum principal stress σ_3 tends to follow an arch (e.g., Sokolovoski 1965; Li et al., 2003; Li and Aubertin 2008). It would then be more appropriate to consider the equilibrium of a curved thin element to develop the solution rather than a flat, horizontal layer element.

Another limitation of Eqs. (3.1) and (3.2), based on Marston's approach, is related to the use of a constant value for the earth pressure coefficient K . The value of K in backfilled openings is usually taken as the Rankine's active coefficient K_a or Jaky's (1944) at-rest earth pressure coefficient K_0 . The shear stresses created near the walls tends to produce a rotation of the normal stresses, so the horizontal and vertical normal stresses differ from the principal stresses at these locations (Yang et al., 2017). The stress ratio K can then take a different value at different locations in the opening.

Handy (1985) considered a parabolic layer element along which there is no shear stress and the principal stresses are uniformly distributed in the backfilled opening. Later, Harrop-Williams (1989) noted that Handy's parabola distribution can be approached closely by a circular arc. Singh et al., (2011) considered a circular arc layer element for estimating the stresses in backfilled stopes. The latter analytical solution is based on a downward concave trajectory for the principal stresses. Results from numerical simulations however indicate that this trajectory rather follows an upward concave shape as will be shown below (see also Li et al., 2003, Li and Aubertin 2008). In addition, the solution proposed by Singh et al., (2011) was expressed in a local coordinate system, rather than in a global Cartesian system; several transformations may thus be necessary to obtain the stresses away from the center line.

In this paper, an analytical solution is developed and applied to estimate the stresses in a vertical backfilled stope by considering the equilibrium of a circular arc layer element. This work thus

extends and modifies earlier solutions proposed by Handy (1985), Harrop-Williams (1989) and Singh et al., (2011). This alternative solution is compared with existing solutions and numerical modeling results.

3.2 Formulation Based on Arc Layer Element

The distribution of the minor principal stresses (σ_3) in a backfilled opening, obtained numerically by Sokolovoski (1965), was used by Handy (1985) to develop a solution that represents the curved pattern as a parabola (also called catenary). Harrop-Williams (1989) showed that this distribution of the minor principal stress can be approximated by a circular arc, expressed as follows:

$$Y = \frac{1 - [1 - (\lambda X)^2]^{0.5}}{\lambda} \quad (3.3a)$$

or

$$X^2 + \left(Y - \frac{1}{\lambda}\right)^2 = \left(\frac{1}{\lambda}\right)^2 \quad (3.3b)$$

where X (m) and Y (m) are the abscise and ordinate of the local coordinate system associated with the arc, respectively (Fig. 3.1); λ (m^{-1}) represents the curvature of the circle (Harrop-Williams 1989):

$$\lambda = \frac{1}{R} = \frac{1}{\kappa B} \quad (3.4)$$

where R (m) is the radius of the circle; B (m) is again the half width of the vertical opening; κ ($= R/B$) is a ratio of the circle diameter ($2R$) to the stope width ($2B$). Parameter κ was expressed as a function of the internal friction angle of the fill ϕ ($^\circ$) by Harrop-Williams (1989):

$$\kappa = \frac{1}{\sin(45^\circ - \phi/2)} \quad (3.5)$$

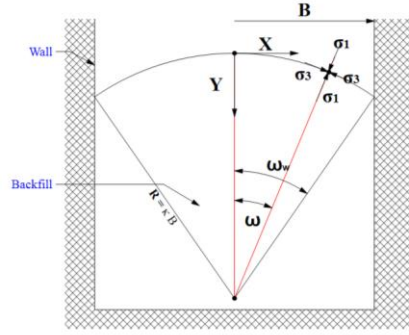


Figure 3.1 An arc diagram for the stress in a vertical backfilled opening (adapted from Harrop-Williams 1989)

From Eq. (3.3), the slope of the circular arc can be expressed at each point by:

$$\frac{dY}{dX} = \tan[\sin^{-1}(\lambda X)] = \tan \omega \quad (3.6)$$

where ω ($^\circ$) is an angle between the major principal stress σ_1 and the vertical axis:

$$\omega = \sin^{-1} \left(\frac{X}{B\kappa} \right) \quad (3.7)$$

Its value along the walls (i.e. $X = B$) becomes:

$$\omega_w = \sin^{-1} \left(\frac{1}{\kappa} \right) \quad (3.8)$$

In the following sections, this circular arc shape, also used by Harrop-Williams (1989) and Singh et al., (2011), serves to develop an alternative analytical solution to evaluate the stresses within vertical backfilled openings.

3.3 Solution for the Stresses in a Vertical Stope

Figure 3.2 schematically shows a vertical backfilled stope, having a backfill height H (m) and a width $2B$ (m), with a circular arc element of thickness dz (with a downward curvature). Its position in the stope is defined by depth z (m) of the top point E (see Fig. 3.2).

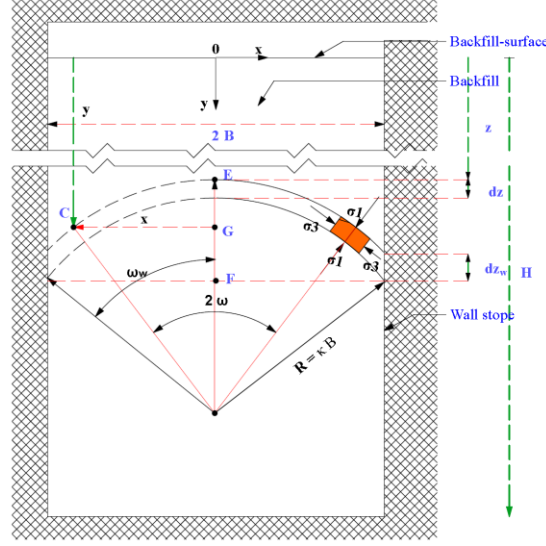


Figure 3.2 A vertical backfilled stope with a circular arc layer element and the principal stresses (modified from Singh et al., 2011)

The vertical ($\sigma_{z,\omega}$) and horizontal ($\sigma_{x,\omega}$) normal stresses at a point along the circular arc (characterised by angle ω (°)) can be expressed from the major (σ_1) and minor (σ_3) principal stresses, using general expressions provided by McCarthy (1993), (Das 1998), and others. The followings are then obtained:

$$\sigma_{z,\omega} = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cos 2\omega = \sigma_1 \left(\frac{1+K_{ps}}{2} + \frac{1-K_{ps}}{2} \cos 2\omega \right) = \sigma_1 (\cos^2 \omega + K_{ps} \sin^2 \omega) \quad (3.9)$$

$$\sigma_{x,\omega} = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} - \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cos 2\omega = \sigma_1 \left(\frac{1+K_{ps}}{2} - \frac{1-K_{ps}}{2} \cos 2\omega \right) = \sigma_1 (\sin^2 \omega + K_{ps} \cos^2 \omega) \quad (3.10)$$

where K_{ps} is a ratio of the minor to major principal stresses:

$$K_{ps} = \sigma_3 / \sigma_1 \quad (3.11)$$

Various analyses have indicated that K_{ps} is often close to the Rankine's active earth pressure coefficient (Li et al., 2003; Li and Aubertin 2009a, 2009b; Ting et al., 2012; Sobhi et al., 2017). It can thus be expressed as follows:

$$K_{ps} = K_a = \tan^2(45^\circ - \phi/2) \quad (3.11b)$$

Using $\omega = \omega_w$ in Eq. (3.10), the horizontal normal stress on the walls σ_{hw} (kPa) becomes:

$$\sigma_{hw} = \sigma_1 (\sin^2 \omega_w + K_{ps} \cos^2 \omega_w) \quad (3.12)$$

For a backfill that obeys the Coulomb yield/failure criterion without cohesion, the shear strength τ_{sw} (kPa) along the walls is given by:

$$\tau_{sw} = \sigma_{hw} \tan \delta \quad (3.13)$$

where δ ($^\circ$) is the friction angle along the interfaces between the backfill and rock walls. Substituting Eq. (3.12) in Eq. (3.13) gives:

$$\tau_{sw} = [\sigma_1 (\sin^2 \omega_w + K_{ps} \cos^2 \omega_w)] \tan \delta \quad (3.14)$$

For relatively planar smooth surfaces, the value of δ is sometimes considered to be about two thirds of the backfill friction angle ϕ (i.e. $\delta \approx 2\phi/3$) (Bowles 1996; Becker and Moore 2006). For typical mine stopes with rough walls, the value of δ is expected to be close to the friction angle of backfill ($\delta \approx \phi$) because shearing mostly takes place within the backfill itself (Aubertin et al., 2003; Li et al., 2003; Singh et al., 2010)

Figure 3.3 shows an isolated circular arc element (with acting compressive stresses) with the normal (F_n) and shear (F_s) contact forces between the backfill and walls. F_z and $F_z + dF_z$ are the vertical forces acting on the upper and lower faces of the arc element, respectively. The weight of the arc element is:

$$dW = 2 \gamma \omega_w R dz = 2 \gamma \omega_w B \kappa dz \quad (3.15)$$

The resulting force (F_z) acting on the upper face of the arc element is:

$$F_z = \int_{-\omega_w}^{+\omega_w} (\sigma_1 R \cos \omega) d\omega \quad (3.16)$$

Integration of Eq. (3.16) gives:

$$F_z = 2R \sigma_1 \sin \omega_w \quad (3.17)$$

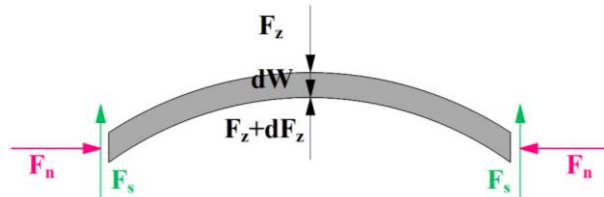


Figure 3.3 A continuous compression arc element diagram with the corresponding forces

Substituting Eq. (3.4) into Eq. (3.17) gives:

$$F_z = 2B\kappa \sigma_1 \sin \omega_w \quad (3.18)$$

And

$$F_z = 2B\kappa \sigma_1 \sin \omega_w \quad (3.19)$$

The force acting on the lower face of the arc element is:

$$F_z + dF_z = 2B \kappa (\sigma_1 + d\sigma_1) \sin \omega_w \quad (3.20)$$

Considering the equilibrium of the arc element in the vertical direction leads to:

$$dF_z = dW - 2F_s \quad (3.21)$$

The shear force provided by the shear strength along the walls, F_s on the arc (Fig. 3.3) can be expressed as:

$$F_s = \tau_{sw} dz_w = [\sigma_1 (\sin^2 \omega_w + K_{ps} \cos^2 \omega_w) \tan \delta] \frac{dz}{\cos \omega_w} \quad (3.22)$$

where $dz_w (= dz/\cos \omega_w)$ is the apparent (vertical) thickness of the circular arc element at the contact with the wall.

Substituting Eqs. (3.15), (3.19) and (3.22) into Eq. (3.21) gives:

$$\frac{P d\sigma_1}{Q - \sigma_1 S} = dz \quad (3.23)$$

where P , Q and S can be expressed as follows:

$$P = B \kappa \sin \omega_w \quad (3.24)$$

$$Q = \gamma B \kappa \omega_w \quad (3.25)$$

$$S = \frac{\tan \delta}{\cos \omega_w} (\sin^2 \omega_w + K_{ps} \cos^2 \omega_w) \quad (3.26)$$

Solving Eq. (3.23) leads to the following expression for the major principal stress σ_1 along the circular arc:

$$\sigma_1 = \frac{Q}{S} \left[1 - \exp \left(-\frac{S}{P} z \right) \right] \quad (3.27)$$

The minor principal stress σ_3 along the circular arc can then be obtained by Eq. (3.11)

Equation (3.27) with Eqs. (3.11), (3.24) to (3.26) constitute an analytical solution for the principal stresses in a vertical backfilled opening along an arc.

Considering point C on the circular arc, defined by (x, y) in the global coordinates system and (X, Y) or (X, ω) in the local system, the vertical distance EG (see Fig. 3.2) can be calculated as follows:

$$EG = R(1 - \cos \omega) \quad (3.28)$$

Here, $X = x$ and y can be related to z as follows:

$$z = y - EG = y - R(1 - \cos \omega) \quad (3.29)$$

Substituting Eq. (3.7) into Eq. (3.29) leads to:

$$z = y - \left[B\kappa \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{x}{B\kappa} \right)^2} \right) \right] = y - \left[B\kappa - \sqrt{(B\kappa)^2 - x^2} \right] \quad (3.30)$$

The major principal stress σ_1 at point C defined in the global coordinates system (x, y) within the backfilled stope can then be expressed as follows:

$$\sigma_{1(x,y)} = \frac{q}{s} \left\{ 1 - \exp \left(-\frac{s}{p} \left(y - \left[B\kappa - \sqrt{(B\kappa)^2 - x^2} \right] \right) \right) \right\} \quad (3.31)$$

Equations (3.11) and (3.31) can then be used to evaluate the principal stresses at any point (x, y) in the backfilled opening. The vertical and horizontal normal stresses at any point (x, y) can then be written as:

$$\sigma_{v(x,y)} = \sigma_{1(x,y)} \left[\frac{1+K_{ps}}{2} + \frac{1-K_{ps}}{2} \cos \left(2\sin^{-1} \left(\frac{x}{B\kappa} \right) \right) \right] = \sigma_{1(x,y)} \left[1 - (1 - K_{ps}) \left(\frac{x}{B\kappa} \right)^2 \right] \quad (3.32)$$

$$\sigma_{h(x,y)} = \sigma_{1(x,y)} \left[\frac{1+K_{ps}}{2} - \frac{1-K_{ps}}{2} \cos \left(2\sin^{-1} \left(\frac{x}{B\kappa} \right) \right) \right] = \sigma_{1(x,y)} \left[K_{ps} + (1 - K_{ps}) \left(\frac{x}{B\kappa} \right)^2 \right] \quad (3.33)$$

3.4 Proposed Solution for Calculating the Stresses in Vertical Backfilled Openings

Radius R can considerably affect the calculated vertical and horizontal stresses in the stope. When the backfill has little friction (i.e. $\phi \approx 0$), the arching effect is largely absent and radius R is expected to approach infinity. But this is not the case with Eqs. (3.4) and (3.5), which predict a finite value of $R = \sqrt{2}B$ for $\phi \approx 0$. A modification is made here by replacing R with $\xi_x R$ (and $B\kappa$ with $\xi_x B\kappa$), where ξ_x is a unit-less correction factor that serves to better define the influence of the radius R , and the effect of the internal friction angle ϕ (Eqs. 3.4 and 3.5). Equations (3.24) and (3.25) then become:

$$P' = \xi_x B \kappa [\sin \omega_w] \quad (3.34)$$

$$Q' = \gamma \xi_x B \kappa \omega_w \quad (3.35)$$

The principal major stress at any point (x, y) within the backfilled stope can then be expressed as follows:

$$\sigma_1 = \frac{Q'}{S} \left[1 - \exp \left(-\frac{S}{P'} (y - [\xi_x B \kappa - \sqrt{(\xi_x B \kappa)^2 - x^2}]) \right) \right] \quad (3.36)$$

The vertical and horizontal normal stresses at any point (x, y) in the backfilled opening becomes:

$$\sigma_{v(x,y)} = \sigma_1 \left[1 - (1 - K_{ps}) \left(\frac{x}{\xi_x B \kappa} \right)^2 \right] \quad (3.37)$$

$$\sigma_{h(x,y)} = \sigma_1 \left[K_{ps} + (1 - K_{ps}) \left(\frac{x}{\xi_x B \kappa} \right)^2 \right] \quad (3.38)$$

The earth pressure coefficient at any point (x, y) within the backfilled stope can thus be expressed as follows:

$$K = K_{(x,y)} = \sigma_{h(x,y)} / \sigma_{v(x,y)} = \frac{K_{ps} + (1 - K_{ps}) \left(\frac{x}{\xi_x B \kappa} \right)^2}{1 - (1 - K_{ps}) \left(\frac{x}{\xi_x B \kappa} \right)^2} \quad (3.39)$$

As can be seen, this earth pressure coefficient K depends on position x , but not on y . A similar approach has been proposed by Jahanbakhshzadeh et al., (2017a, 2017b), but with a different type of solution.

Numerical results obtained by Li and Aubertin (2008), with additional simulations performed here, have been used to determine the value of the correction factor ξ_x for a variety of conditions. Applying a curve fitting technique to the numerical results leads to the following expression for factor ξ_x :

$$\xi_x = \left[\eta + (2.25 - \eta) \sqrt{1 - \left(\frac{x}{B} \right)^2} \right] \tan^{0.25} \phi \quad (3.40)$$

where η is defined as follows:

$$\eta = 1.5 + 0.25 \left(\frac{H}{B} \right)^{0.25} \tan \phi \quad (3.41)$$

Figure 3.4 shows the variation of the correction factor ζ_x as a function of (x/B) for different friction angles for narrow (Fig. 3.4a) and wide (Fig. 3.4b) stopes. One sees that the value of ζ_x , remains constant along the centerline, but tends to increase near the wall with the internal friction angle.

Eqs. (3.34) to (3.41) constitute the proposed analytical solution for estimating the horizontal and vertical stresses in vertical backfilled opening at any point (x, y) within the backfilled stope.

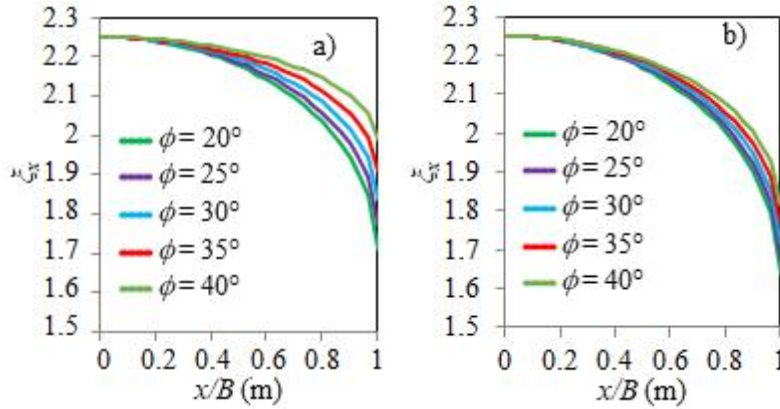


Figure 3.4 Variation of the correction factor ζ_x as a function of (x/B) for different friction angles ϕ and different stope height H , (a) $2B = 3$ m and $H = 45$ m.; (b) $2B = 18$ m and $H = 45$ m

3.5 Assessment of the Proposed Solution Using Numerical Simulations.

As mentioned above, some of the numerical results obtained by Li and Aubertin (2008) have been used to obtain Eqs. (3.40) and (3.41) through a calibration process (i.e. adjustment of parameters to obtain a good agreement between the proposed solution and numerical results). An illustration of this calibration is shown in Figure 3.5 for the horizontal and vertical normal stresses along the VCL ($x = 0$ m) and across the width of the stope at a depth $y = 33.7$ m; these results were obtained from the proposed solution (Eqs. 3.34 to 3.41) and compared with those provided by Li and Aubertin (2008) (following simulations with FLAC2D, Itasca 2002). In these calculations, the backfill has a height of $H = 45$ m. The first calculation was made with $\phi = 40^\circ$ and $2B = 3$ m (Fig. 3.5a) and the second with $\phi = 30^\circ$ and $2B = 6$ m (Fig. 3.5b). The horizontal to vertical stresses based on the analytical solutions of Handy (1985), Li and Aubertin (2008) and Jahanbakhshzadeh et al., (2017) as well as the overburden solution ($\sigma_v = \gamma y$ and $\sigma_h = K_0 \sigma_v$, with K_0 given by Jaky's equation) have also been plotted on the same figure. It can be seen that the vertical and horizontal normal stresses obtained by the proposed solution (Eqs. 3.34 to 3.41 using $K_{ps} = K_a$) are very close

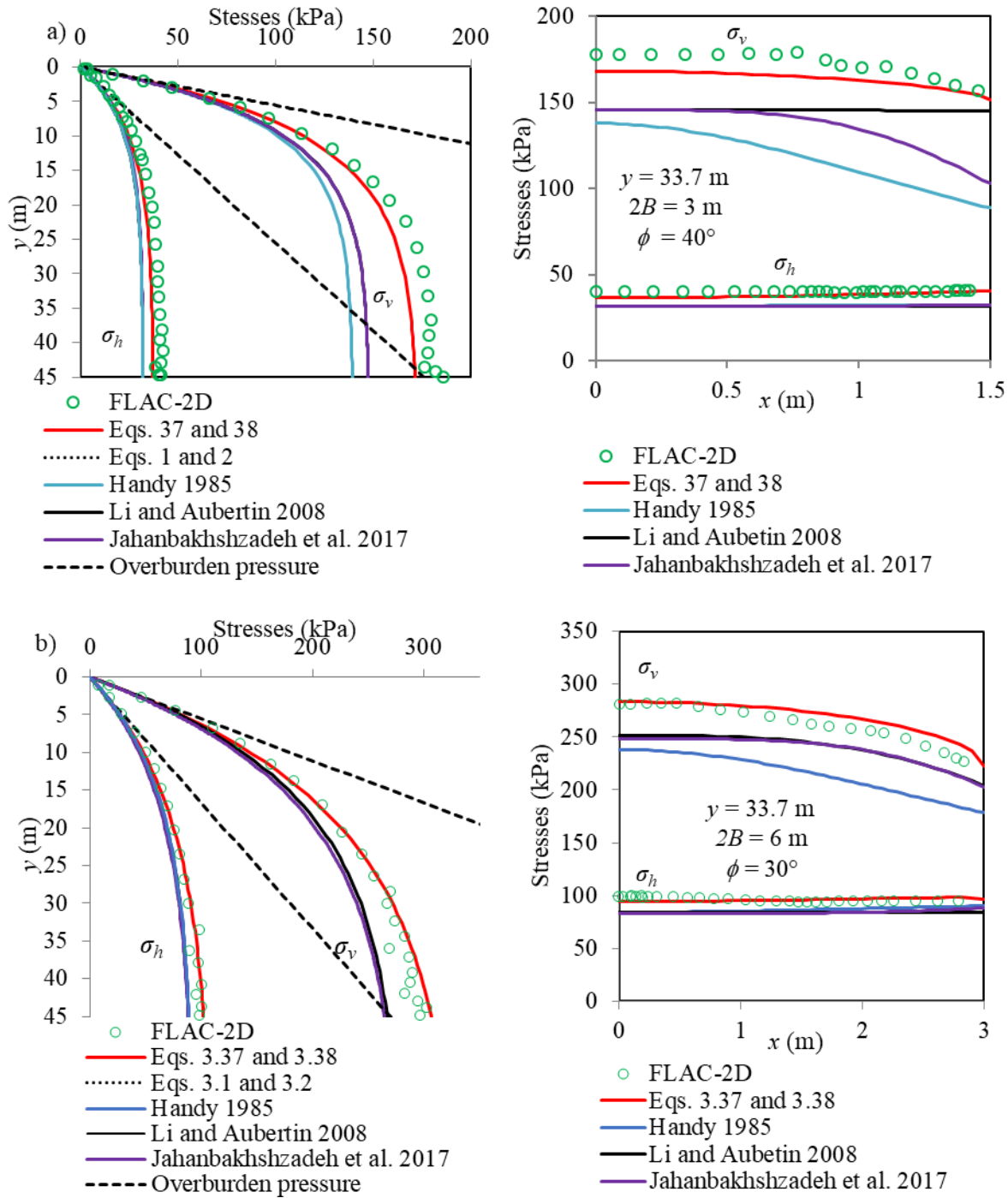


Figure 3.5 Illustration of the various solutions, based on the horizontal and vertical normal stresses along the VCL ($x = 0$ m) of a slope having a fill height of $H = 45$ m and across the slope width at a depth $y = 33.7$ m, obtained by the proposed solution (Eqs. 3.34 to 3.41) and other analytical solutions, and also those given by numerical simulations (a) for $2B = 3$ m with $\phi = 40^\circ$; (b) for $2B = 6$ m with $\phi = 30^\circ$

to those obtained from numerical modeling. An improvement is obtained compared to the other existing solutions. In all cases, the calculated stresses are much lower than those based on the overburden solution.

To test the flexibility of the proposed analytical solution and its ability to predict representative stresses for other conditions, additional numerical simulations have been conducted with FLAC2D (Itasca 2002). Figure 3.6 shows the physical (Fig. 3.6a) and numerical (Fig. 3.6b) models for a stope having a width $2B = 4.5$ m, filled to a height of $H = 45$ m. The rock mass is considered homogeneous, isotropic, and linearly elastic. It has a Young's modulus of $E = 30$ GPa; a Poisson's ratio of $\mu = 0.3$ and a unit weight of $\gamma = 27$ kN/m³. The backfill is assumed to be elasto-plastic obeying the Mohr-Coulomb criterion. It is characterized by a unit weight of $\gamma = 18$ kN/m³, a Young's modulus of $E = 300$ MPa, a Poisson's ratio of $\mu = 0.2$, and a varying internal friction angle ϕ ; both the cohesion c ($= 0$) and dilation angle ψ ($= 0$) are nil. The boundaries conditions at the base and along the two sides (rock mass) are fixed in all directions. The stope is filled sequentially with 15 layers (3 m thick each). The cases covered by the numerical simulations are shown in Table 3.1.

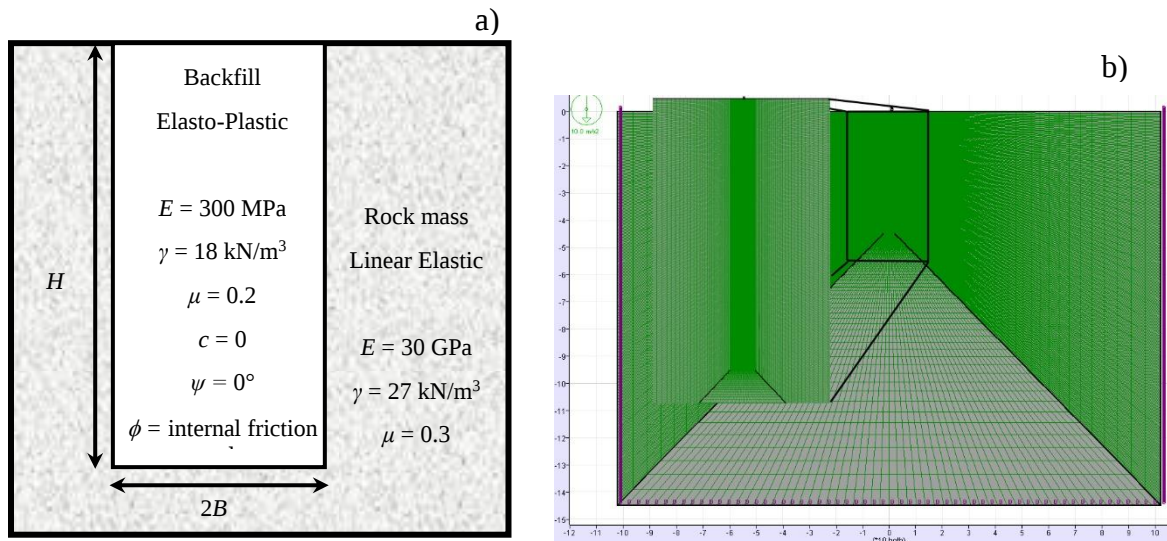


Figure 3.6 Physical and numerical models used for the additional simulation conducted to test the proposed solution, (a) Physical model (adapted from Li et al., 2003); (b) Numerical model

Table 3.1 Numerical simulations performed with FLAC2D (calculations made with $\gamma = 18$ kN/m³, $\mu = 0.2$, $E = 300$ MPa, $c = 0$ kPa and $\psi = 0^\circ$)

Cases	Figures	2B (m)	ϕ (°)	H (m)
1	3.7, 3.8, 3.9	4.5	35	45
2	3.10		25	
3	3.11a	15	38	
4	3.11b	10	33	
5	3.12a	8	37	80
6	3.12b		32	20

Figure 3.7 shows the distributions of the major (Fig. 3.7a) and minor (Fig. 3.7b) principal stresses in the backfilled stope given by the numerical simulation with FLAC2D for Case 1 (Table 3.1). One sees that the stresses are higher at the center of the stope than near the walls. They increase (almost) linearly with the depth near the surface of the backfill but tends to become constant at large depth (see also following figures). These are typical indicators of an arching effect (Aubertin et al., 2003; Li et al., 2003). It is also seen that the curvature of the iso-contours tends to change with depth; the aspect is not taken into account with the proposed solution, as will be discussed below.

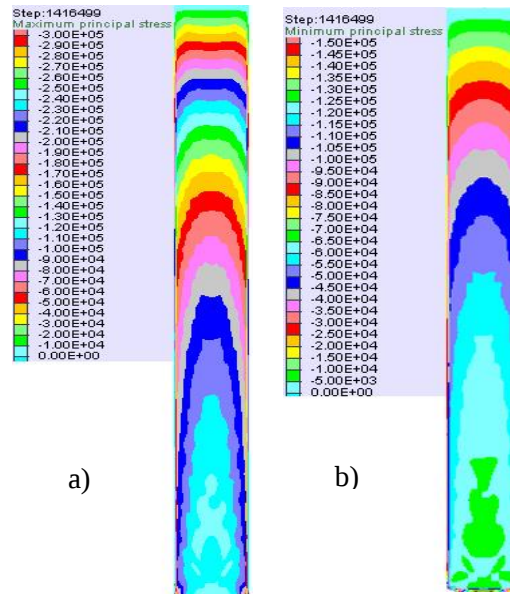


Figure 3.7 Iso-contours of the major and minor principal stresses (negative in compression) in the backfilled stope provide by the simulation with FLAC2D for Case 1 (see details in Table 3.1),

(a) Major principal stresses; (b) Minor principal stresses

Figure 3.8 shows the variation of the horizontal and vertical normal stresses along the VCL (Fig. 3.8a) and across the width of the slope at a depth of $y = 33.7$ m (Fig. 3.8b), obtained from the proposed solution (Eqs. 3.34 to 3.41) and numerical simulation for Case 1. The figure also shows the stresses calculated with other existing solutions based on the overburden or an arching effect. One sees that the agreement between the numerical results and those predicted by the proposed solution (Eqs. 3.34 to 3.41 using $K_{ps} = K_a$) is excellent. There is an improved correlation with the simulation compared with the other solutions.

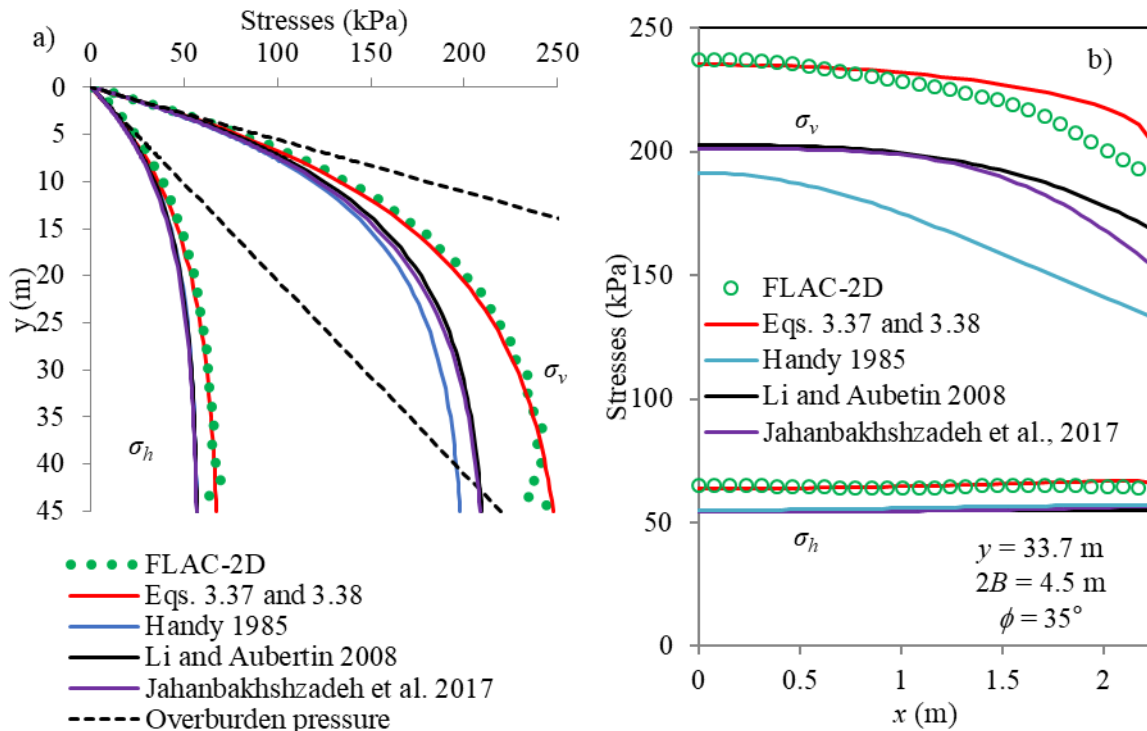


Figure 3.8 Illustration of the various solutions, based on the horizontal and vertical normal stresses (a) along the VCL and (b) across the width at $y = 33.7$ m, obtained by the proposed solution (Eqs. 3.34 to 3.41), and other analytical solutions, and also those given by numerical simulations for Case 1 ($\phi = 35^\circ$, $2B = 4.5$ m, $H = 45$ m), Table 3.1

Figure 3.9 shows the variation of the horizontal to vertical normal stress ratio K across the half-width of a slope at a depth of $y = 22.5$ m (Fig. 3.9a) and another depth of $y = 33.7$ m (Fig. 3.9b), obtained by the proposed analytical solution (Eqs. 3.39 to 3.41) and numerical modeling with FLAC2D. The figures indicate that the proposed solution captures the non-uniform distribution across the width of the slope.

Figures 3.10 to 3.12 shows the variation of the horizontal and vertical normal stresses along the VCL (left graphs) and across the width of the slope at a given depth, provided by the proposed solution (Eqs. 3.34 to 3.41) and by simulations with FLAC2D, considering $\phi = 25^\circ$, $2B = 4.5$ m and $H = 45$ m (Fig. 3.10, Case 2, Table 3.1), $\phi = 33^\circ$, $2B = 10$ m and $H = 45$ m (Fig. 3.11a, Case 3, Table 3.1), $\phi = 38^\circ$, $2B = 15$ m and $H = 45$ m (Fig. 3.11b, Case 4, Table 3.1), $\phi = 37^\circ$, $2B = 8$ m and $H = 80$ m (Fig. 3.12a, Case 5, Table 3.1), and $\phi = 32^\circ$, $2B = 8$ m and $H = 20$ m (Fig. 3.12b, Case 6, Table 3.1). One sees that there is a good agreement between the numerical results and those given by the proposed solution, in all cases. This suggest that the proposed solution could be used to estimate the stresses in vertical backfilled openings.

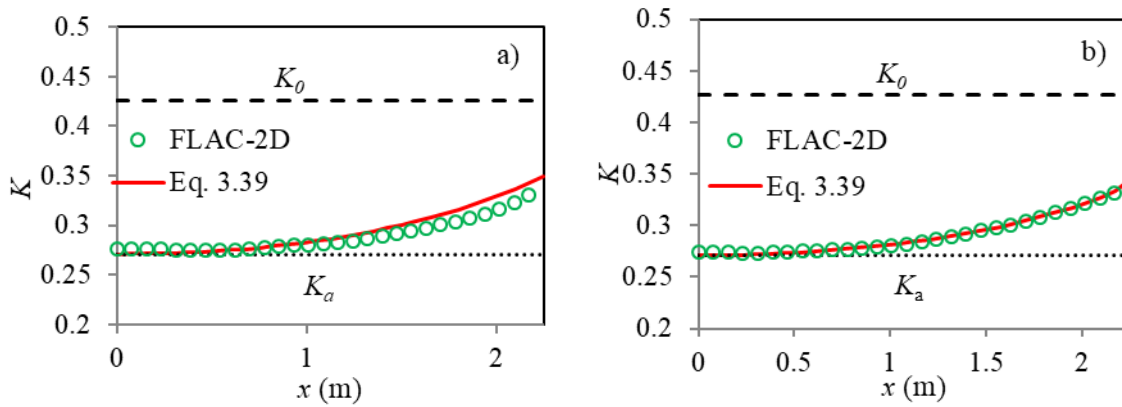


Figure 3.9 Variation of the horizontal to vertical normal stress ratio $K (= \sigma_h / \sigma_v)$ across the half-width of a slope at (a) a depth of $y = 22.5$ m and (b) another depth of $y = 33.7$ m, obtained by the proposed solution (Eq. 39) and numerical simulations for Case 1 ($\phi = 35^\circ$, $2B = 4.5$ m, $H = 45$ m), Table 3.1, (a) $y = 22.5$ m; (b) $y = 33.7$ m

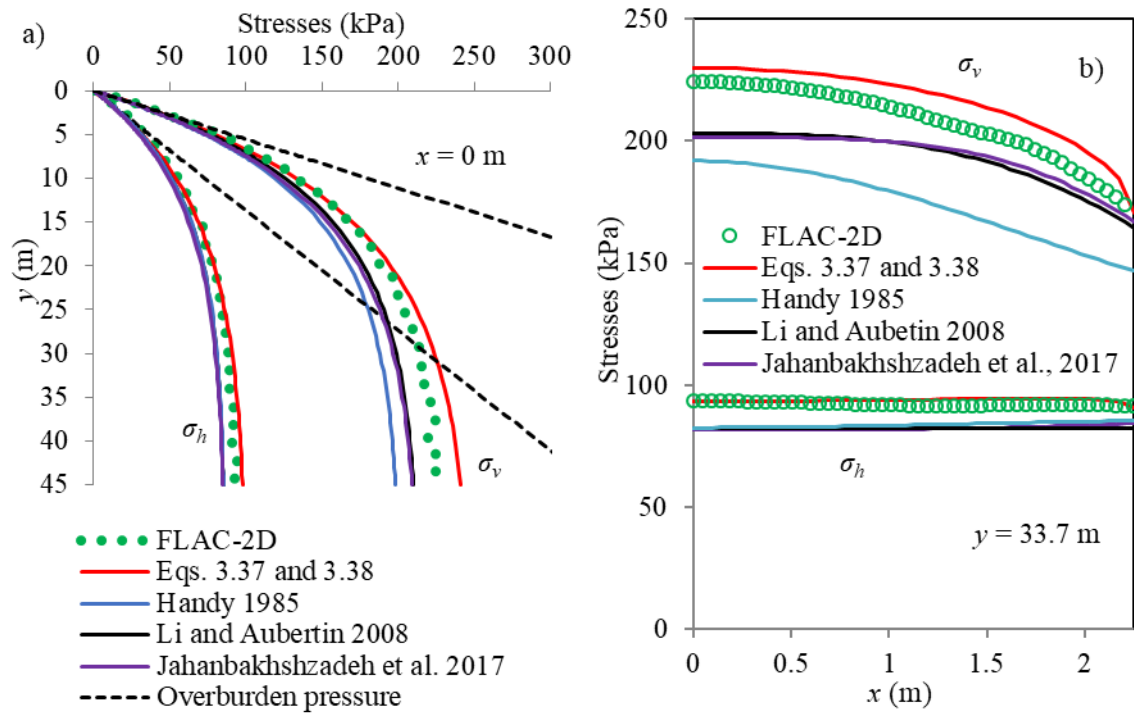


Figure 3.10 Illustration of the various solutions, based on the horizontal and vertical normal stresses (a) along the VCL and (b) across the width of the slope at a depth of $y = 33.7$ m, obtained by the proposed solution (Eqs. 3.34 to 3.41) and other analytical solutions, and also those given by numerical simulations for Case 2 ($\phi = 25^\circ$, $2B = 4.5$ m, $H = 45$ m), Table 3.1

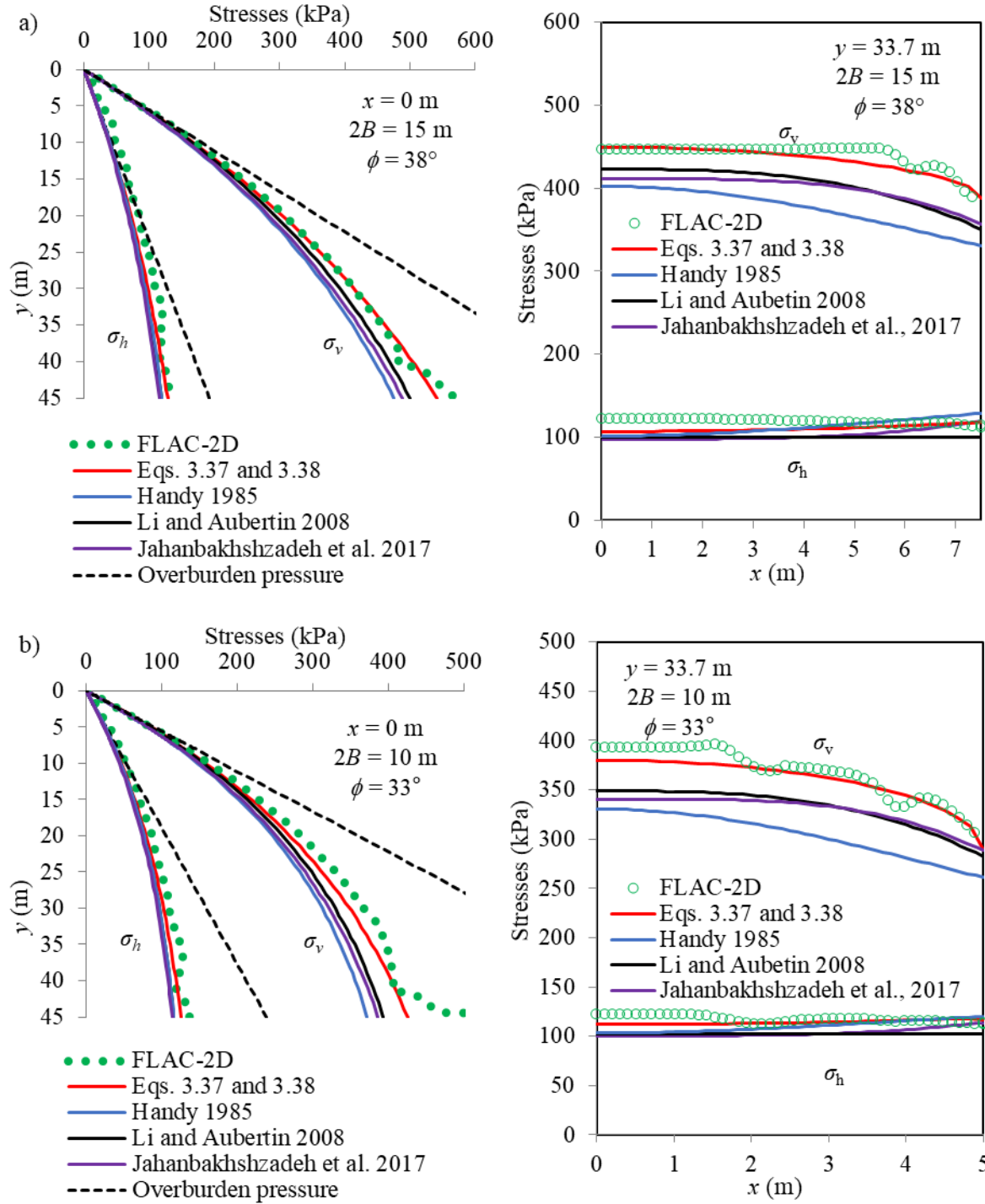


Figure 3.11 Illustration of the various solutions, based on the horizontal and vertical normal stresses and along the VCL (left graphs) and across the width of the slope at a depth of $y = 33.7$ m, obtained by the proposed solution (Eqs. 3.34 to 3.41) and other analytical solutions, and also those given by numerical simulations: (a) for Case 3 ($\phi = 38^\circ$, $2B = 15$ m and $H = 45$ m), Table 3.1; (b) for Case 4 ($\phi = 33^\circ$, $2B = 10$ m and $H = 45$ m), Table 3.1

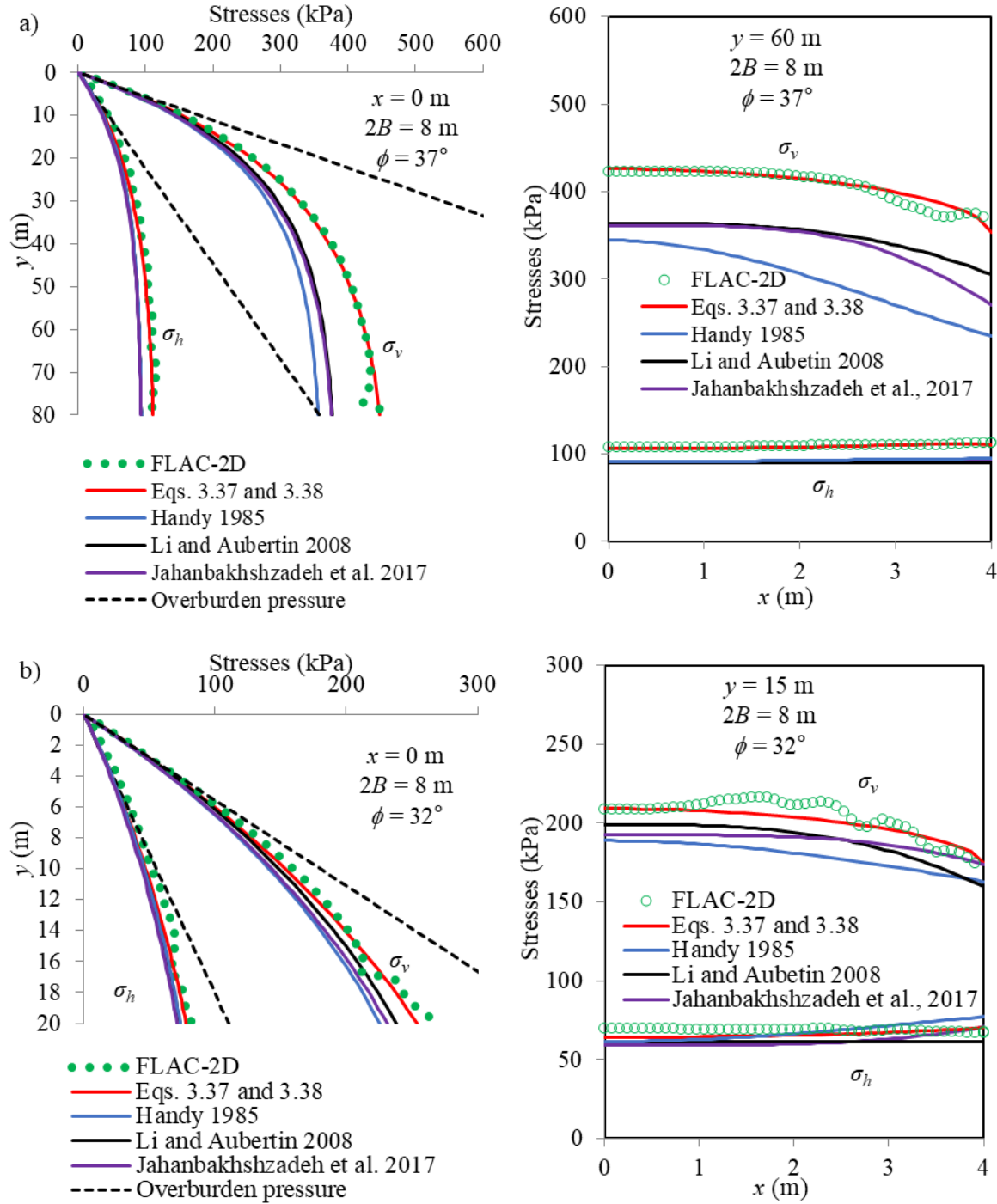


Figure 3.12 Illustration of the various solutions, based on the horizontal and vertical normal stresses along the VCL (left graphs) and across the width of the slope at a given depth, obtained by the proposed solution (Eqs. 3.34 to 3.41) and other analytical solutions, and also those given by numerical simulations: (a) for Case 5 ($\phi = 37^\circ$, $2B = 8$ m and $H = 80$ m), Table 3.1; (b) for Case 6 ($\phi = 32^\circ$, $2B = 8$ m and $H = 20$ m), Table 3.1

3.6 Discussion

A modified analytical solution has been developed for the stresses in backfilled stopes based on a circular arc distribution. It gives the vertical and horizontal stresses at any position in the opening. An expression has also been obtained for the horizontal to vertical stress ratio, $K (= \sigma_h / \sigma_v)$. There is a good agreement between the proposed solution and numerical modeling results, in terms of the vertical and horizontal stresses and earth pressure coefficient along the VCL and across the width of the opening. Additional improvements to this solution can still be made by considering the following aspects:

In this paper, the radius R of the circular arc element was considered as a constant, as proposed by Harrop-Williams (1989) and Singh et al., (2011). This may not reflect the real response of fill placed in a confined opening. Rather, it can be expected that this radius may change with depth, particularly near the surface of the backfill. This trend can be seen from the iso-contours of the major (Fig.7a) and minor (Fig. 7b) principal stresses obtained by numerical modeling.

The numerical results showed that K is equal to K_a at the center line and close to the K_0 near the walls. These simulation results were obtained by considering the Poisson's ratio (μ) and internal friction angle (ϕ) of the backfill as two independent parameters. Complementary work has also been done to investigate the stresses in backfilled stope by considering interrelated μ and ϕ to obtain a unique and consistent earth pressure coefficient at rest K_0 (e.g., Falaknaz et al., 2015; Jahanbakhshzadeh et al., 2017). This assumption could also be adopted for the analytical solution developed here.

The proposed solution assumes that the earth pressure coefficient changes across the width of the stope, but remains constant with depth. Numerical results (Li and Aubertin 2015; Yang et al., 2017). and in situ measurements (Thomson et al., 2012) have shown that the K value could also depend on depth.

Improvements can also be considered by taking into account a different shape for the arc, and other factors including water pressures, cohesion, and properties of the interfaces along the fill-wall contact.

Additional laboratory and field measurements to validate (or calibrate) the proposed model and analytical solutions would also be welcome.

3.7 Conclusions

An analytical solution was developed by considering a circular arc element to evaluate the stresses in vertical backfilled openings. The analytical solution includes a varying radius for the circular element. The validity of the proposed solution has been evaluated using a large number of numerical modeling results. The good agreement between the analytical solution and the numerical simulations, in terms of earth pressure coefficient and stresses, indicate that this solution can be useful to estimate the stresses in backfilled openings.

Acknowledgements

The authors would like to acknowledge the financial support from the Natural Sciences and Engineering Research Council of Canada (NSERC), Institut de recherche Robert-Sauvé en santé et en sécurité du travail du Québec (IRSST), Fonds de recherche du Québec – Nature et Technologies (FRQNT), and industrial partners of the Research Institute on Mines and the Environment (RIME UQAT-Polytechnique; <http://rime-irme.ca/>).

References

- Askew, J. E., McCarthy, P. L., & Fitzgerald, D. J. (1978). *Backfill research for pillar extraction at ZC/NBHC*. Proc. 12th Can. Rock Mech. Symp., 100-110.
- Atkinson, J. H., Cairncross, A. M., & James, R. G. (1974). Model tests on shallow tunnels in sand and clay. *Tunnels Tunnelling*, 6(4), 28–32.
- Aubertin, M., Li, L., Arnold, S., Belem, T., Bussière, B., Benzaazoua, M., & Simon, R. (2003). *Interaction between backfill and rock mass in narrow Stopes*. *SoilRock2003*: 12th Panamerican Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering and 39th U.S. Rock Mechanics Symposium, 22-26 June 2003, Cambridge, Mass., USA, 1, 1157-1164.
- Aubertin, M. (1999). Application de la mécanique des sols pour l'analyse du comportement des remblais miniers souterrains. Short Course (unpublished notes). *14e Colloque en Contrôle de Terrain*. Association Minière du Québec, Val-d'Or.
- Becker, D. E., & Moore, I. D. (2006). Canadian manual of foundation engineering. *Canadian Geotechnical Society*, Canada.

- Blight, G. E. (1984). Soil mechanics principals in underground mining. *Geotechniques*, 110(5), 567-581.
- Bowles, J. E. (1996). *Foundation analysis and design*. McGraw-Hill.
- Caceres, C. (2005). *Effect of backfill on longhole open stoping*. (Mémoire de maîtrise, École University of British Columbia, Vancouver, BC).
- Cowin, S. C. (1977). The theory of static loads in bins. *Journal of Applied Mechanics*, 44: 409-412.
- Dalvi, R. S., & Pise, P. J. (2008). *Effect of arching on passive earth pressure coefficient*. The 12th Int. Conf. of Int. Association for Computer Methods and Advances in Geomechanics (IACMAG). Goa, India, October.
- Das, B. M. (1998). *Principles of Geotechnical Engineering*. PSW.
- De Souza, E., & Dirige, A. P. E. (2002). *Arching effects and sillmat behaviour*. Proc., 104th Annual General Meeting of the Canadian Institute of Mining Metallurgy and Petroleum. Vancouver, B.C., Canada.
- Falaknaz, N., Aubertin, M., & Li, L. (2015c). Numerical investigation of the geomechanical response of adjacent backfilled stopes. *Can. Geotech. J.*, 52(10), 1507-1525.
- Goel, S., & Patra, N. R. (2008). Effect of Arching on Active earth pressure for Rigid Retaining Walls Considering Translation Model. *International Journal of Geomechanics*, ASCE, 8(2), 123-133.
- Handy, R. (1985). The arch in soil arching. *Journal of Geotechnical Engineering ASCE*, 3(111), 302-318.
- Harrop-Williams, K. (1989). Arch in soil arching. *Journal of Geotechnical Engineering*, 115(3), 415-419.
- Hartlen, J., Nielsen, J., Ljunggren, L., Martensson, G., & Wigram, S. (1984). The wall pressure in large grain silos. *Swedish Council for Building Research*, Stockholm.
- Itasca. (2002). *Itasca Consulting Group Inc. User's Guide, theory and Background*. Fast Lagrangian Analysis of Continua, Minneapolis, Minnesota.

- Jahanbakhshzadeh, A., Aubertin, M., & Li, L. (2017a). A new analytical solution for the stress state in inclined backfilled mine stopes. *Geotechnical and Geological Engineering*, 35(3), 1151-1167.
- Jaky, J. (1944). The coefficient of earth pressure at rest. *J. Soc. Hungarian Architect and Engineering*, 7, 355–358.
- Janssen, H. A. (1895). Versuche uber Getreidedruck in Silozellen. *Z Verein Ingenieure* 39,1045–1049.
- Knutsson, S. (1981). *Stresses in the hydraulic backfill from analytical calculations and in-situ measurements*. In O. Stephansson & M.J. Jones (eds), *Proceedings of the Conference on the Application of Rock Mechanics to Cut and Fill Mining*: 261-268. Institution of Mining and Metallurgy.
- Kutzner, C. (1997). *Earth and rockfill dams: Principles of design and construction*. Balkema. Rotterdam.
- Ladanyi, B., & Hoyaux, B. (1969). A study of the trap-door problem in a granular mass. *Can. Geotech. J.*, 6(1),1-14.
- Li, L., Aubertin, M., Shirazi, A., Belem, T., & Simon, R. (2007), Stress distribution in inclined backfilled stopes. *Proc., 9th Int. Symp. In Mining with Backfill _CD-ROM_*, CIM, Montreal, Québec.
- Li, L., Aubertin, M., Simon, R., Bussière, B., & Belem, T. (2003). Modeling arching effects in narrow backfilled stopes with FLAC. *Proc., FLAC and Numerical Modeling in Geomechanics—2003*, Brummer, R., Andrieux, P., Detournay, C. and Hart, R., eds., Balkema, Rotterdam, The Netherlands.
- Li, L., & Aubertin, M. (2015). Numerical analysis of the stress distribution in symmetrical backfilled trenches with inclined walls. *Ind. Geotech. J.*, 45(3), 278-290.
- Li, L., & Aubertin, M. (2008). An improved analytical solution to estimate the stress state in sub-vertical backfilled stopes. *Can. Geotech. J.*, 45(10), 1487–1496.
- Li, L., & Aubertin, M. (2009a.). Influence of water pressure on the stress state in stopes with cohesionless backfill. *Geotech. Geologic. Eng.*, 27(1), 1–11.

- Li, L., & Aubertin, M. (2009b.). A three-dimensional analysis of the total and effective stresses in submerged backfilled stopes. *Geotech. Geologic. Eng.*, 27(4), 559–569.
- Li, L, Aubertin, M., & Belem, T. (2005). Formulation of a three-dimensional analytical solution to evaluate stress in backfilled vertical narrow openings. *Can. Geotech. J.*, 42(6), 1705–1717, (with Erratum 43(3), 338–339).
- Marston, A. (1930). The theory of external loads on closed conduits in the light of latest experiments. *Bulletin 96*, Iowa Engineering Experiment Station, Ames, Iowa.
- McCarthy, D. F. (1988). *Essentials of soil mechanics and foundations: basic geotechnics*. Upper Saddle River, Prentice Hall, New Jersey.
- McCarthy, D. F. (1993). *Essentials of soil mechanics and foundations: Basic geotechnics*. 4th ed. Prentice Hall Books.
- Ono, K., & Yamada, M. (1993). Analysis of arching action in granular mass. *Geotechnique*, 43(1), 105-120.
- Ooi, J. Y., & Rotter, J. M. (1990). Wall pressures in squat steel silos from simple finite element analysis. *Computations and Structures*, 37(4), 361–374.
- Paik, K. H., & Salgado, R. (2003). Estimation of active earth pressure against rigid retaining walls considering arching effects. *Geotechnique*, 53(7), 643–653.
- Pirapakaran, K., & Sivakugan, N. (2006). *Numerical and experimental studies of arching effects within mine fill slopes*. In: Proceedings of the Sixth International Conference on Physical Modelling in Geotechnics (2), From: 6th International Conference on Physical Modelling in Geotechnics, Hong Kong.
- Pirapakaran, K., & Sivakugan, N. (2007a). A laboratory model to study arching within a hydraulic fill stope. *Geotech Test J.*, 30(6), 496–503.
- Pirapakaran, K., & Sivakugan, N. (2007b). Arching within hydraulic fill stopes. *Geotech. Geologic. Eng.*, 25(1), 25–35.
- Singh, S., Shukla, S.K., & Sivakugan, N. (2011). Arching in inclined and vertical mine stopes. *Geotech. Geologic. Eng.*, 29(5), 685–693.

- Sobhi, M. A., Li, L., & Aubertin, M. (2017). Numerical investigation of earth pressure coefficient along central line of backfilled stopes. *Can. Geotech. J.*, 54, 138–145.
- Sokolovoski, V. V. (1965). *Statics Of Granular Media*. Translated from Russian by Lusher J.K., Oxford: Pergamon Press.
- Spangler, M. G. (1962). *Section 11: Culverts And Conduits. Foundation Engineering*. Leonards G.A., ed. New York: McGraw-Hill.
- Take, W., & Valsangkar, A. (2001). Earth pressures on unyielding retaining walls of narrow backfill width. *Canadian Geotechnical Journal*, 38(6), 1220-1230.
- Terzaghi, K. (1943). *Theoretical soil mechanics*. John Weily & Sons, New York.
- Thompson, B. D., Bawden, W. F., & Grabinsky, M. W. (2012). In situ measurements of cemented paste backfill at the Cayeli Mine. *Can. Geotech. J.*, 49(7), 755–772.
- Ting, C. H., Sivakugan, N., & Shukla, S. K. (2012). Laboratory simulation of the stresses within inclined stopes. *Geotech. Testing J.*, 35 (2), 280-294.
- Yang, P., Li, L., & Aubertin, M. (2017). Stress ratios in entire mine stopes with cohesionless backfill: a numerical study. *Minerals*, 7(201).

CHAPITRE 4 ARTICLE 2: EFFECT OF DRAINAGE AND CONSOLIDATION ON THE PORE WATER PRESSURES AND TOTAL STRESSES WITHIN BACKFILLED STOPEs AND ON BARRICADES

El Mustapha Jaouhar, & Li Li

This article was submitted in January 2019 to Advances in Civil Engineering, accepted in April 2019, published in May 2019

Abstract: The pore water pressures (PWP) and total stresses during the placement of a slurried backfill in underground mine stopes are the key parameters for the design of barricades, built to retain the backfill in the stopes. They can be affected by the drainage and consolidation of the backfill. Over the years, several studies have been reported on the pressure and stresses in backfilled stopes by accounting for the drainage and consolidation. Most of them focused on the pressure and stresses in the stopes, few specifically on the barricades. The effect of the number of draining holes commonly installed through the barricade has never been studied. In this paper, the influence of hydraulic properties and filling rate of the backfill, stope size, barricade location, and number of draining holes is systematically investigated with numerical simulations. The results show that the stresses in the backfilled stope and on the barricade largely depend on the filling rate, hydraulic conductivity and Young's modulus of the backfill. The draining holes can significantly decrease the PWP, but only slightly the total stresses on the barricades in short-term.

Key-words: Mine backfill; Excess pore-water pressures; Stresses; Drainage; Consolidation; Barricades; Numerical modeling

4.1 Introduction

The mining industry produces large amounts of tailings that require proper management. Among the various disposal techniques available, the use of tailings as filling material in underground openings has become a common practice in mines worldwide. Stope backfilling reduces the amount of mine wastes disposed at the surface, so it can be considered an environmentally friendly solution for mine waste management (Aubertin et al., 2002; Benzaazoua et al., 2008; Qi et al., 2019a, 2019b, 2019c). Other benefits from the mining stope backfilling include improved ground stability, reduced subsidence and ore dilution, increased ore recovery, and improved efficiency of ventilation (e.g., Darling 2011).

Depending on their source and material properties, mine backfills are generally classified as rockfill, hydraulic backfill and paste backfill. Paste backfill (PB) has been gaining popularity for decades due in part to the use of all-coming tailings (i.e. full tailings), relative ease of pipe transportation, and segregation-less deposition. As it contains a large portion of fine particles, PB is characterized by a low hydraulic conductivity. Sufficient proportion of water is needed in PB to facilitate transportation. Its deposition in stopes is usually accompanied by the generation of excess pore-water pressure (PWP), followed by dissipation during drainage and self-weight consolidation of the backfill (Thomson et al., 2012). The pressures applied by the backfill can become critically high, so the retaining barricade constructed at the base of a stope may fail and lead to undesirable consequences (Grice 1998; Helinski and Grice 2007; Revell and Sainsbury 2007; Yumlu and Guresci 2007; Sivakugan and Widisinghe 2013).

For the stability analysis and design of barricades, it is very important to understand that the determining parameters are the peak values of the PWP and total stresses exercised by the slurried backfill on the barricade. A common practice to design barricades is to consider the pressures due to the fill overburden, without considering arching effect associated with stress transfer from the backfill to the walls. This solution may lead to an overly conservative estimate of the maximum allowed height of backfill to ensure barricade stability. For most case, the backfilling placement has to be divided into a plug pour and a final pour, with an interval of one or two days between the two placement stages. This backfilling interruption is undesirable because it affects the productivity and can cause pipe blockage (Lee 2015). Consequently, mining operators would prefer continuous stope backfilling. One must then have a good understanding and knowledge of the stress state

within the stope and on the barricades during and after the placement of the backfill. This requires an assessment of the coupled processes that involve generation of excess PWP due to the addition of new backfill layers and their dissipation within the newly and previously deposited layers. This coupled processes are known as the drainage and consolidation of the slurried backfill (Gibson 1958; Fahey et al., 2010; Pedroni 2011; Li et al., 2013; Zheng et al., 2018).

The output flowrate of the backfill pipe is controlled by the production capacity of backfill plant, the size of main backfill transportation pipes and the number of stopes to be simultaneously backfilled. These also control the rising rate of the backfill, which is inversely proportional to the horizontal cross-section area of the stope. In practice, filling a stope may take several days. Excess PWP can then be generated during the addition of backfill. Drainage and consolidation of the backfill also occur during the filling operation at a rate depending on the hydraulic properties, filling rate, stope and drift geometries, and efficiency of the drainage system (usually through the barricade). The PWP and stresses can thus become smaller than those based on the iso-geostatic overburden pressure.

Over recent years, several papers have been published on the effect of cementation (cement hydration) or self-desiccation of cemented backfill on the pressures in backfilled stopes. Cement hydration consumes water and makes the backfill harder and stronger. These double effects may considerably decrease the PWP in the backfilled stope (Doherty and Wood 2016). However, it is important to note that the peak values of the PWP and total stresses only occur during the filling operation. For the stability analysis and design of barricades, the most critical moment is during the stope filling operation. When the cement content of the backfill is high (more than 7%), the cementation can take place during the filling operation and reduces the PWP and total stresses. For most cases, especially for open stoping methods, the cement content is low, typically between 3 and 7%. It is conservative to neglect the effect of cementation for the design of barricades. In this study, only the drainage and consolidation of slurried backfill are considered in the estimation of the pressure and stresses in backfilled stopes and on barricades.

Over the years, much work has been conducted to assess the stresses in backfilled stopes through analytical solutions (Askew et al., 1978; Pirapakaran and Sivakugan 2007a; Li and Aubertin 2009a, 2010; Ting et al., 2011, 2012; Jahanbakhshzadeh et al., 2018; Jaouhar et al., 2018; Yan et al., 2019), experimental measurements (Knutsson 1981; Belem et al., 2004; Pirapakaran and Sivakugan

2007b; Ting et al., 2012; Thompson et al., 2012) and numerical calculations (Li et al., 2010; Li and Aubertin 2009b; Falaknaz et al., 2015; Newman 2018). The stress distribution in drift and on barricades has also be analysed by Li and Aubertin (2009c). These investigations on the stress state within backfilled stopes have highlighted the development of arching effect due to stress redistribution along the rock walls. Progressive filling, drainage and consolidation of the backfill were however neglected in most of these studies.

Over the years, a few studies have been reported on the analyses of pressure and stresses in backfilled stopes by accounting for the drainage and consolidation (Gibson 1958; Fahey et al., 2010; Pedroni 2011; Li et al., 2013; Shahsavari and Grabinsky 2015; Zheng et al., 2018, 2019). The influence of the filling rate and fill proprieties was considered (El Mkadmi et al., 2014; Zheng et al., 2018, 2019). Most of them focused on the PWP and stresses in the backfilled stopes. Very few investigations were specifically devoted to the pressure and stresses on the barricades. Subsequently, several aspects controlling the drainage and consolidation were neglected in previous studies. These include, for example, the size of the drift cross section (smaller than that of the stope) and barricade location. In addition, draining holes are commonly installed through barricades to accelerate the drainage and consolidation. However, the influence of the number of draining holes on the PWP and total stresses has never been studied.

In this paper, these never investigated influencing factors are addressed. The PWP and total and effective stresses in backfilled stopes and on barricades are analyzed here based on numerical modeling, considering representative stope and drift geometries, backfill (PB) hydro-geotechnical properties, filling rates and drainage conditions.

4.2 Numerical Models

The SIGMA/W plane strain (2D) finite element program (Geo-Slope 2007) has been used to simulate the hydro-geotechnical response of the PB progressively deposited in stopes. The validation of SIGMA/W on the analyses of stress-strain and drainage and consolidation against analytical solutions has been reported in several theses (El Mkadmi 2012; Jaouhar 2012, 2019; Sobhi 2014). An example of validation of SIGMA/W on drainage and consolidation analysis is illustrated in Appendix A (Jaouhar 2019). The applicability of SIGMA/W on such analysis has been tested by numerically reproducing some experimental results obtained by laboratory tests under controlled conditions (Pedroni 2011; Bolduc 2012; El Mkadmi 2012; Jaouhar 2012).

Figure 4.1a shows schematically a backfilled stope with a barricade at the base of the stope, in the drawpoint drift. The stope has a width B and a length L (all sizes in meters). It is backfilled to a height H by progressive deposition of a PB. The drift has a width B_d and a height H_d . The barricade has the same width and height as the drift; it is positioned at a distance of L_d from the stope entrance.

The reference (base) model represents a vertical stope 6 m wide and 20 m long, backfilled to a height of 30 m. The drift has a height of 5 m and a width of 5 m. The barricade is built at a distance of 3 m from the stope entrance.

Figure 4.1b shows a numerical model with some details about the location of the monitoring profiles and draining holes. Figure 4.1c shows a part of the backfilled stope, where the meshes were made by considering three zones: drift, lower portion and upper portion of the stope. The sensitivity analysis of mesh has been done to ensure stable numerical results (Jaouhar 2019). Square elements of 0.1×0.1 m were used for the backfill in the drift. The backfill in the lower portion (height of 5 m) of the stope was represented by rectangular elements 0.2 m wide and 0.1 m high, while the backfill in the upper portion of the stope is analysed with rectangular elements 0.4 m wide and 0.2 m high.

The backfill is considered as elastic-plastic obeying the Mohr-Coulomb criterion. The fill properties are characterized by its saturated unit weight (γ_{sat}), Young's modulus (E), Poisson's ratio (μ), internal friction angle (ϕ), cohesion (c), dilation angle (ψ), and hydraulic conductivity (k_{sat}). In this study, the value of Poisson's ratio (μ) is associated with the internal friction angle (ϕ) as follows (Yang and Liu 2007; Duncan and Bursey 2013; Falaknaz et al., 2015; Jahanbakhshzadeh 2016; Yang et al., 2018):

$$\mu = \frac{1 - \sin \phi}{2 - \sin \phi} \quad (4.1)$$

The following values were used in the reference case: $E = 300$ MPa, $c = 0$ kPa, $\psi = 0^\circ$, and $\phi = 30^\circ$; Eq. (1) gives $\mu = 0.333$. These values as well as the hydraulic conductivity (see text below) are taken in the range of available data reported in the literature (Belem et al., 2000; Grice 2001; Fall et al., 2007; Godbout et al., 2007; Helinski et al., 2011).

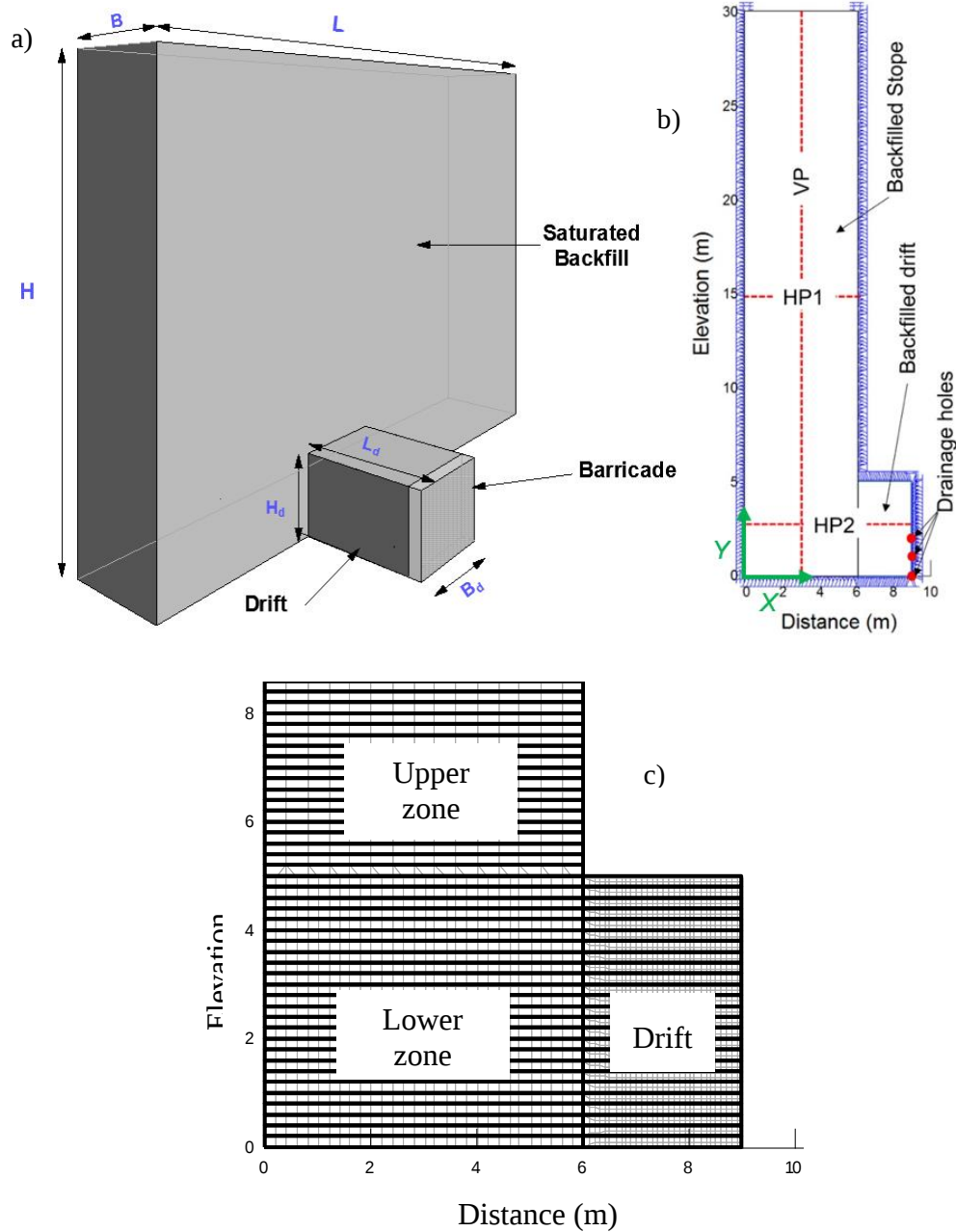


Figure 4.1 (a) A typical vertical backfilled stope with a drift and a barricade; (b) numerical model of the backfilled stope; (c) mesh zones near the base of the stope

Drifts usually have a smaller width B_d compared to the stope length L . With a 2D (plane strain) model, both the stope and drift are simulated as infinitely long in the third dimension. For such cases, the draining capacity through the drift (backfill) will be overestimated. To overcome this problem, the saturated hydraulic conductivity of the backfill in the drift k_{sat_d} is reduced as follows:

$$k_{sat_d} = k_{sat} \frac{B_d}{L} \quad (4.2)$$

For the reference (base) case, the backfill in the stope has a hydraulic conductivity of $k_{sat} = 10^{-7}$ m/s. Eq. (2) with $B_d = 5$ m and $L = 20$ m gives $k_{sat_d} = 2.5 \times 10^{-8}$ m/s for the corrected hydraulic conductivity of the backfill in the drift.

Figure 4.2 shows the variation of the volumetric water content as a function of the suction in the unsaturated backfill (after drainage) (Fig. 4.2a) and the corresponding hydraulic conductivity function (Fig. 4.2b), based on experimental results provided by Aubertin et al., (1996), Bussière (2007) and Godbout et al., (2007). Figure 4.2c shows the K-modifier which changes the value of k as a function of the vertical effective stresses (based on experimental results obtained by Fahey et al., 2010); this effect is due to the reduction of the backfill void ratio with consolidation.

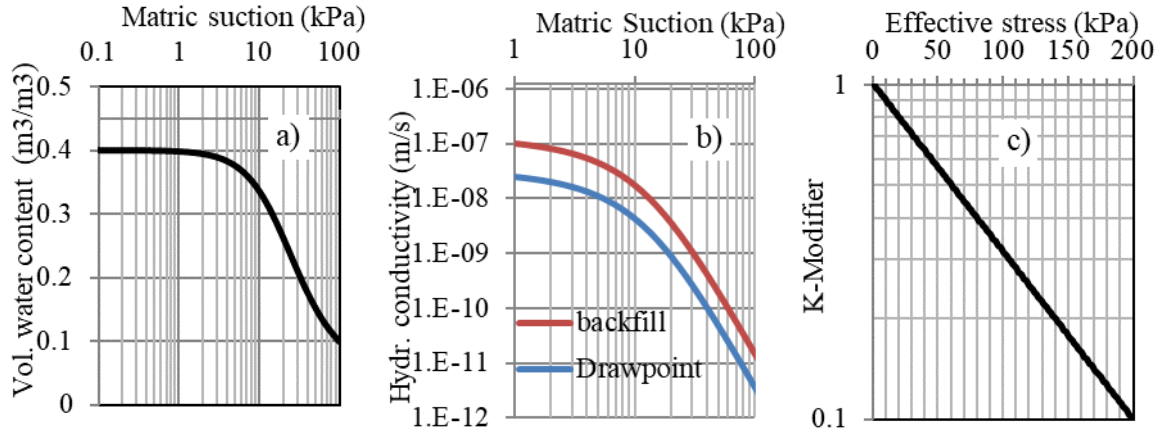


Figure 4.2 Hydraulic properties applied to the unsaturated backfill and interface elements: (a) water retention curve of the backfill; (b) hydraulic conductivity function for the backfill in the stop and in the drift; (c) K-Modifier function which is applied on the k function following backfill consolidation

Progressive filling of the stope is simulated by adding successive layers of backfill on the top of previously deposited fill. In practice, the filling rate of PB usually varies from about 0.2 to 0.4 m/h (Thompson et al., 2012). For the reference case, a filling rate of 0.3 m/h is applied. The progressive increase of backfill height is simulated by the instantaneous addition of a backfill layer of 0.2 m

(in thickness) every 40 minutes. Drainage and consolidation of the newly placed and previously deposited backfill take place continuously.

Regarding the mechanical boundary conditions (Fig. 4.1b), the rock walls are fixed in the vertical and horizontal directions. The barricade, represented by a rigid face, is equally fixed in both directions. The hydraulic boundary conditions include a top backfill surface simulated as an impervious face (further addressed in the section “Discussion”), two water-proof side walls, an impervious base and a water-proof barricade. Draining holes (three for the reference case) spacing at 1 m in the vertical direction, with a nil pore-water pressure, are included in the barricade.

Table 4.1 presents the various cases simulated for analyzing the influence of the different parameters on the stresses and PWP's evolution in the stope and on the barricade.

Table 4.1 Characteristics of the numerical simulations with the various parameters used (with $\gamma_{\text{sat}} = 20 \text{ kN/m}^3$, μ defined by Eq. (1) and $H = 30 \text{ m}$; $V \text{ (m/h)}$, average filling rate; n_d , number of draining holes; $L_d \text{ (m)}$, position of the barricade; Var, variable)

Cases	$B \text{ (m)}$	$E \text{ (MPa)}$	$\phi \text{ (}^\circ\text{)}$	$k_{\text{sat}} \text{ (m/s)}$		$V \text{ (m/h)}$	n_d	$L_d \text{ (m)}$
				Stope	Drift			
0 (Base)	6	10	30	10^{-7}	2.5×10^{-8}	0.3	3	3
1	Var	10	30	10^{-7}	2.5×10^{-8}	0.3	3	3
2	6	10	30	Var	Var	0.3	3	3
3	6	10	30	10^{-7}	2.5×10^{-8}	Var	3	3
4	6	10	30	10^{-7}	2.5×10^{-8}	0.3	Var	3
5	6	10	Var	10^{-7}	2.5×10^{-8}	0.3	3	3
6	6	10	30	10^{-7}	2.5×10^{-8}	0.3	3	Var
7	6	Var	30	10^{-7}	2.5×10^{-8}	0.3	3	3

As reported in El Mkadmi et al., (2014) and Sobhi (2014), SIGMA/W sometimes tends to underestimate the vertical stresses in backfilling stopes (compared to analytical solutions and other codes such as FLAC of Itasca). Thin vertical elements have been added along the two fill–rock interfaces in SIGMA/W to reduce this effect. These elements have the same mechanical properties as the backfill, except for the Young's modulus of the backfill adjusted to a lower value so the stresses obtained with SIGMA/W (with interface elements) are close to those obtained by FLAC (without interface elements). This adjustment process led to a variation of Young's modulus of the vertical interface elements as a function of the (vertical) effective stress, as shown in Fig. 4.3. A

good agreement has then been achieved between the stresses obtained by SIGMA/W (with weaker vertical elements) and FLAC (without interface elements) for different stope geometries and backfill properties; more details and results have been presented in Jaouhar (2019).

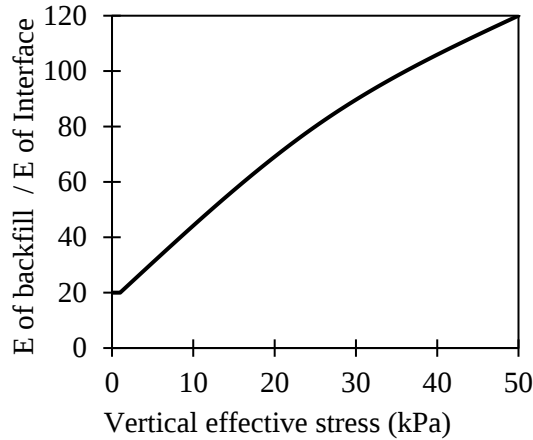


Figure 4.3 Young's modulus of the backfill in the thin vertical elements along the walls adjusted as a function the vertical effective stress

4.3 Numerical Simulation Results

Generation of excess PWP due to addition of new backfill layers and dissipation of PWPs within the backfill due to drainage and consolidation has been simulated. The evolution of PWPs and stresses along a vertical profile (VP) located at a distance of 2.8 m from the left wall, a horizontal profile (HP1) at mid-height of the stope (15 m from the base) and a second horizontal profile (HP2) at mid-height of the drift (2.6 from the base of the drift) is examined in the following (see Fig. 4.1b for the locations).

Figure 4.4 shows the evolution of the horizontal (σ_h) (Fig. 4.4a) and vertical (σ_v) (Fig. 4.4b) total stresses and PWP (u_w) (Fig. 4.4c) along the VP during backfill deposition for the reference (base) case. It is seen that the total stresses and PWP tend to increase almost linearly as filling progresses. Near the end of the filling operation, the distribution of the stresses and PWP become nonlinear, indicating the occurrence of drainage and self-weight consolidation of the backfill.

Figure 4.5 presents the evolution of the horizontal (σ_h) (Fig. 4.5a) and vertical (σ_v) (Fig. 4.5b) total stresses along the VP after deposition of the last (150th) backfill layer for the reference (base) case. As can be seen, drainage and dissipation of the PWP after the final layer deposition tend to induce

nonlinear and decreasing horizontal stresses, which progressively become smaller than the vertical (total) stresses particularly near the base of the slope. The initial iso-geostatic overburden pressure at the base of the slope is $\sigma_v = \sigma_h = 20 \text{ kN/m}^3 \times 30 \text{ m} = 600 \text{ kPa}$; the numerical simulation shows an initial vertical (total) stress σ_v of about 560 kPa and a horizontal stress σ_h of 523 kPa. This relatively small difference indicates the short time occurrence of drainage and consolidation, accompanied by the dissipation of the excess PWP and development of effective stresses (σ'_v and $\sigma'_h > 0$).

The vertical distribution and evolution of the PWP (u_w) along the VP is shown in Figure 4.5c after the deposition of the last layer of backfill. At time zero (just after deposition of this last layer), the PWP is equal to about 488 kPa at the base of the slope; this value is much lower than the (theoretical) iso-geostatic overburden pressure of 600 kPa. The difference indicates that drainage and consolidation occurred on the backfill during filling of the slope (over a period of 100 hours). With longer time, the PWP and total stresses generally decrease along the height of the slope, except near the top of the backfill where one sees slight increase in the PWP and total stresses. Similar results have been reported in El Mkademi et al., (2014). These increases are interpreted as ponding due to accumulation of water on top of the backfill associated with the upward drainage. These results along with the hydraulic boundary condition imposed along the top surface of the backfill will be later discussed in “Discussion”.

Figure 4.6 shows the evolution of the horizontal (σ_h) (Fig. 4.6a) and vertical (σ_v) (Fig. 4.6b) total stresses and the PWP (u_w) (Fig. 4.6c) after deposition of the last (150th) backfill layer, along the line HP1 for the reference (base) case (see Fig. 4.1b). At the beginning after the end of filling operation, the PWP and the horizontal and vertical stresses at mid-height of the slope are initially quite close but slightly lower than the iso-geostatic overburden stresses (300 kPa), indicating a rapid occurrence of backfill drainage and consolidation. The values of u_w , σ_h and σ_v then progressively decrease with time. The PWP (u_w) and the horizontal total stress (σ_h) tend to become uniform across the slope width, while the vertical total stress (σ_v) takes a smaller value near the walls than along the center line of the slope.

The evolution of the PWP and total stresses along HP2 (mid-height of the drift, see Fig. 4.1b) after the last backfill layer deposition is presented in Figure 4.7. There is a slight decrease in the PWP and total stresses from the slope toward the barricade. These results reflect the effect of drainage

(through draining holes) across the barricade. After 18 days, the horizontal total stress σ_h is reduced to two third of its initial value, while the PWP has decreased to half of its initial value.

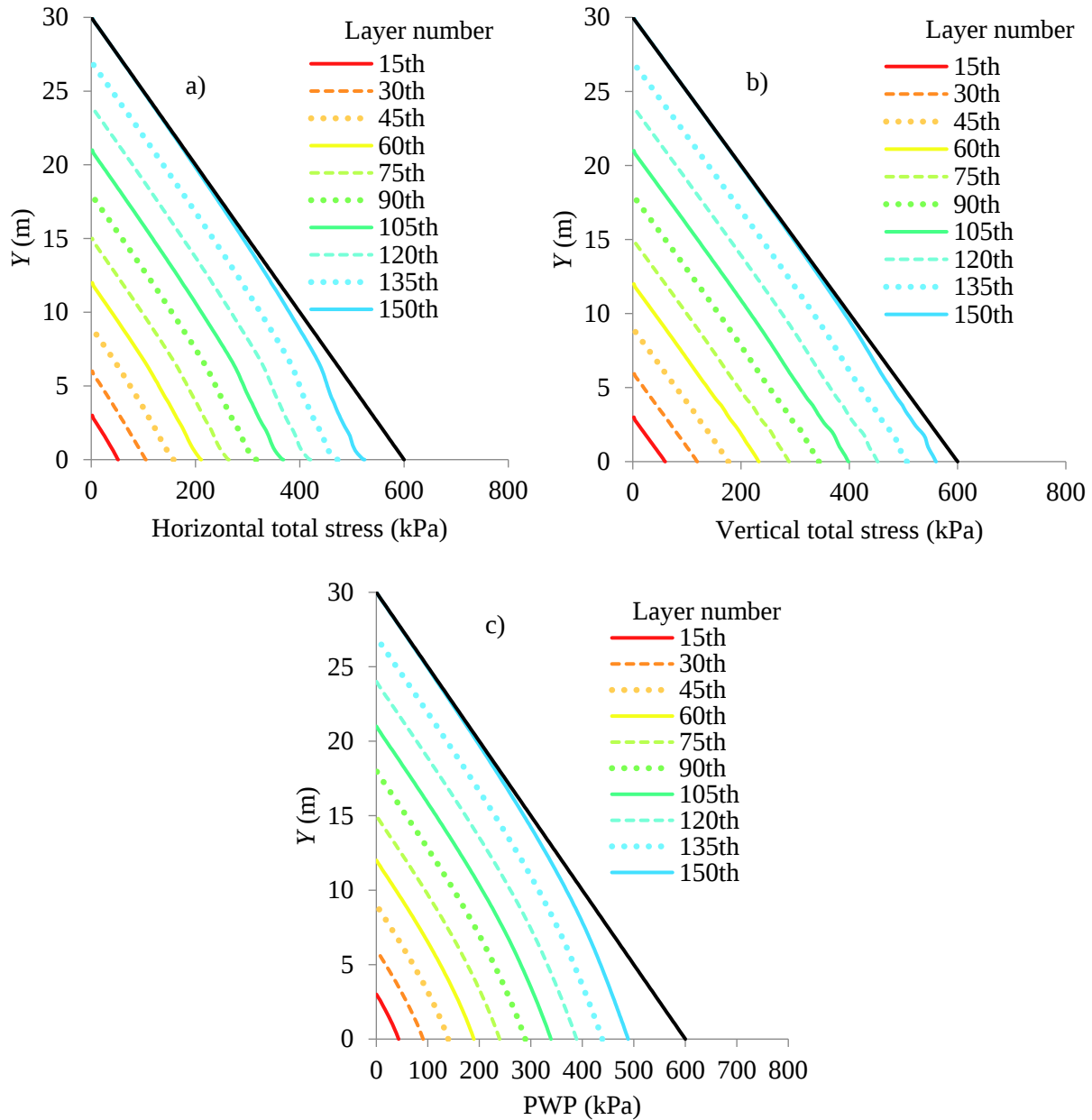


Figure 4.4 Evolution of the (a) horizontal (σ_h) and (b) vertical (σ_v) total stresses and (c) the PWP (u_w) along the vertical profile (VP) during filling of the slope with 150 layers of backfill (reference case, see details in Table 4.1, Case 0)

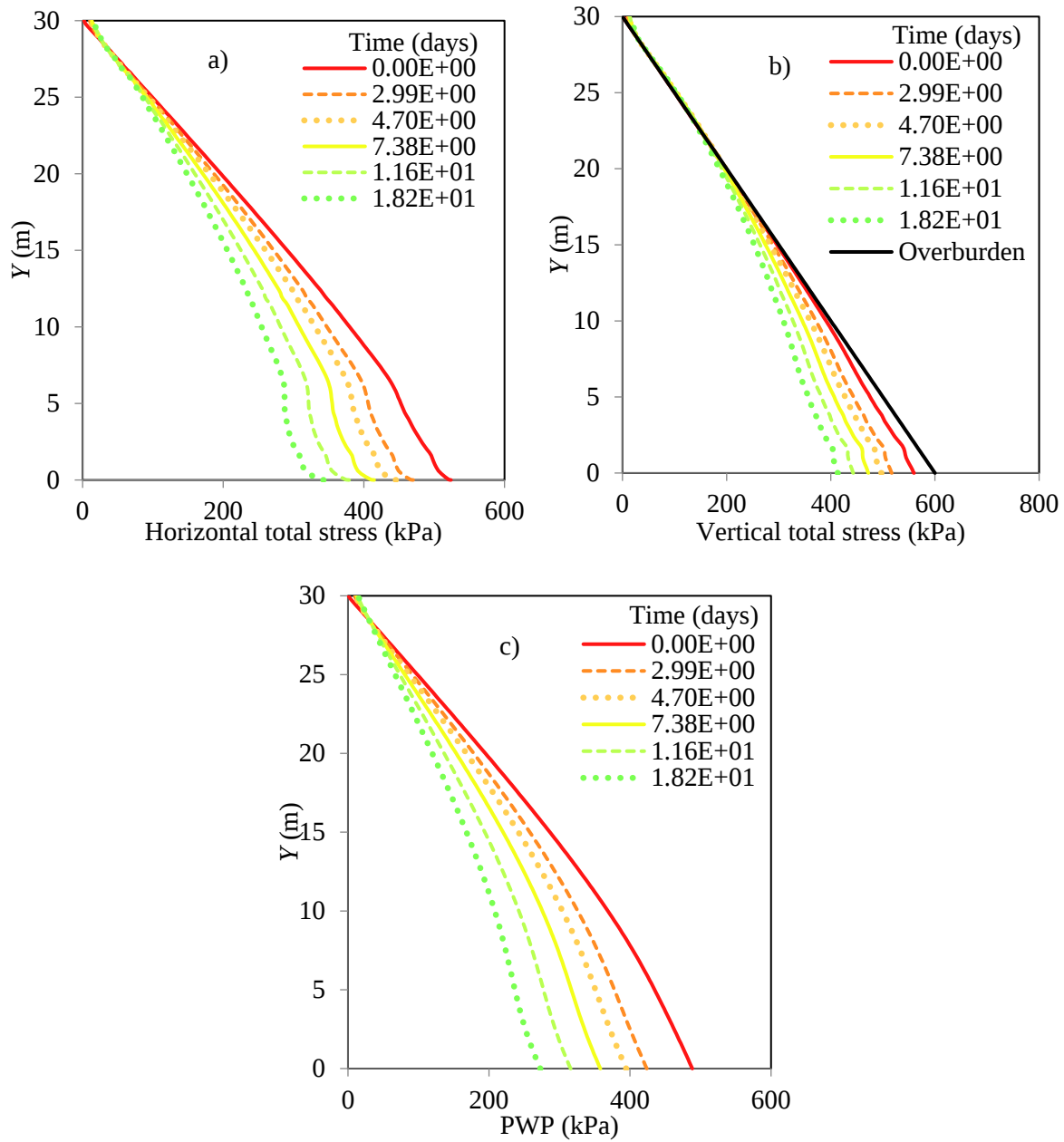


Figure 4.5 Evolution of the (a) horizontal (σ_h) and (b) vertical (σ_v) total stresses and (c) the PWP (u_w), along the vertical profile VP after the addition of the 150th (last) layer of backfill in the slope for the reference case (see the details in Table 4.1, Case 0)

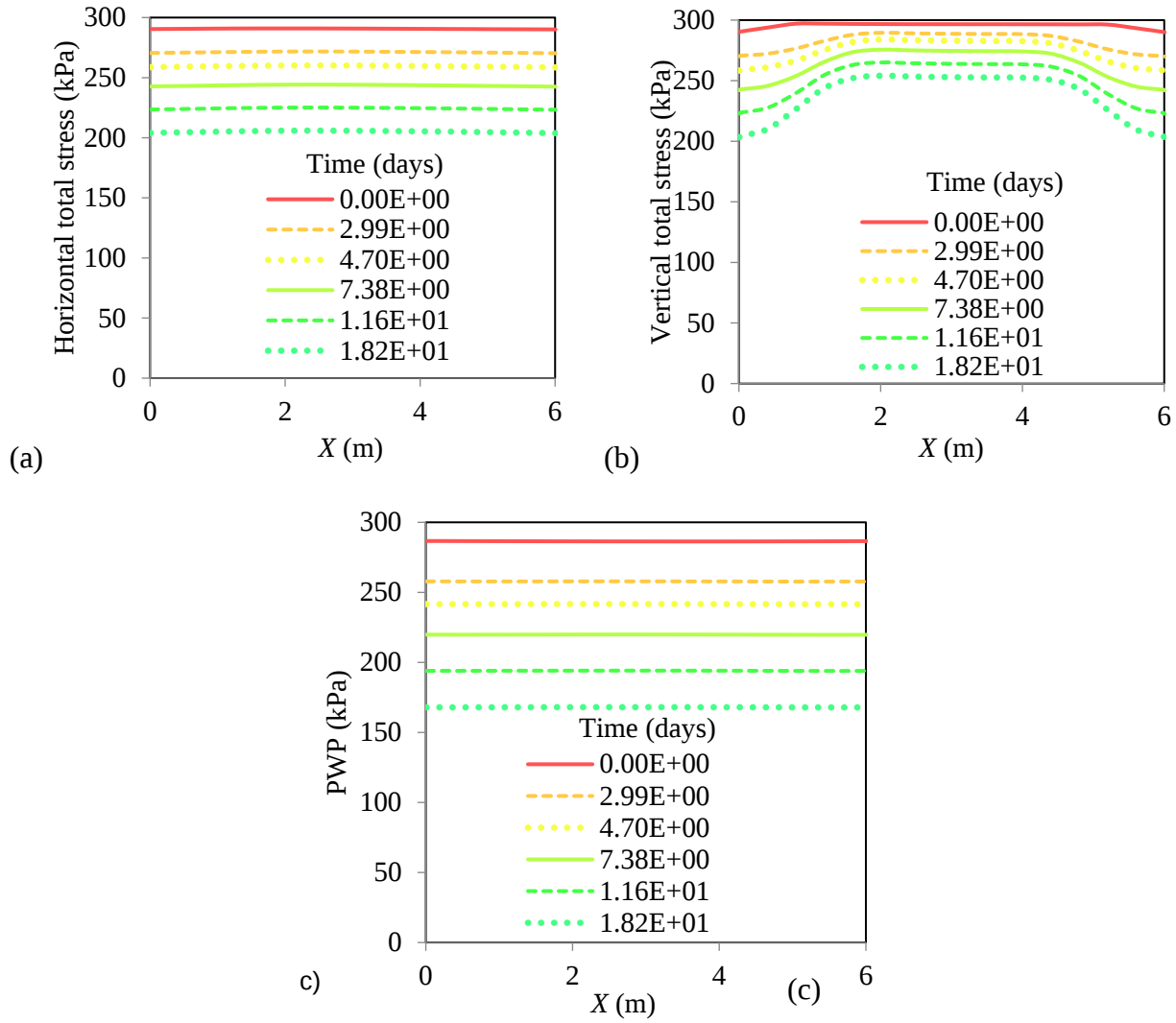


Figure 4.6 Evolution of the (a) horizontal (σ_h) and (b) vertical (σ_v) total stresses and (c) PWP (u_w) along horizontal profile HP1 at mid-height of the slope after addition of the last (150th) backfill layer for the reference case (see the details in Table 4.1, Case 0)

It is interesting to note that the vertical total stress shows an increase trend near the barricade. In the slope, similar trend can be observed in the horizontal stress near the bottom of the slope, as shown in Figure 4.5a or elsewhere in published papers (e.g., Li and Aubertin 2009b; Liu et al., 2017). This phenomenon, known as “kinks”, has been explained by the restriction of vertical movement of the backfill near the bottom of the slope (Sivakugan et al., 2014). In the drift, arching can take place in the horizontal direction because the backfill in the drift is pushed and compressed by the backfill in the slope (Li and Aubertin 2009c). The horizontal movement of the backfill in the drift is restricted by the barricade, resulting in occurrence of “kinks” and increase of the stress

perpendicular to the arching direction. This explains well the increase of the vertical total stress near the barricade, as shown in Figure 4.7b.

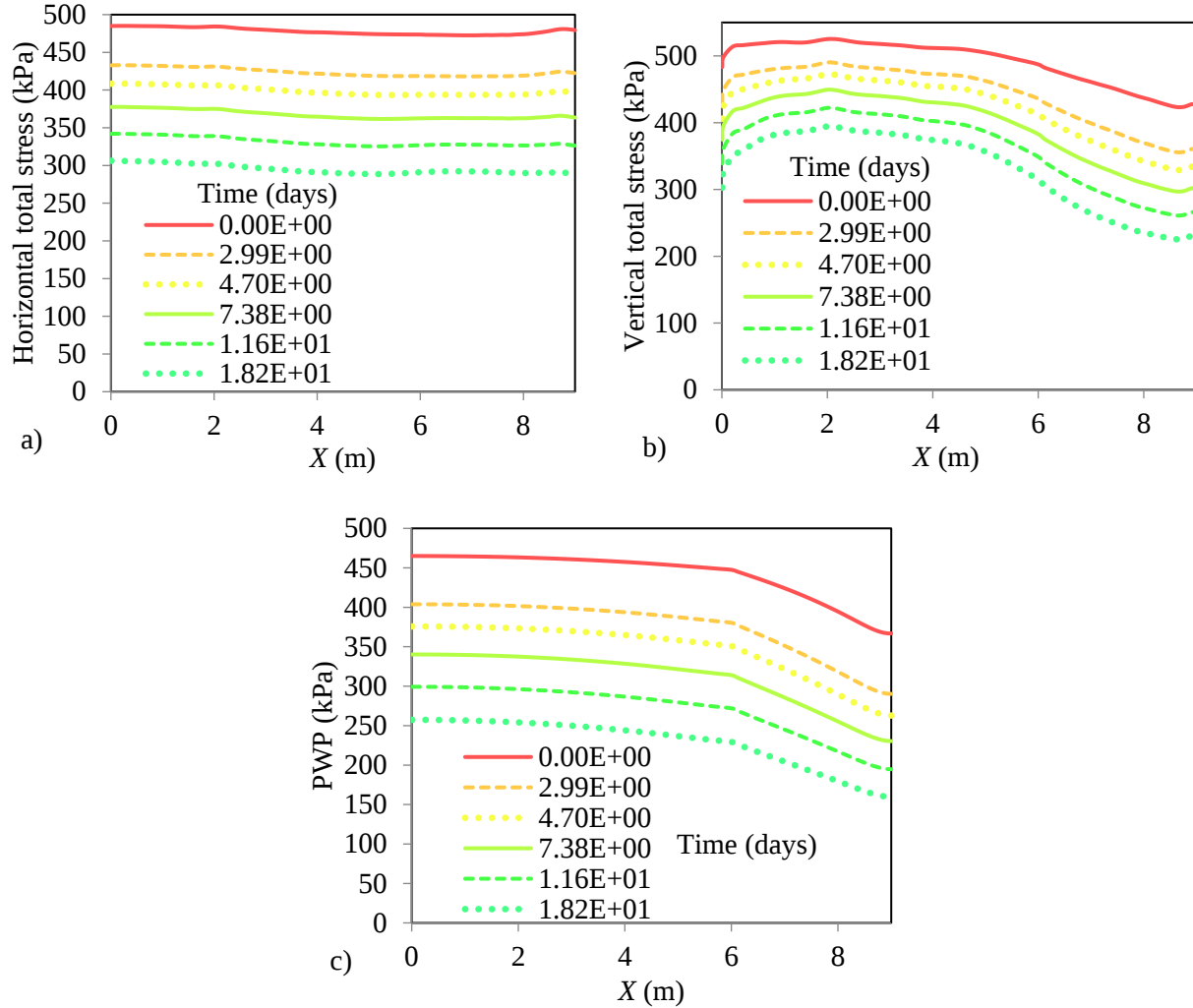


Figure 4.7 Evolution of the (a) horizontal (σ_h) and (b) vertical (σ_v) total stresses and (c) the PWP (u_w), after addition of the 150th (last) backfill layer along horizontal profile HP2 at mid-height of the drift for the reference case (see the details in Table 4.1, Case 0)

Figure 4.8 shows the evolution of the PWP and total stresses along the barricade height (at a distance of 4 cm from the barricade) after the end of filling operation. The PWP and total stresses increase with the depth above the draining holes but decrease with the depth below the top draining hole. The peak value of the PWP decreases from 400 kPa at the end of the filing operation to 185 kPa while the peak value of the horizontal total stress decreases from 479 kPa to 289 kPa after a

repose period of 18.2 days. The effect of the draining holes in reducing the barricade load is well demonstrated.

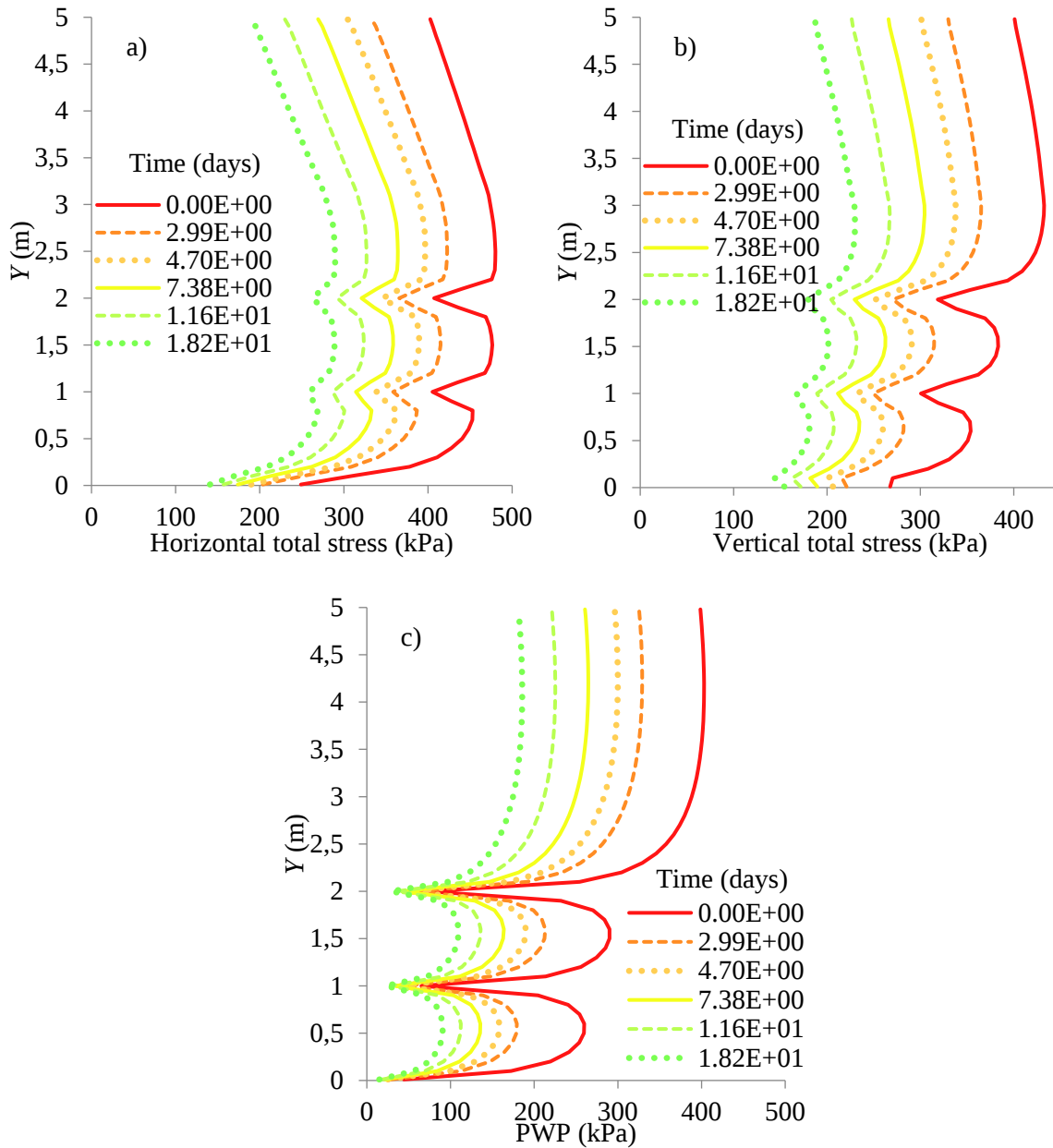


Figure 4.8 Evolution of the (a) horizontal (σ_h) and (b) vertical (σ_v) total stresses and (c) PWP (u_w) along the height of the barricade after the end of stope filling operation for the reference case (see the details in Table 4.1, Case 0)

4.4 Parametric Analyses for Different Influence Factors

The evolution of the total stresses and PWP in the stope and drift has been presented above for the reference case. The effect of various influencing factors on the total stresses and pressures is presented in the following subsections. These include stope width (B), backfill saturated hydraulic conductivity (k_{sat}), internal friction angle (ϕ) and Young's modulus (E), filling rate (V), the number of draining holes (n_d) in the barricade, and the position of the barricade (L_d). These simulated cases are detailed in Table 4.1.

4.4.1 Stope Width B

Figure 4.9 shows the evolution of σ_h (Fig. 4.9a) and u_w (Fig. 4.9b) at mid-height on the barricade, from the start of backfilling for stopes having a width of 3, 6 and 9 m. Both the horizontal total stress and PWP reach a peak value after about 4.14 days from the beginning of stope filling, independently on the stope width; the maximum values are $\sigma_h = 450$ kPa and $u_w = 331$ kPa for $B = 3$ m, $\sigma_h = 480$ kPa and $u_w = 357$ kPa for $B = 6$ m, and $\sigma_h = 487$ kPa and $u_w = 364$ kPa for $B = 9$ m. After 92 days, the horizontal total stress and PWP on the barricade have decreased to $\sigma_h = 130$ kPa and $u_w = 44$ kPa for $B = 3$ m, $\sigma_h = 178$ kPa and $u_w = 64$ kPa for $B = 6$ m and $\sigma_h = 230$ kPa and $u_w = 92$ kPa for $B = 9$ m. These results illustrate how the stope width may influence the total stress and PWP on the barricade. Water takes longer time to be drained out through the drift and barricade for wider stopes.

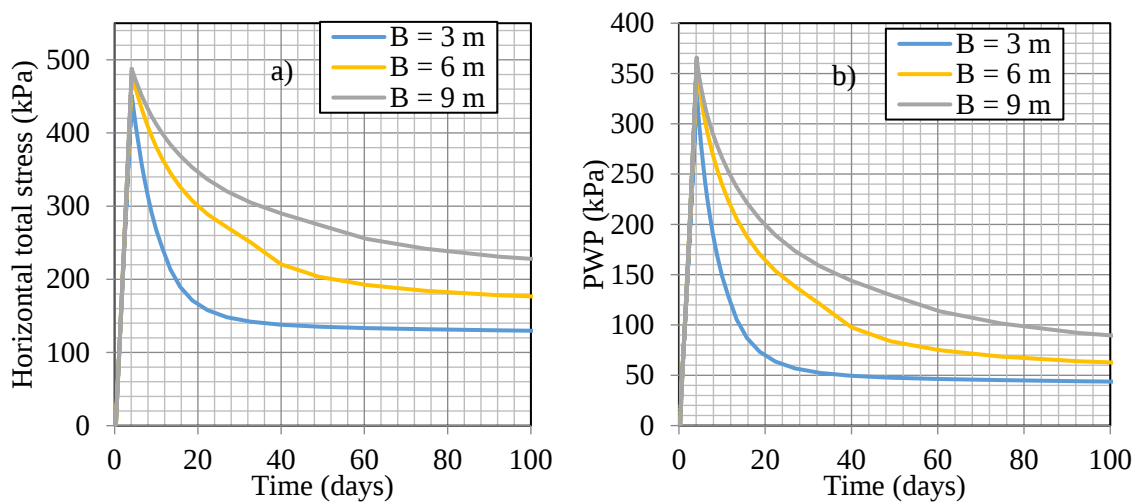


Figure 4.9 Evolution of the (a) σ_h and (b) u_w on the barricade at mid-height of the drift for three different stope widths (see the details in Table 4.1, Case 1)

4.4.2 Hydraulic Conductivity k_{sat}

The hydraulic conductivity varies from 10^{-6} to 10^{-5} m/s for slurry fills and from 10^{-8} to 10^{-6} m/s for cemented paste backfill. Figure 4.10 shows the evolution of the horizontal total stress σ_h (Fig. 4.10a) and u_w (Fig. 4.10b) at mid-height of the barricade upon backfill placement for backfill having saturated hydraulic conductivity k_{sat} of 10^{-8} , 10^{-7} , 10^{-6} and 10^{-5} m/s, respectively. The horizontal total stress and PWP reach peak values after about 4.14 days from the beginning of stope filling, with maximum values of $\sigma_h = 289$ kPa and $u_w = 156$ kPa for $k_{sat} = 10^{-6}$ m/s, $\sigma_h = 480$ kPa and $u_w = 357$ kPa for $k_{sat} = 10^{-7}$ m/s, and $\sigma_h = 547$ kPa and $u_w = 510$ kPa for $k_{sat} = 10^{-8}$ m/s. After 92 days, the horizontal total stress (σ_h) on the barricade and PWP (u_w) have decreased to $\sigma_h = 138$ kPa and $u_w = 38$ kPa for $k_{sat} = 10^{-6}$ m/s, $\sigma_h = 178$ kPa and $u_w = 64$ kPa for $k_{sat} = 10^{-7}$ m/s, and $\sigma_h = 384$ kPa and $u_w = 230$ kPa for $k_{sat} = 10^{-8}$ m/s. These results clearly show that the hydraulic conductivity of the backfill plays a key role in the dissipation of PWPs. PB having hydraulic conductivity typically between 10^{-8} and 10^{-7} m/s would lead to peak PWPs up to 510 and 357 kPa, respectively. With hydraulic backfill having k_{sat} typically between 10^{-5} m/s and 10^{-6} m/s, much smaller PWP would be resulted on the barricade, with 21 kPa and 156 kPa, respectively. These results indicate that hydraulic fills can produce less critical PWP than PB on barricade.

When the backfill has a relatively high hydraulic conductivity of 10^{-5} m/s, its response becomes quite different from that of a less pervious backfill ($\sim 10^{-8}$ m/s), as shown in Fig. 4.10. The peak value of u_w is reached later after filling completion of the stope. This can be partly explained by the coupled process of downward drainage at the base of the stope (through the three draining holes) and fast upward drainage during consolidation, resulting in water ponding at the surface of the backfill. However, more work is necessary to understand why the peak values in the PWP and horizontal total stress occur after the end of stope filling operation.

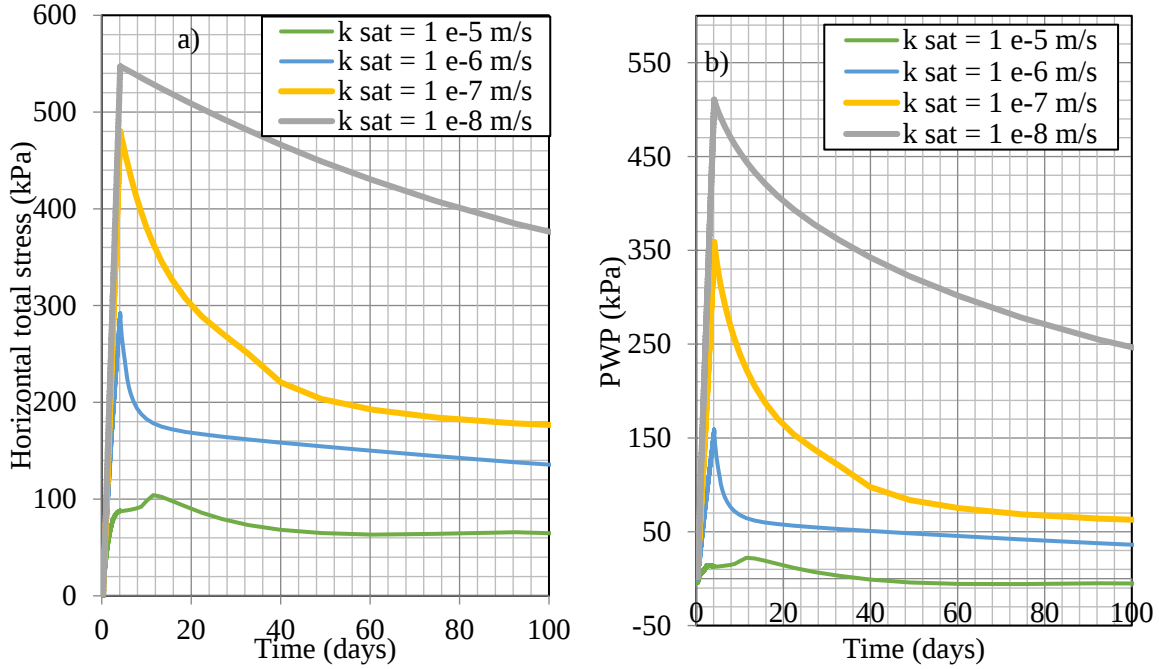


Figure 4.10 Evolution of the (a) horizontal total stress σ_h and (b) PWP u_w at mid-height of the barricade for four different hydraulic conductivities of backfill (see the details in Table 4.1, Case

2)

4.4.3 Internal Friction Angle ϕ'

Figure 4.11 presents the evolution of the horizontal total stress σ_h (Fig. 4.11a) and PWP u_w (Fig. 4.11b) at mid-height of the barricade, after the start of slope filling for a backfill internal friction angle ϕ of 20° , 25° , 30° , 35° and 40° ; the Poisson's ratio μ also changes as it is related to the value of ϕ (see Eq. 1). The results show that the peak values of the horizontal total stress σ_h and PWP u_w are insensitive to this variation of ϕ (and μ). Nevertheless, the post peak values of σ_h and u_w tend to decrease as the internal friction angle ϕ increases from 20° to 35° ; the differences are more pronounced after about 12 days. Once the internal friction angle ϕ is higher than 35° , the PWP and total stresses become again insensitive to the variation of the internal friction angle ϕ from 35° to 40° . This type of responses in total stress has been explained by an increased arching effect with larger ϕ (Li and Aubertin 2009b); more work is however required to understand this response in the PWP.

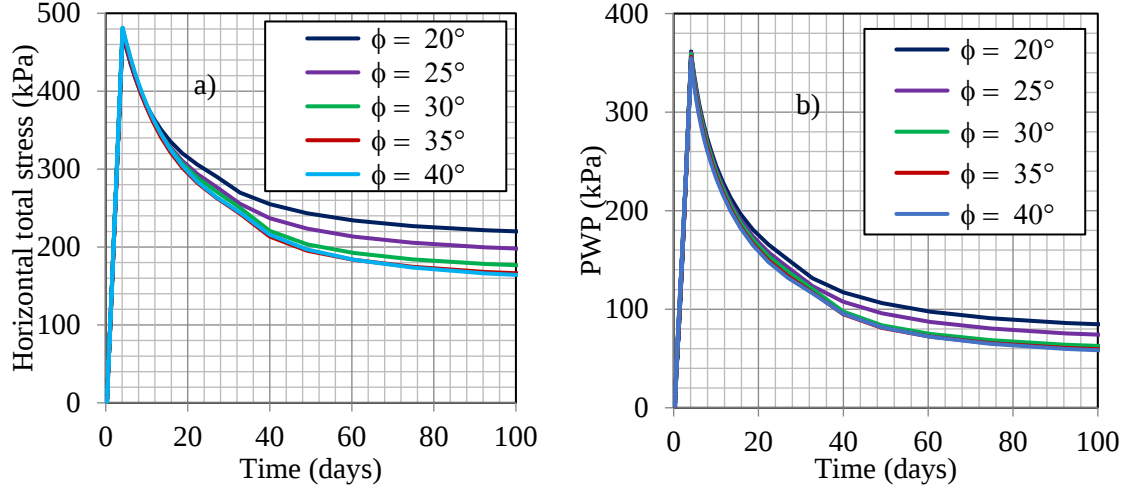


Figure 4.11 Evolution of the (a) horizontal total stress σ_h and (b) PWP u_w at mid-height of the barricade for five different values of the backfill frictional angle (see the details in Table 4.1, Case 5)

4.4.4 Backfill Modulus E

Figure 4.12 shows the evolution of the horizontal total stress σ_h (Fig. 4.12a) and PWP u_w (Fig. 4.12b) at mid-height of the barricade, from the start of backfilling for a backfill modulus E of 10, 100 and 300 MPa. At 4.14 days from the beginning of stope filling, peak values are observed for σ_h and u_w when the backfill is soft ($E = 100$ MPa) or very soft ($E = 10$ MPa), with maximum values of $\sigma_h = 480$ kPa and $u_w = 357$ kPa for $E = 10$ MPa, and $\sigma_h = 189$ kPa and $u_w = 82$ kPa for $E = 100$ MPa. With backfill having a typical modulus $E = 300$ MPa, peaks are not well defined on the horizontal total stress and PWP evolution (with $\sigma_h \approx 90$ kPa and $u_w \approx 15$ kPa). After these peaks and short decreases, the horizontal total stress and PWP begin to increase and jump at around 18.7 days and stabilize at $\sigma_h = 150$ kPa and $u_w = 45$ kPa.

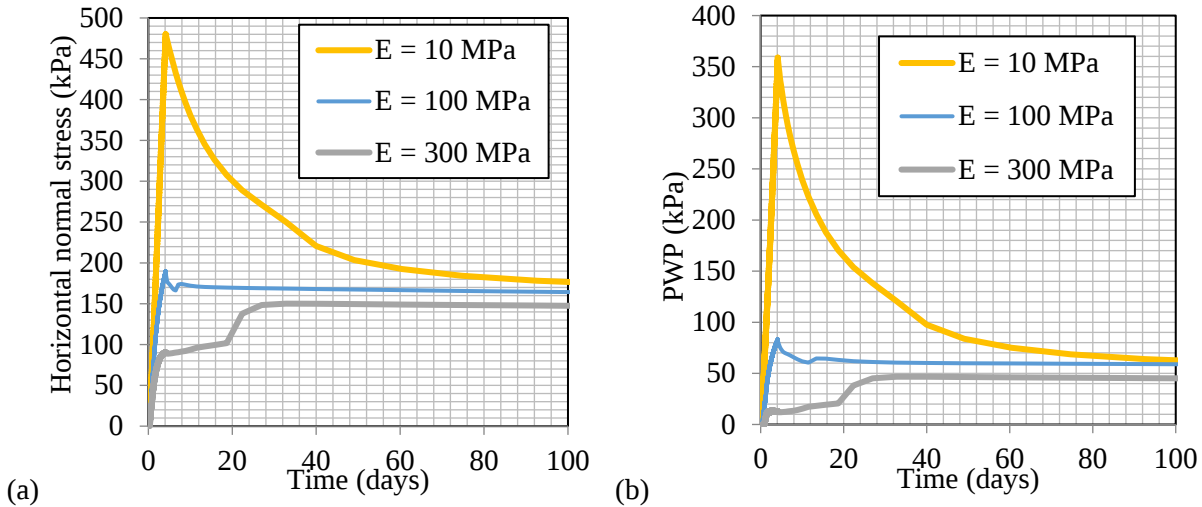


Figure 4.12 Evolution of the (a) horizontal total stress σ_h and (b) PWP u_w at mid-height of the barricade for three different values of the backfill modulus (see the details in Table 4.1, Case 7)

These results indicate that the stiffness of the backfill may significantly influence the maximum total stress and PWP exerted by the backfill on the barricade. With a stiffer backfill, the deformability and compressibility are lower. There will be less water drained by consolidation. It is thus advantageous to use stiffer backfill to reduce loads on barricades. Optimization should however consider the backfill transportation requirement and barricade construction costs.

4.4.5 Filling Rate V

Figure 4.13 shows the variation of the horizontal total stress σ_h (Fig. 4.13a) and PWP u_w (Fig. 4.13b) at mid-height of the drift on the barricade, after the start of slope filling for filling rate V of 0.1, 0.2, 0.3, 0.4 and 1 m/h. When the slope filling rate is 1 m/h, the horizontal total stress and PWP reach a peak value shortly (i.e. 1.25 days) after the completion of the slope filling, with maximum values of $\sigma_h = 530$ kPa and $u_w = 450$ kPa. When the filling rate decreases, the peak values in the horizontal total stress and PWP are reached later, and the peak values tend to diminish. The peak values are $\sigma_h = 489$ kPa and $u_w = 380$ kPa for a filling rate of 0.4 m/h, $\sigma_h = 476$ kPa and $u_w = 357$ kPa for a filling rate of 0.3 m/h, $\sigma_h = 441$ kPa and $u_w = 322$ kPa for a filling rate of 0.2 m/h, and $\sigma_h = 391$ kPa and $u_w = 256$ kPa for a filling rate of 0.1 m/h. These results indicate that higher peak stresses and PWPs should be expected with faster filling. These results are in agreement with those of El Mkadmi et al., (2014).

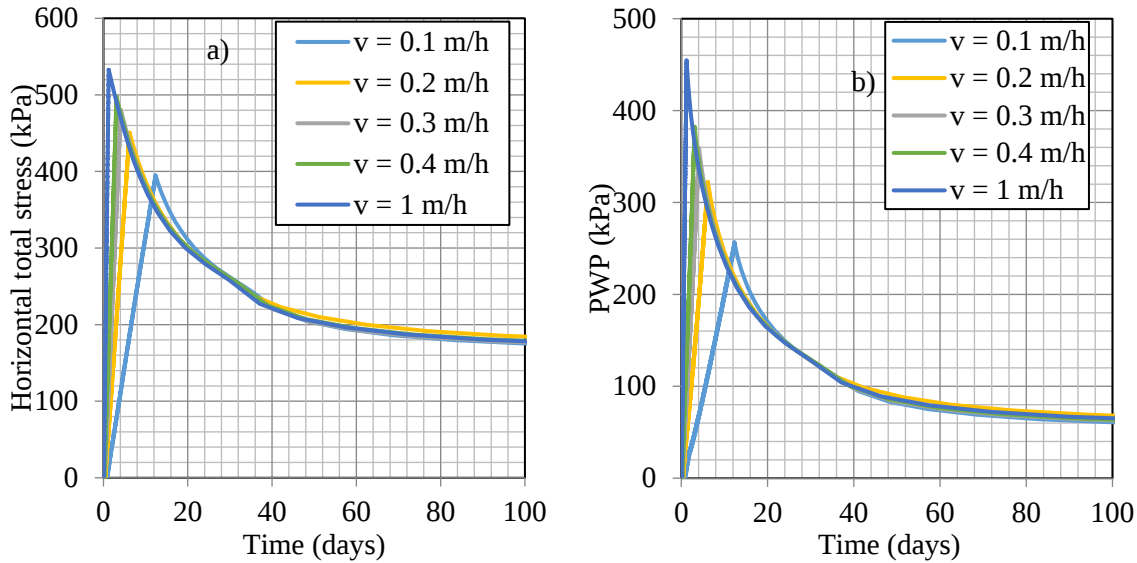


Figure 4.13 Evolution of the (a) horizontal total stress σ_h and (b) PWP u_w at mid-height of the barricade for five different values of filling rate (see the details in Table 4.1, Case 3)

4.4.6 Number of Draining Holes n_d

Figure 4.14 shows the evolution of the horizontal total stress σ_h (Fig. 4.14a) and PWP u_w (Fig. 4.14b) at mid-height of the drift on the barricade, after the start of stope filling for 0 to 5 draining holes through the barricade. One sees that the number of draining holes can significantly affect the peak values of the PWP (Fig. 4.14b), but the peak values of the horizontal total stress do not change significantly with the number of draining holes (Fig. 4.14a). Without draining hole ($n_d = 0$), the peak value of horizontal total stress reaches $\sigma_h = 497$ kPa, and the peak PWP $u_w = 488$ kPa. With 5 draining holes ($n_d = 5$), the peak value of horizontal total stress σ_h is 465 kPa, but the peak value of PWP is significantly reduced to 262 kPa. Once the stope filling operation is completed, the horizontal stress and PWP on the barricade tend to decrease. At a time of 32 days after the start of filling, the horizontal total stress and PWP are $\sigma_h = 354$ kPa and $u_w = 320$ kPa for $n_d = 0$, $\sigma_h = 311$ kPa and $u_w = 249$ kPa for $n_d = 1$, $\sigma_h = 250$ kPa and $u_w = 120$ kPa for $n_d = 3$, and $\sigma_h = 201$ kPa, and $u_w = 41$ kPa for $n_d = 5$. The horizontal total stress and PWP tend to stabilize in the long term at $\sigma_h = 322$ kPa and $u_w = 285$ kPa without draining hole, and $\sigma_h = 130$ kPa and $u_w = 13$ kPa with 5 draining holes.

Draining holes are commonly used to reduce the PWP and improve the stability of retaining structures. The results presented here confirm that the addition of draining holes can help to reduce

the peak value of the PWP, but this has a limited effect on the peak value of the total stresses (and total load) exerted by the backfill on the barricade. The addition of draining holes can help improve the long-term stability of this retaining structure, but it has little impact on the “short-term” stability (shortly after the completeness of the stope filling) of the barricade.

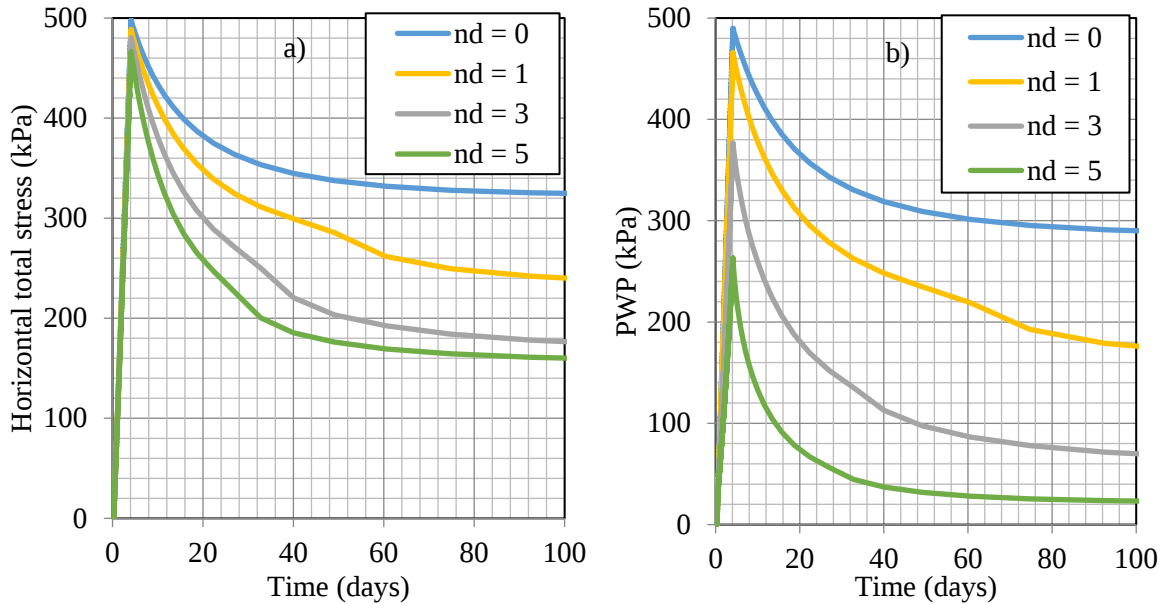


Figure 4.14 Evolution of the (a) horizontal total stress σ_h and (b) PWP u_w at mid-height of the barricade for four different numbers of draining holes through the barricade (see the details in Table 4.1, Case 4)

4.4.7 Position of the Barricade L_d

Figure 4.15 shows the evolution of the horizontal total stress σ_h (Fig. 4.15a) and PWP u_w (Fig. 4.15b) at mid-height of the drift on the barricade, from the start of stope filling when the barricade is positioned in the drift at a distance L_d of 0.25, 0.5, 1.5, 3 and 6 m from the stope entrance. Fig. 4.14a indicates that the peak value of the horizontal total stress exerted on the barricade does not change significantly with the position of L_d . These results are due to the very small arching effect that develops in the short term. Fig. 4.15b indicates that the peak values of the PWP tend to increase when the barricade is farther from the stope entrance for $L_d \leq 0.5$ m; beyond this value L_d , the peak value tends to diminish when the barricade is positioned farther from the stope entrance. The horizontal total stress does not change significantly with the position of the barricade. For the material properties given, the stability of the barricade is not sensitive to the position.

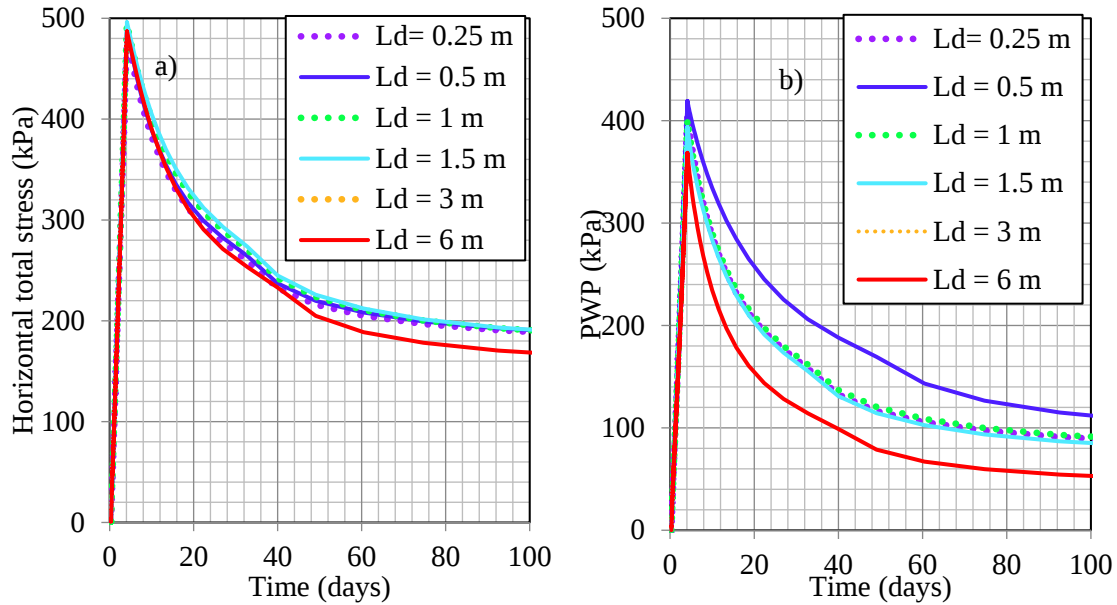


Figure 4.15 Evolution of the (a) horizontal total stress σ_h and (b) PWP u_w at mid-height of the barricade, from the start of stope filling when the barricade is positioned in the drift at different distances from the stope entrance (see the details in Table 4.1, Case 6)

4.5 Discussions

Numerical modeling can be a useful tool to analyse the hydro-geotechnical behavior of backfilled openings. However, one should keep in mind that the numerical modeling conducted in this study contains several limitations. For example, the numerical models are two dimensional (plane strain). The effect of the third dimension of the drift and barricade has been considered indirectly for the hydraulic (water flow) aspect, but neglected for the mechanical aspects (stress state). As this problem is truly three dimensional, it should be treated using 3D numerical models.

In this study, the top surface of the backfill is simulated as impervious to reproduce ponding on top of the backfill, a phenomenon commonly observed in practice (Potvin et al., 2005; Yang and Li 2017; Dalcé et al., 2019). The ponding is reflected by the positive PWP and total stresses on the top surface of the backfill, as shown in Figure 4.5. Alternatively, fictive reservoir elements above the top surface of the backfill can be used to simulate the accumulation of water above the top surface of the backfill (Chapuis 2009; Yang and Li 2017).

Figure 4.16 shows the evolution of the PWP and vertical total stress on top surface of the backfill, obtained by the numerical modeling with and without (this study) fictive reservoir elements above

the top surface of the backfill. Almost identical results are obtained by the numerical modeling with the two different hydraulic boundary conditions imposed along the top surface of the backfill for the period considered, with a small but non negligible effective stress in both cases. These results, however, implicitly assume that the top surface of the backfill is the top surface of the settled backfill. In the reality, the top surface (or water level) of the slurried backfill should remain constant if there is neither evaporation, nor water drainage through the barricade. The surface of the settled backfill goes down with the drainage and consolidation of the backfill. If the top surface of the numerical model is considered as the top surface (or water level) of the slurried backfill, the numerical results on top surface of the backfill presented in Figures 4.5 and 4.16 might be considered as unrealistic because the PWP and total stresses should remain nil along the top (water) surface of the slurried backfill. Numerical modeling has also be done by imposing seepage free or zero head hydraulic boundary condition along the top surface of the backfill. Zero PWP and zero total stresses along the top surface of the backfill can be obtained, but the ponding phenomenon cannot be reproduced. More work is needed to reproduce the ponding phenomenon and keep zero PWP and zero total stresses on top of the backfill. A numerical model allowing large strain consolidation is necessary.

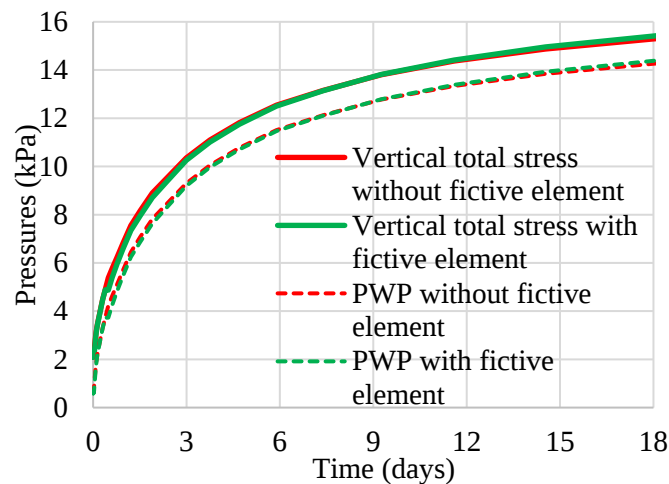


Figure 4.16 Evolution of the PWP and vertical total stress on top surface of the backfill, obtained by the numerical modeling with and without (this study) fictive elements above the top surface of the backfill

In this study, the rock walls were considered as impermeable here. In practice, the rock mass includes joints, fractures and other geological structures. Water flow can take place through these

geological structures (e.g., Ben Abdelghani et al., 2015) and affect the drainage and consolidation of the backfill. Neglecting this aspect would typically lead to conservative design of barricade, but more work is necessary to better understand the effect of the geological structures on the PWP and total stresses in the stope and on the barricade.

The Mohr-Coulomb elasto-plastic model has been used here (and in many other investigations). However, the Mohr-Coulomb criterion may not represent well the geomechanical behavior of the backfill, particularly at low to negative means stresses. More elaborated and representative models are available and are sometime used to investigate the behavior of backfilled stopes (e.g., Li et al., 2010).

Another limitation of the numerical simulations conducted here is associated with the neglect of the evolution of the backfill properties due to the cement hydration. This was assessed partly by El Mkadmi et al., (2014). As the peak values of the PWP and total stresses occur during the filling operation, the most critical moment for the stability analysis and design of the barricades is during the stope filling. The drainage and consolidation processes are important to be considered. However, when the stopes are large and the filling time is long, the cementation of cemented backfill may significantly reduce the pressure and stresses in the stopes and on the barricades. Neglecting the effect of cementation can lead to overly conservative design of barricades. More work is necessary to properly take into account the effect of cementation on the barricade design.

This study focused on a barricade typically made of shotcrete or other impervious materials. In practice, barricades can be made of several materials, such as wood, brick, concrete blocks, waste rocks and so on. In Canada and Australia, construction of barricades made of pervious waste rock has become more and more popular (e.g. Li and Aubertin 2011; Yang et al., 2017). Work is ongoing to investigate the mechanical behaviour of backfill placed in backfilled stope with waste rock barricades.

Finally, it should be noted that the numerical models need to be validated (or calibrated) by experimental results obtained from laboratory or field measurements.

4.6 Conclusions

In this paper, a number of numerical simulations have been performed to assess the influence of the stope geometry and backfill properties on the total stresses and PWPs in the backfilled stopes

and on the barricades. Emphasis was given on the pressure and stresses on the barricades, mainly for the design of barricade. The effect of drift size, barricade location and number of draining holes is for the first time investigated.

The results indicate that an increase in the stope width may result in higher PWP and horizontal total stresses on the barricade. Higher peak stresses and PWPs can also be expected with faster filling rate. It is particularly interesting to note that the addition of draining holes can be helpful to reduce the PWP but this has little effect on the total stresses and loads on the barricade in the short-term. Both the total stress and PWP are significantly reduced by the addition of draining holes in the long-term.

The position of the barricade can also change the peak values of the PWP, but this has only a limited influence on the peak values of the total stress exerted on the barricade.

The frictional angle of the backfill has a limited influence on the stresses and pressures on the barricade in the short-term. The hydraulic conductivity of the backfill influences much more significantly the total stresses and PWPs. Simulations indicate that the peak total stresses and PWPs tend to increase as the saturated hydraulic conductivity decreases. The application of paste fill can result in significantly higher peak PWPs and total stresses than hydraulic backfill.

The results also indicate that the long-term stiffness of the backfill can significantly affect the stresses and pressures exerted by the backfill on the barricade. A stiffer backfill leads to lower loads on the barricade. It is thus advantageous to increase the stiffness of the backfill.

Acknowledgements

The authors would like to acknowledge the financial support from the Natural Sciences and Engineering Research Council of Canada (NSERC 402318), Institut de recherche Robert-Sauvé en santé et en sécurité du travail (IRSST 2013-0029), Fonds de recherche du Québec – Nature et Technologies (2015-MI-191676), and industrial partners of the Research Institute on Mines and the Environment (RIME UQAT-Polytechnique; <http://rime-irme.ca/>).

Conflicts of Interest

The authors declare that there is no conflict of interest regarding the publication of this paper.

Appendix A: Validation of SIGMA cylindrical /W for Consolidation Analysis (Helwany 2007; Jaouhar 2019)

Figure A.4.1 show a clay sample 3.5 cm high with 4 cm in diameter, submitted to standard consolidation test conditions. The top surface is permeable and subjected to an instantaneous surcharge pressure $\sigma_v = 392$ kPa. The clay is characterized by $e_0 = 1$ (initial void ratio), $\gamma = 20$ kN/m³ (unit weight), $E = 1779$ kPa (Young modulus), $\mu = 0.33$ (Poisson' ratio), $c = 0$ kPa (cohesion), $\phi = 30^\circ$ (friction angle), and $k_{sat} = 10^{-9}$ m/s (saturated hydraulic conductivity). These parameters were used by Helwany (2007) to validate the numerical code ABAQUS.

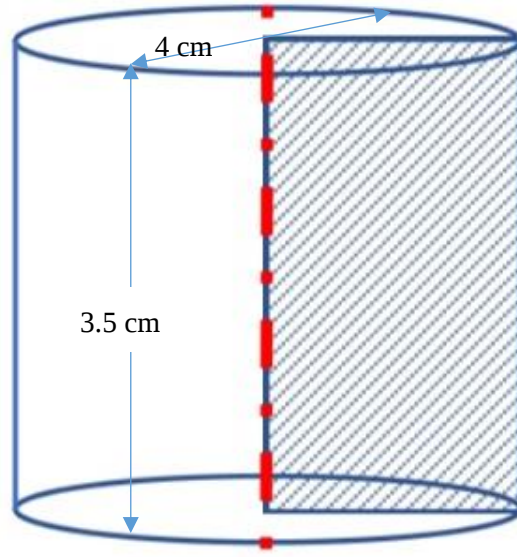


Figure A.4.1 A clay cylinder submitted to standard consolidation test condition.

Terzaghi (1943) has proposed the following equation to evaluate the excess PWP, u' (Terzaghi et al., 1996):

$$u' = \sigma_v \sum_{m=0}^{m=\infty} \frac{2}{M} \sin\left(M \frac{z}{H_{dr}}\right) \exp(-M^2 T_v) \quad (\text{A.4.1})$$

while the degree of drainage and consolidation U , defined as the ratio between the dissipation of excess PWP and the initial excess PWP, can be assessed by the following equation (Terzaghi et al., 1996):

$$U = 1 - \sum_{m=0}^{m=\infty} \frac{2}{M^2} \exp(-M^2 T_v) \quad (\text{A.4.2})$$

where H_{dr} is the maximum distance of drainage path (m); z is the depth ($0 \leq z \leq H_{dr}$); $M = (2m + 1)\pi/2$, $m = 0, 1, 2, 3, \dots, \infty$; T_v is time factor (-), defined as follows (Terzaghi 1943):

$$T_v = \frac{c_v t}{H_{dr}^2} \quad (\text{A.4.3})$$

where c_v is coefficient of consolidation (m^2/s), which can be estimated by the following equation;

$$c_v = \frac{1}{\gamma_w} \frac{k_{sat}}{m_v} \quad (\text{A.4.4})$$

where k_{sat} is saturated hydraulic conductivity (m/s); m_v is coefficient of volume compressibility, expressed as follows:

$$m_v = \frac{1}{E} \frac{(1+\mu)(1-2\mu)}{(1-\mu)} \quad (\text{A.4.5})$$

With $\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$, $E = 1779 \text{ kPa}$, $\mu = 0.33$ and $k_{sat} = 10^{-9} \text{ m/s}$, one obtains $c_v = 2.69 \times 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$. Introducing this value and $H_{dr} = 0.035 \text{ m}$ in Eq. A.3 leads to the time factor T_v as follows:

$$T_v = 2.2 \times 10^{-4} t \quad (\text{A.4.6})$$

The evolution of the excess PWP and degree of drainage and consolidation can then be calculated with Eqs. A.1, A.2 and A.6 while the vertical effective stress σ'_v can be obtained as follows:

$$\sigma'_v = \sigma_v - (u' + \gamma_w z) \quad (\text{A.4.7})$$

where γ_w is the unit weight of water (kN/m^3).

Figure A.4.2a show a numerical model of the consolidation test shown in Figure A.4.1, built with SIGMA/W. The axis-symmetry is taken into account in the numerical model. The clay is considered as elasto-plastic, obeying Mohr-Coulomb criterion. The two impermeable side boundaries are fixed in horizontal direction and free in vertical direction. The impermeable base boundary is fixed both in horizontal and vertical directions. The top boundary is submitted to a loading function, show in Figure A.4.2b. Drainage is allowed with a zero PWP along the top surface of the sample.

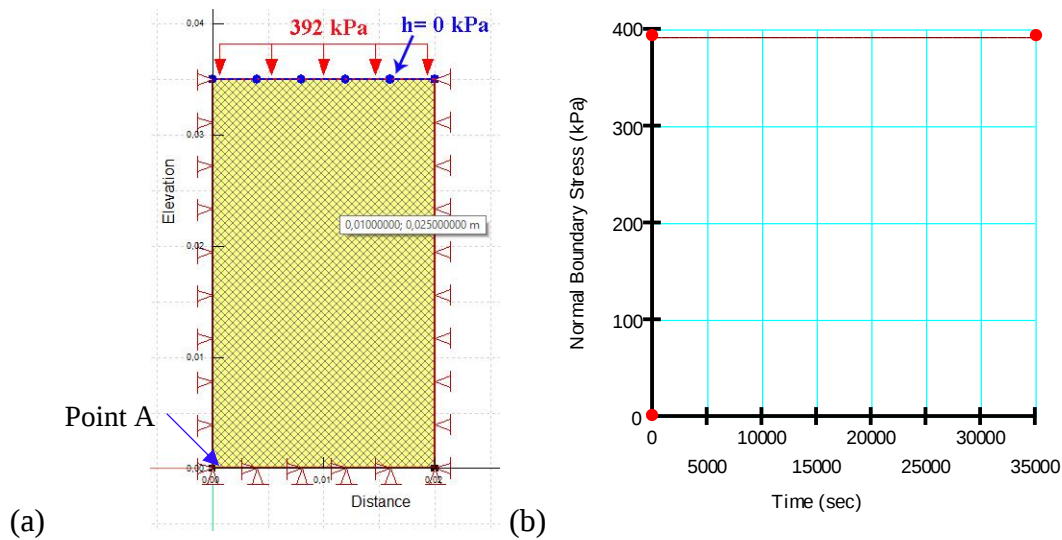


Figure A.4.2 (a) The numerical model of the clay cylinder, built with SIGMA/W after considering the axis-symmetry; (b) Loading function applied in the numerical model.

Figure A.4.3 shows the evolution of the PWP, vertical effective stress and degree of consolidation at the base center (Point A, Fig. A.4.2a) of the sample, calculated by the analytical solution of Terzaghi (1933) and estimated by the numerical modeling with SIGMA/W. Differences can be observed between the numerical and analytical results. In the model of Terzaghi (1943), the excess PWP associated with the surcharge on top of the sample is assumed to be fully and instantaneously generated. The excess PWP dissipation process starts at time $t = 0$. In the numerical model, a surcharge can be applied very quickly on the top of the sample (Fig. A.4.2b), but time is needed to generate the full excess PWP through the whole sample. The excess PWP dissipation process starts at time $t > 0$ (about 0.055 hours) after the application of the top load. Subsequently, one sees some delay in the dissipation of the excess PWP in the numerical results, compared to the analytical solution. Nevertheless, the quite good agreement between the analytical and numerical results shown in Figure A.4.3 indicates that SIGMA/W is a useful tool to analyze the drainage and consolidation of soils and backfills.

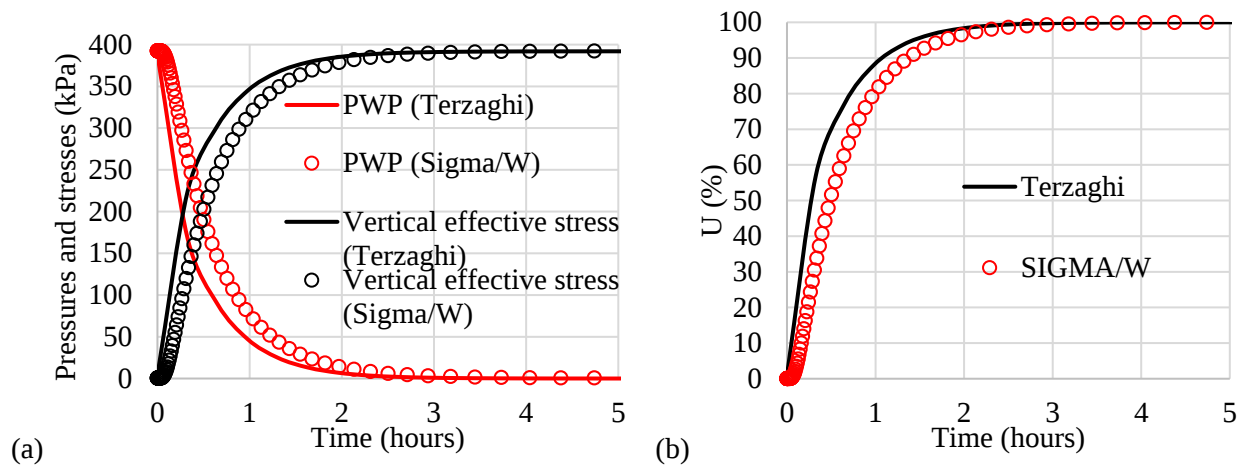


Figure A.4.3 Degrees of consolidation, calculated by the analytical solution (Eq. A.4.1) and estimated by the numerical modeling with SIGMA/W.

References

- Askew, J. E., McCarthy, P. L., & Fitzgerald, D. J. (1978). *Backfill research for pillar extraction at ZC/NBHC*. Proc. 12th Can. Rock Mech. Symp., 100-110.
- Aubertin, M., Bussière, B., & Chapuis, R. P. (1996). Hydraulic conductivity of homogenized tailings from hard rock mines. *Canadian Geotechnical Journal*, 33(3), 470-482.
- Aubertin, M., Bussière, B., & Bernier, L. (2002). *Environnement et Gestion des Rejets Miniers*. [CD-ROM]. Montréal, Qc: Presses Internationales Polytechnique.
- Belem, T., Harvey, A., Simon, R., & Aubertin, M. (2004). *Measurement and prediction of internal stresses in an underground opening during its filling with cemented fill*. Proceedings of the Fifth International Symposium on Ground Support, Perth, Australia. pp. 619–630.
- Ben Abdelghani, F., Aubertin, M., Simon, R. and Therrien, R. (2015). Numerical simulations of water flow and contaminants transport near mining wastes disposed in a fractured rock mass. *Int. J. Min. Sci. Technol.* 25, 37-45.
- Benzaazoua, M., Bussière, B., Demers, I., Aubertin, M., Fried, É., & Blier, A. (2008). Integrated mine tailings management by combining environmental desulphurization and cemented paste backfill: Application to mine Doyon, Quebec, Canada. *Minerals Engineering*, 21(4), 330-340.

- Bussière, B. (2007). Colloquium 2004: Hydro-geotechnical properties of hard rock tailings from metal mines and emerging geo-environmental disposal approaches. *Canadian Geotechnical Journal*, 44, 1019-1052.
- Chapuis, R. P. (2009). Numerical modeling of reservoirs or pipes in groundwater seepage. *Comput. Geotech.*, 36(5), 895–901.
- Cowin, S. C. (1977). The theory of static loads in bins. *Journal of Applied Mechanics*, 44: 409-412.
- Dalc , J. B., Li, L., & Yang, P. Y. (2019). Experimental study of uniaxial compressive strength (UCS) distribution of hydraulic backfill associated with segregation. *Minerals*, 9, 147.
- Darling, P. (2011). *SME mining engineering handbook*. third edition. Society for Mining, Metallurgy, and Exploration, Inc.
- Doherty, J. P., & Wood, D. M. (2016). Back analysis of the Kanowna Belle stope filling case history. *Comput. Geotech.*, 76, 201-211.
- El Mkadmi, N. (2012). *Simulations du comportement géotechnique des remblais dans les chantiers miniers souterrains : effets du drainage et de la consolidation*. (Mémoire de maîtrise,  cole Polytechnique de Montréal, Montréal, QC).
- El Mkadmi, N., Aubertin, M., & Li, L. (2013). Effect of drainage and sequential filling on the behavior of backfill in mine stopes. *Canadian Geotechnical Journal*, 51(1), 1-1.
- Fahey, M., Helinski, M., & Fourie, A. (2010). Consolidation in accreting sediments: Gibson’s solution applied to backfilling of mine stopes. *Géotechnique* 60(11), 877- 882
- Falaknaz, N., Aubertin, M., & Li, L. (2015c). Numerical investigation of the geomechanical response of adjacent backfilled stopes. *Can. Geotech. J.*, 52(10), 1507-1525.
- Geo-Slope, (2007). *Stress-deformation modeling with SIGMA/W 2007*. 3rd ed. GEO-SLOPE International Ltd.
- Gibson, R. E. (1958), The progress of consolidation in a clay layer increasing in thickness with time, *Géotechnique*, 8(4), 171–182.

- Godbout, J., Bussière, B., Aubertin, M., & Belem, T. (2007). *Evolution of cemented paste backfill saturated hydraulic conductivity at early curing time*. In Proceedings of the 60th Canadian Geotechnical Conference and the 8th Joint CGS/IAH-CNC Groundwater Conference, Ottawa, Ont., 21–24 October 2007. pp. 2230–2236.
- Grice, T. (1998). *Stability of hydraulic backfill barricades*. In MineFill'98: Proceedings of the 6th International Symposium on Mining and Backfill, Brisbane, Australia. Edited by M. Bloss. AusIMM. pp. 117–120.
- Helinski, M., & Grice, A. G. (2007). *Water management in hydraulic fill operations*. In Proceedings of the 9th International Symposium in Mining with Backfill, Montréal, Que, 29 April – 2 May 2007. Canadian Institute of Mining, Metallurgy and Petroleum (CIM).
- Helwany, S. (2007). *Applied soil mechanics with ABAQUS applications*. John Wiley & Sons, Inc., USA.
- Jahanbakhshzadeh, A. (2016). *Analyse du comportement géomécanique des remblais miniers dans des excavations souterraines inclinées*. (Thèse de doctorat, École Polytechnique de Montréal, Montreal,).
- Jahanbakhshzadeh, A., Aubertin, M., & Li, L. (2018). Three-dimensional stress state in inclined backfilled stopes obtained from numerical simulations and new closed-form solution. *Canadian Geotechnical Journal*, 55(6), 810-828.
- Jaouhar, E. M., Li, L., & Aubertin, M. (2018). An analytical solution for estimating the stresses in vertical backfilled stopes based on a circular arc distribution. *Geomech. Eng.*, 15(3), 889-898.
- Jaouhar, E. M. (2019). *Études analytiques, numériques et expérimentales pour évaluer les contraintes et les pressions dans les chantiers remblayés et sur les barricades*. (Thèse de doctorat, École Polytechnique de Montréal, Montreal,).
- Knutsson, S. (1981). *Stresses in the hydraulic backfill from analytical calculations and in-situ measurements*. In O. Stephansson & M.J. Jones (eds), Proceedings of the Conference on the Application of Rock Mechanics to Cut and Fill Mining: 261-268. Institution of Mining and Metallurgy.

- Lee, C. (2015). Paste backfill system implementation from concept design through to operation. Symposium Rouyn-Noranda sur l'environnement et les mines, 14–17 juin 2015, Rouyn-Noranda, Qc. CIM.
- Li, L., & Aubertin, M. (2009a). Numerical investigation of the stress state in inclined backfilled Stopes. *International Journal of Geomechanics*, 9(2), 52-62.
- Li, L., & Aubertin, M. (2009b). A three-dimensional analysis of the total and effective stresses in submerged backfilled Stopes. *Geotechnical and Geological Engineering*, 27(4), 559-569.
- Li, L., & Aubertin, M. (2009c). Influence of water pressure on the stress state in backfill with Cohesionless Stopes. *Geotechnical and Geological Engineering*, 27(1), 1-11.
- Li, L., Aubertin, M., & Shirazi, A. (2010). Implementation and application of a new elastoplastic model based on a multiaxial criterion to assess the stress state near underground openings. *Int. J. Geomech.* 10(1), 13-21.
- Li, L., & Aubertin, M. (2010). An analytical solution for the nonlinear distribution of effective and total stresses in vertical backfilled stopes. *Geomechanics and Geoengineering: An International Journal*, 5(4), 237 — 245.
- Li, L., & Aubertin, M. (2011). Limit equilibrium analysis for the design of back- filled stope barricades made of waste rock. *Can. Geotech. J.*, 48(11), 1713–1728.
- Li, L., Alvarez, I. C., & Aubertin, J. D. (2013). Self-weight consolidation of a slurried deposition: Tests and interpretation. *Int. J. Geotech. Eng.*, 7(2), 205–213.
- Liu, G. S., Li, L., Yang, X. C., & Guo, L. J. (2017). Numerical analysis of stress distribution in backfilled stopes considering interfaces between the backfill and rock walls. *Int. J. Geomech.*, 17(2): 06016014.
- Newman, C. R. (2018). *Numerical analysis of stress distributions for multiple backfilled stopes*. (Thèse de doctorat, University of Kentucky).
- Pedroni, L. (2011). *Étude expérimentale et numérique de la sédimentation et de la consolidation des boues de traitement des eaux acides*. (Thèse de doctorat, École Polytechnique de Montréal, Montreal,).

- Pirapakaran, K., & Sivakugan, N. (2007a). A laboratory model to study arching within a hydraulic fill stopes. *Geotech Test J.*, 30(6), 496–503.
- Pirapakaran, K., & Sivakugan, N. (2007b). Arching within hydraulic fill stopes. *Geotech. Geologic. Eng.*, 25(1), 25–35.
- Potvin, Y., Thomas, E. G., & Fourie, A. B. (2005). *Handbook on mine fill*. Australian Centre for Geomechanics. ACG, Perth, Australia.
- Qi, C., Chong, X., & Feng, Y. (2019a). Constitutive modelling of cemented paste backfill: A data-mining approach. *Construction and Building Materials* 197, 262-270.
- Qi, C., Fourie, A., Chen, Q., & Liu, P. (2019b). Application of first-principles theory in ferrite phases of cemented paste backfill.” *Minerals Engineering* 133, 47–51.
- Qi, C., Tang, X., Dong, X., Chen, Q., Fourie, A., & Liu, E. (2019c). Towards intelligent mining for backfill: A genetic programming-based method for strength forecasting of cemented paste backfill.” *Minerals Engineering* 133, 69–79.
- Revell, M. B., & Sainsbury, D. P. (2007). *Advancing paste fill bulkhead design using numerical modeling*. Minefill 2007, Montreal, Quebec.
- Sivakugan, N., & Widisinghe, S. (2013). Stresses within granular materials contained between vertical walls.” *Indian Geotech. J.*, 43(1), 30–38
- Sivakugan, N., Widisinghe, S., & Wang, V. Z. (2014). Vertical stress determination within backfilled mine stopes.” *Int. J. Geomech.*, 14(5): 06014011.
- Shahsavari, M., & Grabinsky, M. (2015). *Mine backfill pore water pressure dissipation: numerical predictions and field measurements*. Proceedings of the 68th Canadian Geotechnical Conference, Quebec City, Canada. CGS.
- Sobhi, M.A. (2014). *Analyse numérique du coefficient de pression latérale des terres et des contraintes dans les chantiers miniers*. (Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal, Montreal,).
- Terzaghi, K. (1943). *Theoretical soil mechanics*. John Wiley & Sons, New York.

- Terzaghi, K., Peck, R. B., & Mesri, G. (1996). *Soil mechanics in engineering practice*. Third edition. John Wiley and Sons, New York, 1967, 592 pages.
- Thompson, B. D., Bawden, W. F., & Grabinsky, M. W. (2012). In situ measurements of cemented paste backfill at the Cayeli Mine. *Can. Geotech. J.*, 49(7), 755–772.
- Ting, C. H., Shukla, S. K., & Sivakugan. N. (2011). Arching in soils applied to inclined mine stopes. *Int. J. Geomech.*, 11(1), 29-35.
- Ting, C. H., Sivakugan, N., & Shukla, S. K. (2012). Laboratory simulation of the stresses within inclined stopes. *Geotech. Testing J.*, 35 (2), 280-294.
- Yan, B. X., Zhu, W. C., Hou, C., & Guan, K. (2019). A three dimensional analytical solution to the arching effect in inclined backfilled stopes.” *Geomechanics and Geoengineering*, 14(2), 136-147, DOI: 10.1080/17486025.2019.1574031
- Yang, K. H., & Liu, C. N. (2007). Finite element analysis of earth pressures for narrow retaining walls.” *J. GeoEng.*, 2(2), 43-52.
- Yang, P., Li, L., Aubertin, M., Brochu-Baekelmans, M., & Ouellet, S. (2017). Stability analyses of waste rock barricades designed to retain paste backfill.” *Int. J. Geomech.* 17(3), 04016079-1–13.
- Yang, P. Y., & Li, L. (2017). Evolution of water table and pore-water pressure in stopes with submerged hydraulic fill.” *In. J. Geomech*, 17(9), [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GM.1943-5622.0000944](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0000944)
- Yang, P. Y., Li, L., & Aubertin, M. (2018). Theoretical and numerical analyses of earth pressure coefficient along the centerline of vertical openings with granular fills.” *Appl. Sci.* 2018, 8, 1721; doi:10.3390/app8101721
- Yumlu, M., & Guresci, M. (2007). *Paste backfill bulkhead monitoring – A case study from Inmet’s Cayeli mine, Turkey*. In Proceedings of the 9th International Symposium in Mining with Backfill, Montréal, Que., 29 April – 2 May 2007. Canadian Institute of Mining, Metallurgy and Petroleum (CIM).

- Zheng, J., Li, L., Mbonimpa, M., & Pabst, T. (2018), An analytical solution of Gibson's model for estimating the pore water pressures in accreting deposition of slurried material under one-dimensional self-weight consolidation. Part I: Pervious base. *Ind. Geotech. J.*, 48(1), 72-83.
- Zheng, J. (2018). *Numerical, analytical and experimental studies of the hydro-geotechnical behaviors of slurried materials*. (Thèse de doctorat, École Polytechnique de Montréal, Montreal,).
- Zheng, J., Li, L., & Li, Y. C. (2019). Total and effective stresses in backfilled stopes during the fill placement on a pervious base for barricade design. *Minerals*, 9(38).

CHAPITRE 5 ARTICLE 3: EXPERIMENTAL STUDY OF THE EVOLUTION OF PORE WATER PRESSURE AND TOTAL STRESSES DURING AND AFTER THE DEPOSITION OF SLURRIED BACKFILL

El Mustapha Jaouhar, Jian Zheng & Li Li

This article was submitted in November 2019 to the Journal of Geomechanics and Engineering.

Abstract: Mining backfill is increasingly used in underground mines to fill stopes. Its successful application requires a good understanding of the self-weight consolidation characteristics of slurried backfill, including the evolution of pore water pressure (PWP) and total stresses during and after the deposition. The PWP and total stresses are critical for evaluating the stability of barricade. However, they have never been simultaneously investigated in laboratory tests before as most previous tests were conducted in dry condition or in submerged condition with only the measurement of PWP. In this paper, a series of column backfilling tests were conducted to measure the PWP and vertical and horizontal total stresses during and after the deposition of slurried backfill. The test results showed that the PWP, horizontal and vertical total stresses increase at the same rate and equal to the iso-geostatic overburden pressure during the deposition of backfill slurry when the filling rate is high. Their values reach peak at the end of deposition. High filling rate and/or high solid content lead to high PWP and horizontal total stresses at the end of deposition. The settlement of settled backfill after the end of slurry deposition can generally be divided into two stages. The duration and final settlement of the settled backfill increase as the solid content decreases. The final settlement after the end of slurry deposition is related to the solid content, not to the filling rate.

Key-words: Mining backfill; Consolidation; Pore water pressure; Total stresses; Settlement; Column tests

5.1 Introduction

Mining backfill is commonly applied in underground mines worldwide as it can increase ore recovery, improve ground stability, and reduce mine dilution. By using mine wastes as backfill materials to fill underground mine stopes, the volume of surface disposal of mine wastes and minimize the associated environmental impact can be minimized (e.g., Grice 1998; Hassani and Archibal 1998; Benzaazoua et al., 2000; Aubertin et al., 2002; Bussière et al., 2004; Kesimal et al., 2004; Fall et al., 2004, 2005; Huynh et al., 2006; Darling 2011; Komurlu et al., 2016).

Upon the deposition of slurried backfill in a mine stope, excess pore water pressure (PWP) can instantaneously be generated first, due to the newly added backfill layers, and then progressively dissipated with the drainage. Depending on whether effective stresses are generated, the process of dissipation of excess PWP can be divided into sedimentation (without generation of effective stresses) and consolidation (with development of effective stresses) (Pedroni 2011; Li et al., 2013; Zheng et al., 2019). With the generation of effective stresses in the slurried backfill, arching effect associated with the shear stresses between the backfill and surrounding rock walls can develop, resulting in lower stresses in the slurried backfill than those based on overburden solution. This phenomenon can be particularly pronounced with a low permeability backfill or/and small filling rate.

Understanding the evolution of PWP and total stresses associated with the self-weight consolidation during and after the deposition of slurried backfill is critically important for design of barricade, a retaining structure built near the draw-point at the access drift of stope to hold the slurried backfill in place. Several cases of barricade failures have been reported in the past decades. The consequences varied from trapping of equipment, large economic loss to loss of lives (Bloss and Chen 1998; Sivakugan et al., 2006a, b, 2013; Komurlu and Kesimal 2015; Yang et al., 2016). For instance, the failure of a barricade in Bronzewing Gold Mine in Western Australia resulted in the flooding of 18,000 m³ slurried backfill into the working space and loss of three miners (Sivakugan 2008). It is thus a key aspect to have a full understanding of PWP and stresses in backfilled stopes and on barricades with the placement of slurried backfill. To this end, one can perform theoretical, numerical and experimental analyses on the variation of PWP and stresses in backfilled stopes and on barricades.

Over the years, a number of studies have been conducted to investigate the PWP and stresses in backfilled stopes through theoretical and numerical analyses (Askew et al., 1978; Aubertin et al., 2003; Li et al., 2005; Pirapakaran and Sivakugan 2007a; Li and Aubertin 2008, 2009a, 2010; Ting et al., 2011, 2012; El Mkadmi et al., 2013; Falaknaz et al., 2015a, 2015b, 2015c; Sobhi et al., 2017; Yang and Li 2017; Jahanbakhshzadeh et al., 2017, 2018a, 2018b; Jaouhar et al., 2018; Zheng et al., 2018a, 2018b; Jaouhar and Li 2019; Zheng et al., 2019). One sees also some field and laboratory stress measurements in backfilled stopes (Knutsson 1981; Belem et al., 2004; Pirapakaran and Sivakugan 2007b; Helinski et al., 2011; Ting et al., 2012; Thompson et al., 2012). While the field measurements are very useful to help observe the behavior of slurried backfill in real and more representative conditions, they suffer from several uncertainties, including irregular geometry of the stope, temperature, movement of rock walls, mechanical and hydraulic properties of the confining rock mass walls, contact conditions between the backfill and confining walls, dynamic loading induced by nearby blasting, etc. In addition, the calibration of PWP, stress and temperature sensors can usually be done on the surface, rarely in underground stopes after their installation in the stopes. Interpreting the field measurements results can be very challenging. All these limitations are closely related to the access restriction in the stopes. These limitations do not apply in laboratory tests, in which one can have better control or measurement of testing conditions and backfill properties. Calibration of testing instruments (PWP and stress sensors) can be done before and after every backfilling test (Take and Valsangkar 2001; Pirapakaran and Sivakugan 2007; Li et al., 2014). The results interpretation is more straightforward than field measurements. The laboratory tests can help to better understand some specific aspects of the geotechnical behavior of the slurried backfill poured in backfilled stopes.

However, most of the previous laboratory tests were conducted in dry condition without measuring the PWP (Take and Valsangkar 2001; Pirapakaran and Sivakugan 2007; Li et al., 2014). Only a few laboratory tests were conducted with tailings slurry (Pedroni 2011; Essayad 2015; Saleh-Mbemba and Aubertin 2018). In addition, these tests were performed by only measuring the PWP. Total stresses were not measured. The filling operation was realized in a very short time. The filling rate and its effect on the PWP and stress evolution remain unknown.

To fill this gap and better understand the self-weight consolidation characteristics of slurried backfill during and after the deposition, a series of laboratory tests have been conducted in an instrumented column. The PWP, vertical and horizontal total stresses near the bottom of the column

as well as the settlement of the tailings-water interface were measured during and after the deposition. The influence of solid content and filling rate on the evolution of PWP, total stresses and settlement were investigated. The evolution of void ratio and consolidation coefficient were evaluated.

5.2 Test Material

The tailings used in this study were taken from a hard rock mine in Quebec province, Canada. The tailings have a specific gravity of $G_s = 2.74$. Figure 5.1 shows the grain-size distribution curve of the tested tailings with a uniformity coefficient of $C_u = 11$ and curvature coefficient of $C_c = 1.08$.

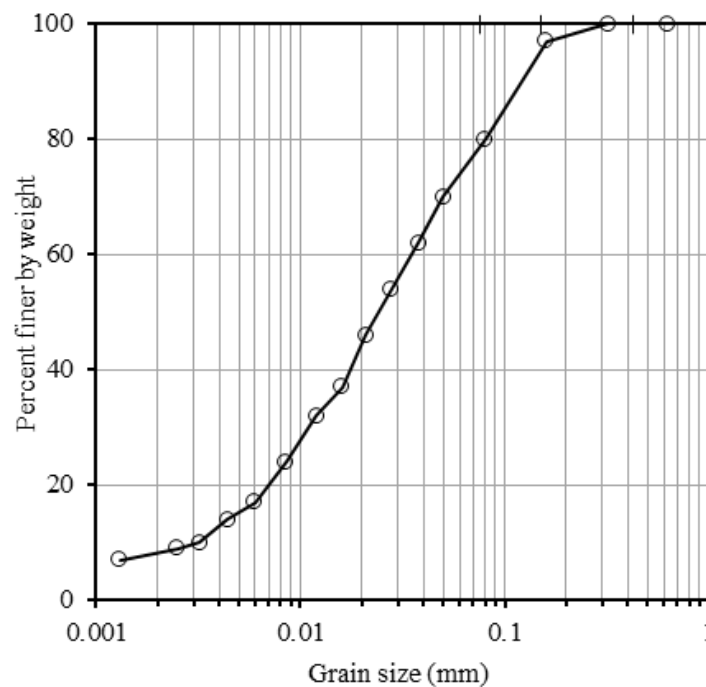


Figure 5.1 Grain size distribution of the tested tailings (taken from Boudrias 2018).

The slurried backfill were prepared by placing a given mass of dry tailings in a bucket and mixing with tap water to the targeted solid contents of 62.5, 68 and 72.5%, respectively. Later, water content was measured and the final solid contents of the tested slurried backfill range from 61.0 to 72.52%.

Table 5.1 shows the physical properties of the tested slurried backfill, including the water content, density, unit weight, and void ratio of each solid content backfill. It can be seen that the obtained solid contents are slightly different than the targeted ones.

Table 5.1 The physical properties of the tested slurried backfill.

Case	0	1	2	3	4	5
Targeted solid content (%)	68	68	68	62.5	72.5	72.5
Obtained solid content (%)	67.76	68.26	67.97	61.00	72.52	72.26
Water content (%)	47.58	46.49	47.14	63.94	37.90	38.38
Density (g/cm ³)	1.76	1.77	1.74	1.65	1.82	1.84
Unit weight (kN/m ³)	17.30	17.33	17.04	16.17	17.82	18.02
Void ratio	1.27	1.25	1.30	1.69	1.06	1.04

5.3 Instrumentation and Testing Procedures

Figure 5.2 shows a schematic diagram (Fig. 5.2a) and a picture (Fig. 5.2b) of the test instrumentation. The column is made of Plexiglas, which is 1 m high and has an inner diameter of 0.15 m. A PWP sensor (Omega pressure sensor ® PX243) was installed at a position 7 cm above the bottom of the column. It was kept saturated and covered with a saturated filter to prevent the conglomeration associated with the movement of fine particles. Three miniature total stress sensors (TML PDA-200kPa) were installed at the same elevation as the PWP sensor to measure the horizontal (S1H and S3H) and vertical (S2V) total stresses. They have a radius of 0.5 cm and a thickness of 0.2 cm. The three stress sensors were installed on two cages, which were fixed on a stiff rod placed in the center of the column. Sensor S1H was placed 5.5 cm from the center of the rod, facing vertically to measure the horizontal total stress. Sensor S2V was placed near the rod with the face upward to measure the vertical total stress. Sensor S3H was placed 1 cm from the center of the rod with the face parallel to the rod to measure the horizontal total stress.

The input voltage for the PWP sensor was 8 volts and the output voltage was recorded by the data acquisition system. The input voltage for the stress sensors was 2 volts and the output voltage was amplified by an amplifier and then measured by a multimeter.

The PWP and stress sensors were calibrated before each test by filling water in the column to different levels. Figure 5.3 shows the calibration curves of the stress and PWP sensors. The slopes of the straight lines were used to back calculate the measured PWP and total stresses.

The prepared slurried backfill was stored in a bucket and continuously mixed with a portable mixer to minimize the possible segregation. The column filling operation was performed with a pump to ensure a constant filling rate.

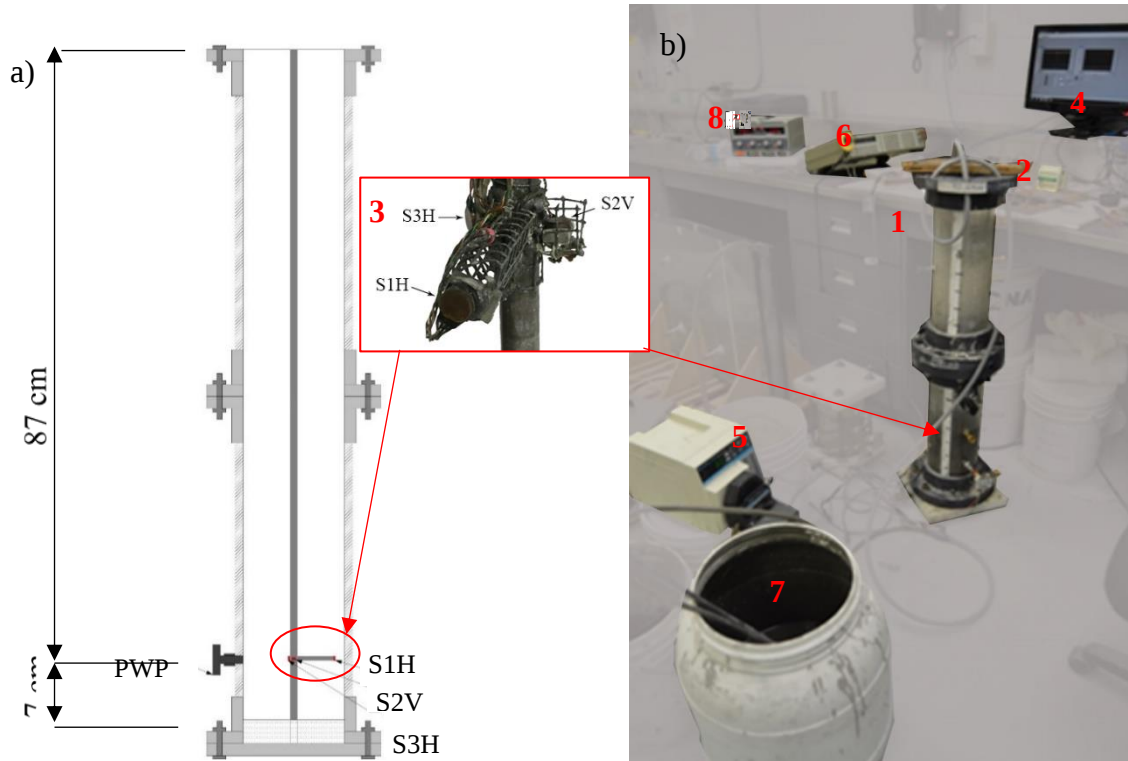


Figure 5.2 A schematic (a) and photographical (b) presentation of the test instrumentation: (1) column; (2) amplifier; (3) miniature stress sensors; (4) data acquisition system; (5) pump; (6) multimeter; (7) tailings bucket; (8) power supply.

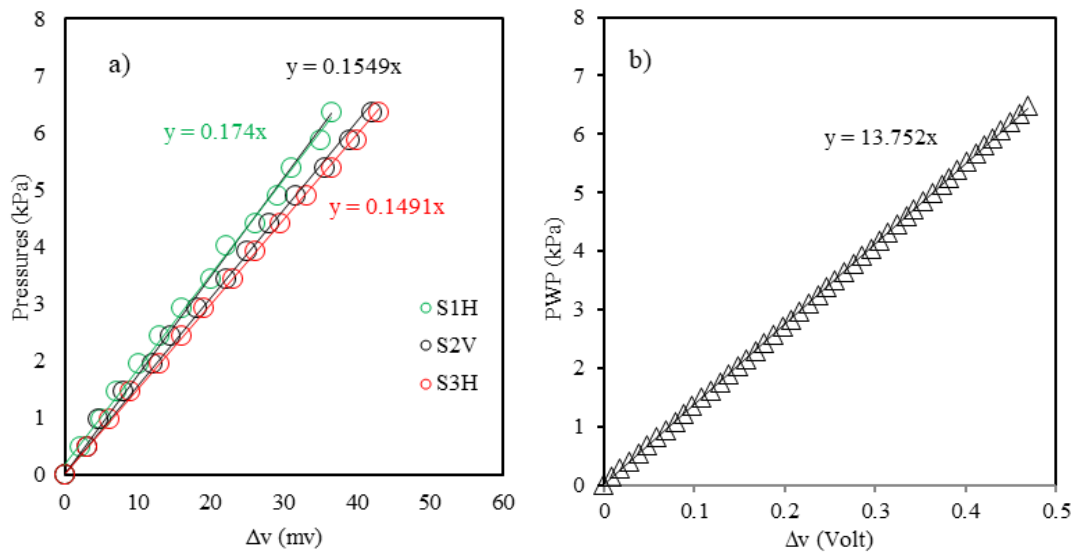


Figure 5.3 Calibration curves of stress (a) and PWP (b) sensors.

Table 5.2 shows the realized testing program. Three filling rates were tested for the slurried backfill of 68% solids. To investigate the influence of solid content on the drainage and consolidation

behavior, a filling rate of 0.18 m/h was targeted but not entirely reached due to the difficulty in controlling the pumping rate.

Table 5.2 Testing program of column backfilling

Cases	Filling rate (m/h)	Solid content (%)
0 (reference)	0.18	68
1	0.83	68
2	0.11	68
3	0.19	62.5
4	0.23	72.5
5	0.17	72.5

5.4 Test Results and Interpretation

5.4.1 Evolution of the PWP, Vertical and Horizontal Total Stresses, and Settlement During and After the Deposition

Figure 5.4 shows the evolution of the PWP, vertical and horizontal total stresses during and after the deposition of the slurried backfill of 68% solids by mass when the filling rates are 0.18 (Case 0, Fig. 5.4a), 0.83 (Case 1, Fig. 5.4b) and 0.11 m/h (Case 2, Fig. 5.4c), respectively. One sees that the PWP, horizontal and vertical total stresses continuously increase during the deposition for all the three cases. For Case 1 with a filling rate of 0.83 m/h (Fig. 5.4b), the PWP, horizontal and vertical total stresses increase at the same rate and equal to the iso-geostatic overburden pressure during the deposition. These results indicate that the slurried backfill behaves like a heavy liquid without any effective stress generated during the deposition. Similar results have been reported with field measurements (Helinski et al., 2011; Thompson et al., 2012). When the filling rate is decreased to 0.18 m/h (Case 0, Fig. 5.4a), one can note slight difference between the PWP and the vertical and horizontal stresses during the slurry deposition, indicating slight occurrence of drainage and consolidation during the filling operation. When the filling rate is further reduced to 0.11 m/h (Case 2, Fig. 5.4c), the PWP, horizontal and vertical total stresses deviate each other with the vertical total stress near the center higher than the horizontal total stresses near the center and wall during the filling operation. Before the end of filling operation, the PWP became much lower than the vertical and horizontal total stresses, indicating the development of effective stresses.

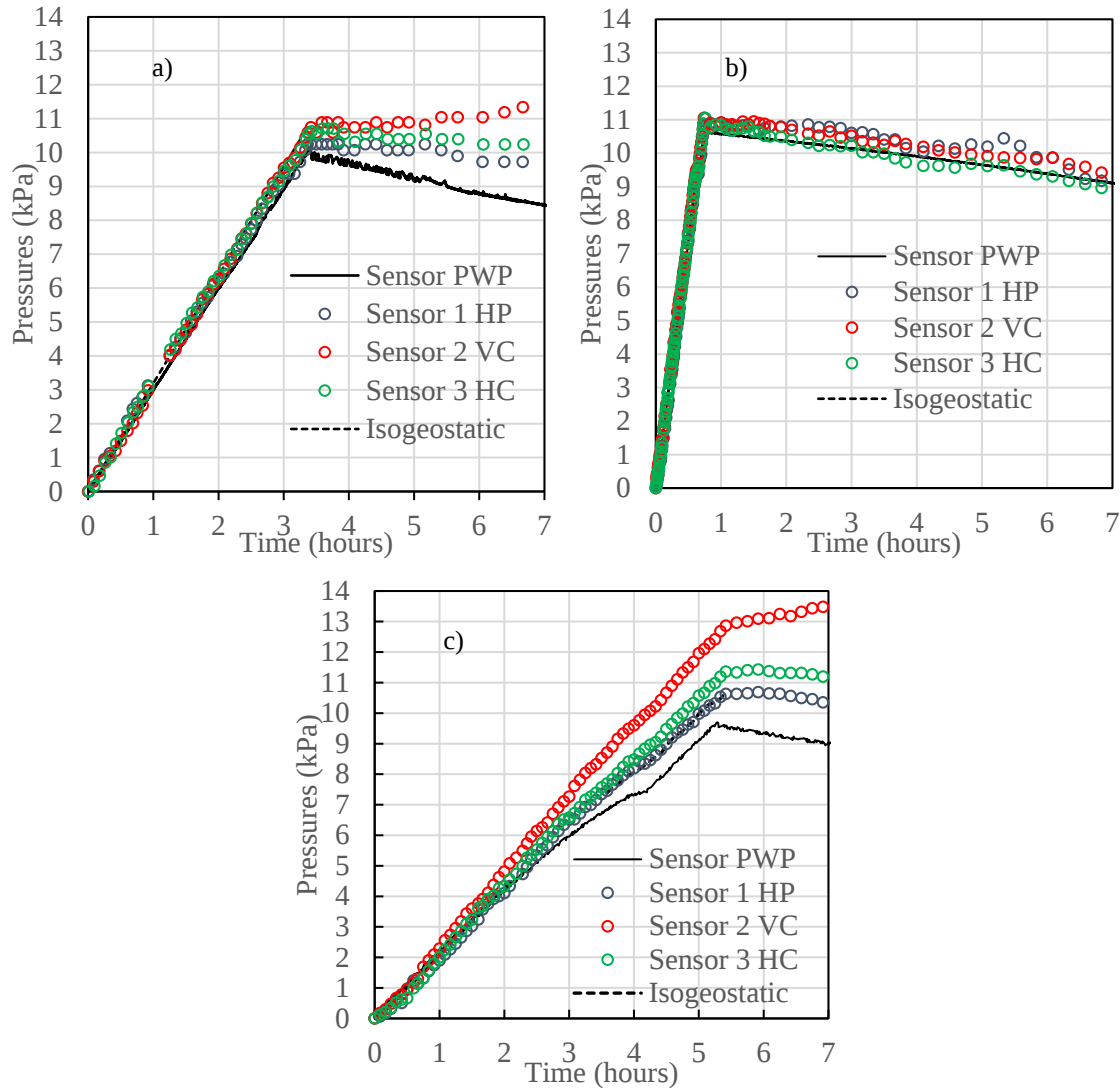


Figure 5.4 Evolution of the PWP, vertical and horizontal total stresses during and after the deposition of the slurred backfill of 68% solids by mass when the filling rates are 0.18 (a, Case 0), 0.83 (b, Case 1) and 0.11 m/h (c, Case 2), respectively.

After the end of fast deposition (Case 1, Fig. 5.4b), the PWP decreases at almost the same rate as the horizontal and vertical total stresses until the end of the test, indicating little generation of effective stresses after the end of deposition. These results are straightforward. With high filling rate, the time for the dissipation of excess PWP during the deposition is short, resulting in high excess PWP at the end of deposition, which needs long time to be dissipated. When the filling rates are small (Case 0, Fig. 5.4a; Case 2, Fig. 5.4c), drainage and consolidation have taken place during the deposition of slurry. After the end of slurry deposition, the drainage and consolidation become pronounced. The horizontal total stresses and PWP decrease with time. Again, similar results have

been reported with field measurement (Thompson et al., 2012). The deviation between the PWP and the horizontal and vertical total stresses indicates an increase of effective stresses.

It is however noted that the vertical total stresses in Cases 0 (Fig. 5.4a) and 2 (Fig. 5.4c) keep increasing and even become higher than the iso-geostatic overburden pressure after the end of deposition. This counterintuitive result is probably due to a phenomenon known as stress shielding (Selig 1980; Clayton and Bica 1993; Talesnick 2005; Berthoz et al., 2013), which will be further addressed in the section “Discussion”.

To further and better elucidate the influence of filling rate on the evolution of the PWP and stresses, the results shown in Figure 5.4 are reorganized and presented in Figure 5.5 for the evolution of the PWP (Fig. 5.5a), the horizontal total stresses near the wall (Fig. 5.5b) and the center (Fig. 5.5c), and the vertical total stress near the center (Fig. 5.5d) of the column during and after the deposition when the solid content is 68% and the filling rates are 0.18 (Case 0), 0.83 (Case 1), and 0.11 m/h (Case 2), respectively. It can be seen that high filling rate results in high PWP at the end of deposition, with the highest peak PWP in the fastest filling (Case 1 with 0.83 m/h) and lowest peak value of PWP in the slowest filling (Case 2 with a filling rate of 0.11 m/h). Similarly, the vertical and horizontal total stresses at the end of slurry deposition are slightly lower in Case 0 than in Case 1. All these results indicate again the importance of taking into account the influence of drainage and consolidation during the deposition to obtain accurate evaluation of the PWP and total stresses in backfilled stopes for barricade design. Fast backfilling should be avoided to prevent the generation of high horizontal total stress on barricades. However, when the filling rate is further reduced to 0.11 m/h in Case 2, the resulted vertical and horizontal total stresses near the center at the end of slurry deposition become higher than those resulted from high speed filling in Cases 0 and 1. In addition, one notes that the vertical total stresses in Case 0 with filling rate of 0.18 m/h and Case 2 with filling rate of 0.11 m/h keep increasing with time even after the end of slurry deposition. These somehow strange results are probably related to a phenomenon, called stress shielding (Selig 1980; Clayton and Bica 1993; Talesnick 2005; Berthoz et al., 2013). This aspect will further be addressed in the section “Discussion”.

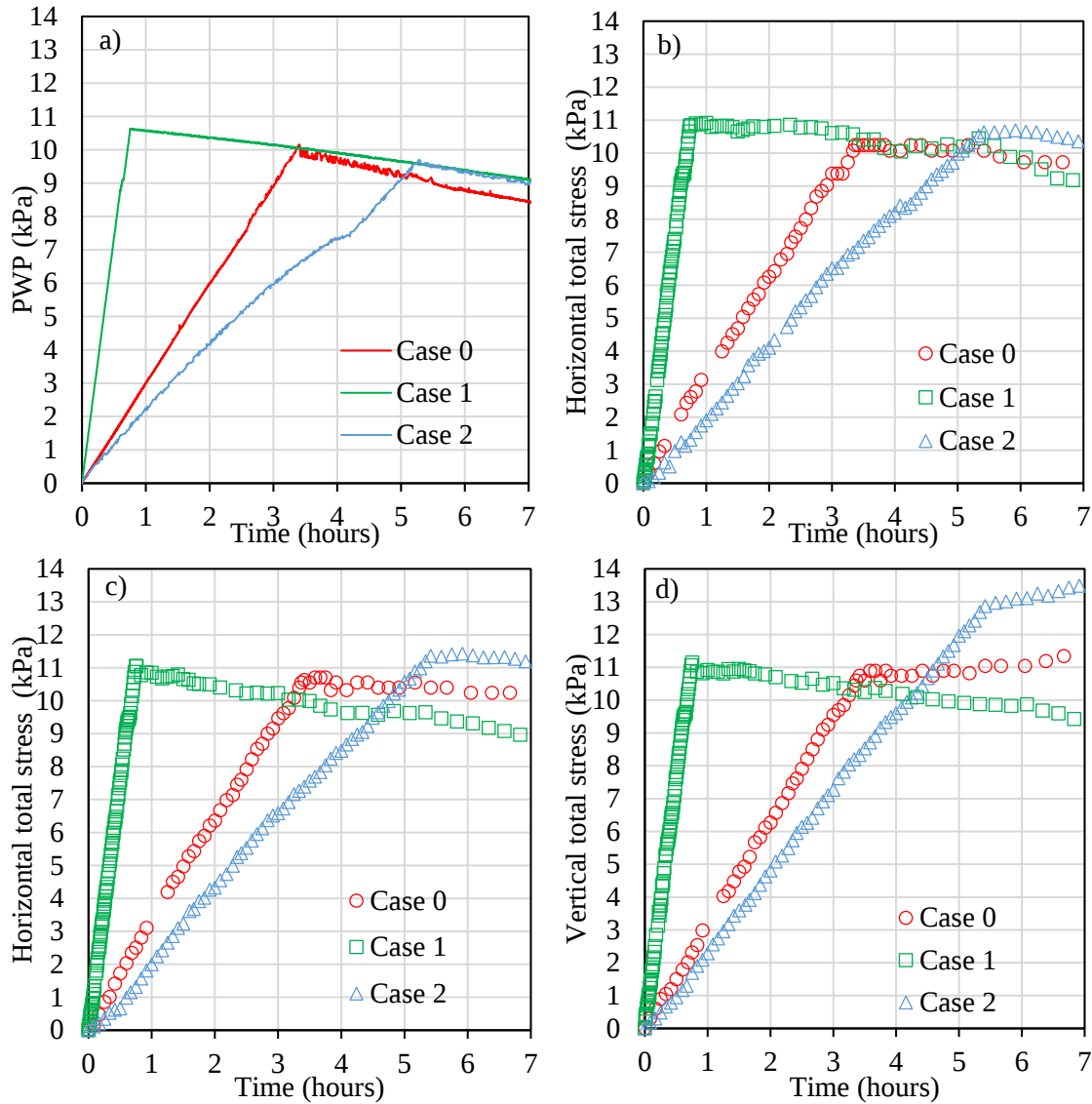


Figure 5.5 Evolution of the PWP (a), horizontal total stresses near the wall (b) and the center (c), and vertical total stress near the center (d) of the column when the solid content is 68% and the filling rates are 0.18 (Case 0), 0.83 (Case 1), and 0.11 m/h (Case 2), respectively.

Similar results have been observed and shown in Figure 5.6 when the solid content is increased to 72.5% while the filling rates are 0.23 m/h (Case 4) and 0.17 m/h (Case 5), respectively. Smaller PWP and horizontal total stress resulted from slower filling operation. When the filling rate is small, high vertical total stress develops at the end of slurry deposition, which continues increasing even after the end of slurry deposition, probably due to stress shielding development (Selig 1980; Clayton and Bica 1993; Talesnick 2005; Berthoz et al., 2013). It is noted that the horizontal total

stress of Case 5 is very unstable with discontinuity reading despite no anomaly was observed on the sensor (S1H).

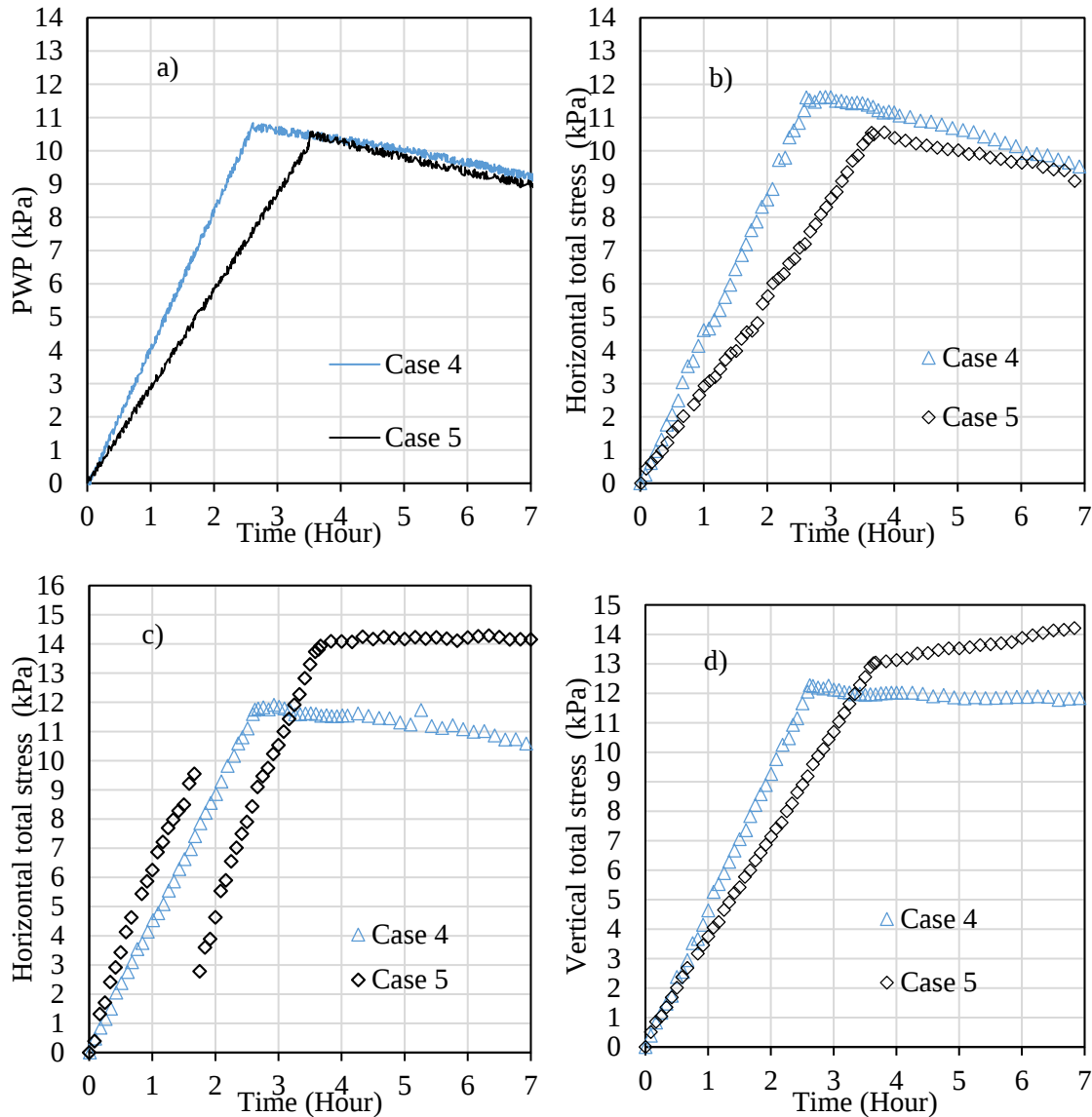


Figure 5.6 Evolution of the PWP (a), horizontal total stresses near the wall (b) and the center (c), and vertical total stress near the center (d) of the column when the solid content is increased to 72.5% while the filling rates are 0.23 m/h (Case 4) and 0.17 m/h (Case 5), respectively.

Figure 5.7 shows the evolution of the PWP, vertical and horizontal total stresses during and after the deposition of slurried backfill when the solid content was reduced to 62.5% while the filling operation was performed at a filling rate of 0.19 m/h, even effort was made to obtained a value close to 0.18 m/h used in the reference case (Case 0). One can see that the horizontal and vertical total stresses almost increase at the same rate and close to the iso-geostatic overburden pressure

during the deposition. The PWP are however slightly lower than the horizontal and vertical total stresses, indicating slight occurrence of arching effect. In addition, one notes that the peak values of the horizontal total stresses and PWP at the end of deposition are slightly smaller than those of Case 0 (Fig. 5.4a) because the density and unit weight of the slurried backfill of 62.5% are smaller than those of Case 0 (see Table 5.1). After the end of deposition operation, the horizontal total stresses and PWP decrease with time. These results along with those shown in Figure 5.4 indicate that the most critical moment for barricade design is the end of deposition because the stability of barricades mainly depends on horizontal total stress. One sees again a counterintuitive increase of the vertical total stress after the end of deposition; this aspect will further be addressed in the section “Discussions”.

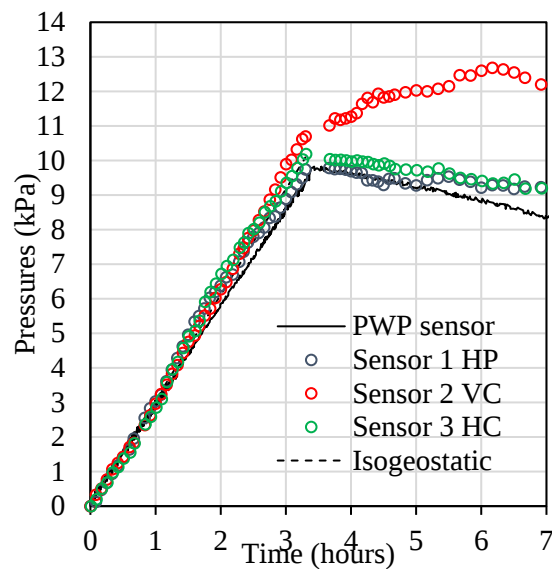


Figure 5.7 Evolution of the PWP, vertical and horizontal total stresses when the solid content is reduced to 62.5% (Case 3) with a filling rate of 0.19 m/h.

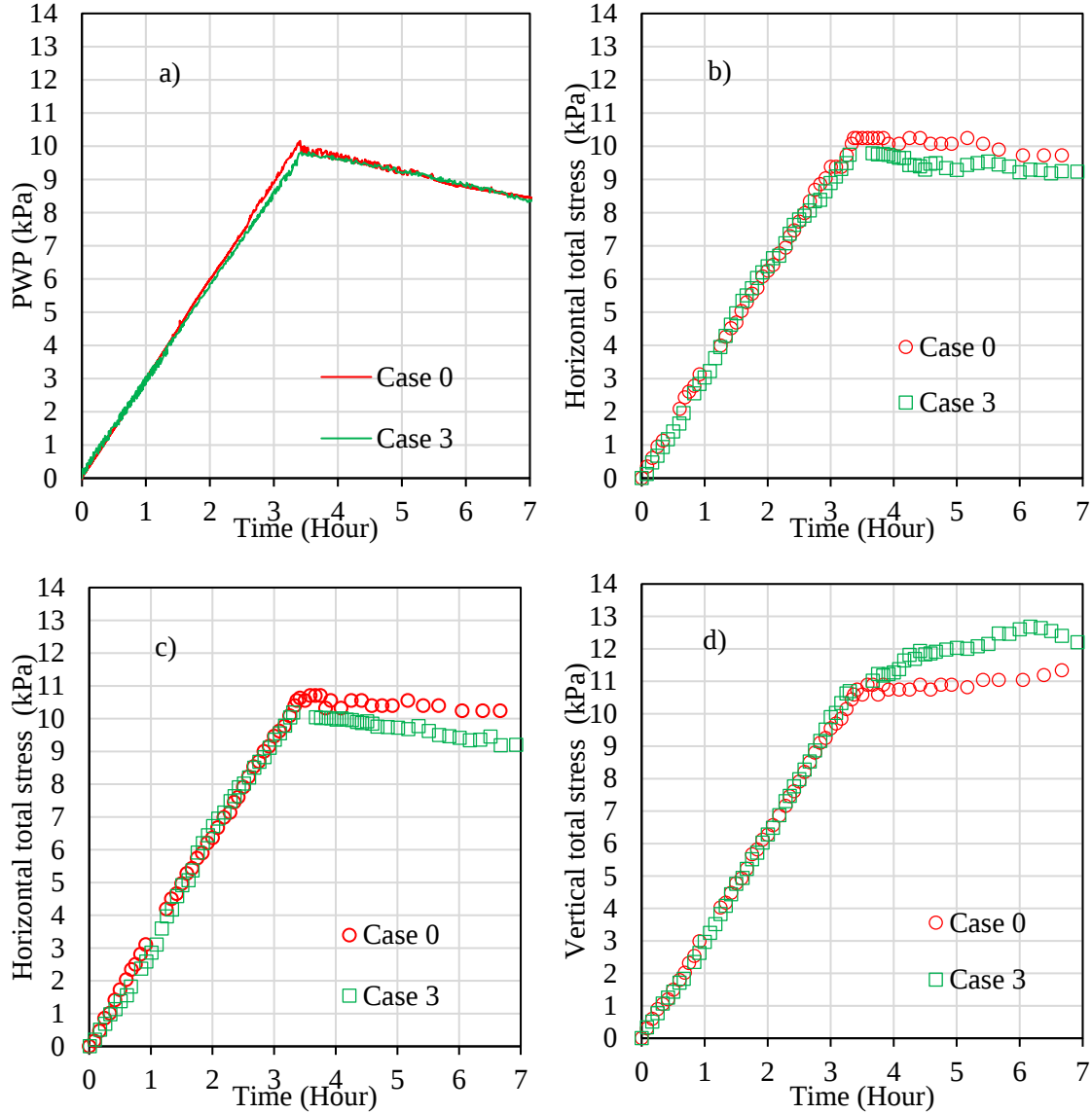


Figure 5.8 Evolution of the PWP (a), horizontal total stresses near the wall (b) and the center (c), and vertical total stress near the center (d) of the column when the filling rates were tried to be maintained around 0.18 m/h and the solid contents are 68 (Case 0 with a filling rate of 0.18 m/h) and 62.5% (Case 3 with a filling rate of 0.19 m/h), respectively.

To further and better illustrate the influence of the solid content on the evolution of the PWP and stresses, the results shown in Figures 5.4 and 5.7 are reorganized and presented in Figure 5.8 for the evolution of the PWP (Fig. 5.8a), horizontal total stress near the wall (Fig. 5.8b) and the center (Fig. 5.8c), and vertical total stress near the center (Fig. 5.8d) of the column during and after the deposition when the filling rates were tried to be kept constant and the solid contents were 68 (Case 0 with a filling rate of 0.18 m/h) and 62.5% (Case 3 with a filling rate of 0.19 m/h), respectively.

Despite the slight difference in the filling rates, the results generally show higher PWP, vertical and horizontal total stresses at the end of slurry deposition with higher solid content. Finally, one sees again the counterintuitive increase of the vertical total stress after the end of slurry deposition in Case 3 (Fig. 5.8d) due probably to the stress shielding effect (Selig 1980; Clayton and Bica 1993; Talesnick 2005; Berthoz et al., 2013).

5.4.2 Evolution of Consolidation Parameters During and After the Deposition

During and after the slurry deposition, drainage and consolidation took place. Draining water flowed upward and formed a pond. An interface between the pond and the settled backfill formed. The measurement of the settlement of the backfill-water interface can be useful to estimate some hydraulic property parameters.

Figure 5.9a shows the evolution of the backfill-water interface elevations after the end of slurry deposition when the solid content is 68% while the filling rates are 0.18 (Case 0), 0.83 (Case 1) and 0.11 m/h (Case 2), respectively. One can see that the backfill-water interfaces of the three cases moved downward after the end of slurry deposition due to dissipation of excess PWP and expulsion of pore water. When the filling rate is high (Case 1) or relatively high (Case 0), the settlement of backfill-water interface after the end of slurry deposition can be small. When the filling rate is small, significant drainage and consolidation took place, resulting in significant settlement of backfill-water interface after the end of slurry deposition. It is very difficult to understand and explain how filling rate affects the evolution rate of the backfill-water interface settlements of the same solid content. In general, the backfill-water interface first shows a fast settlement, followed by a slow settlement stage. Despite the different behaviors during the fast and slow evolution rate stages, the final backfill-water interfaces of the three cases reach the same position, around 4 hours after the end of slurry deposition. The filling rate does not influence the final settlement of the backfill.

Figure 5.9b shows the evolution of backfill-water interface elevations after the end of slurry deposition when the filling rate was tried to be kept constant around a value of 0.18 m/h while the solid contents were 68 (Case 0 with a filling rate of 0.18 m/h), 62.5 (Case 3 with a filling rate of 0.19 m/h) and 72.5% (Case 4 with a filling rate of 0.23 m/h), respectively. When the solid content is high (Case 4), one only sees a slow evolution rate stage of the backfill-water interface while the fast evolution rate stage is absent. The settlement of the final backfill-water interface is quite small.

When the solid content became small, one sees again the two evolution rate stages in the backfill-water interface. The duration of the fast evolution rate and settlement of the final backfill-water interface increase as the solid content decreases. These results indicate that it is advantageous to thicken the tailings or backfill if one target to accelerate the drainage and consolidation of slurried materials.

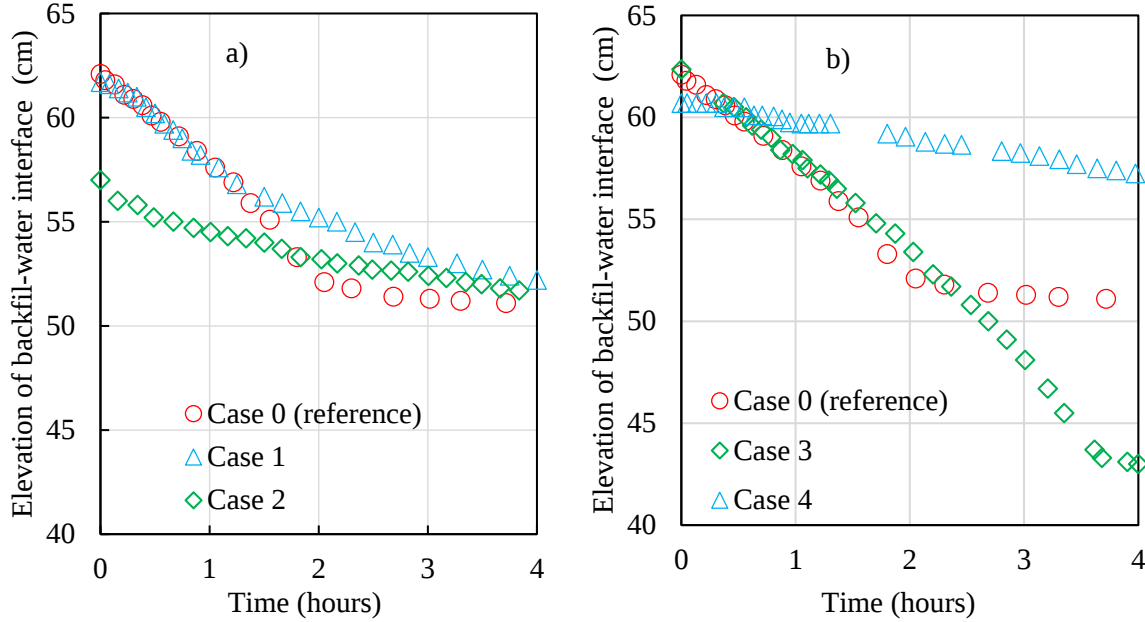


Figure 5.9 Evolution of the backfill-water interface elevations after the end of slurry deposition: (a) when the solid content is 68% while the filling rates are 0.18 (Case 0), 0.83 (Case 1) and 0.11 m/h (Case 2), respectively; (b) when the filling rate was tried to be kept constant around a value of 0.18 m/h while the solid contents are 68 (Case 0 with a filling rate of 0.18 m/h), 62.5 (Case 3 with a filling rate of 0.19 m/h) and 72.5% (Case 4 with a filling rate of 0.23 m/h), respectively.

Having the measurements of PWP, total stresses and settlements, some hydraulic property parameters can be estimated. For instance, the void ratio e_i at a given time t_i after the end of slurry deposition can be calculated as follows:

$$e_i = e_0 - \frac{\Delta h_i}{h_0} (1 + e_0) \quad (5.1)$$

where e_0 and h_0 (m) are the (initial) void ratio and thickness of the settled backfill at the end of slurry deposition, respectively; Δh_i (m) is the settlement of the backfill-water interface at the given time t_i after the end of slurry deposition.

In this study, two manners of evaluating the coefficient of consolidation c_v have been used. The first one is to use the measured vertical total stress and PWP to obtain the vertical effective stress (called measured vertical effective stress) at the given time t_i after the end of slurry deposition, which can be calculated as follows:

$$\sigma'_{i_m} = \sigma_i - u_i \quad (5.2)$$

where u_i and σ_i are the measured PWP and vertical total stress, respectively, at the point of calculation at the given time t_i after the end of slurry deposition.

The second manner is to roughly estimate the vertical effective stress by neglecting the possible development of the arching effect. The estimated vertical effective stress at the given time t_i after the end of slurry deposition is then expressed as follows:

$$\sigma'_{i_e} = \gamma_w h_{wi} + \gamma_i (H_0 - h_{wi}) - u_i \quad (5.3)$$

where H_0 is the height between the top surface of the water pond and the point of calculation (and PWP measurement) at the end of slurry deposition; h_{wi} is the thickness of the water pond on the top surface of the sedimented backfill at the given time t_i after the end of slurry deposition; γ_w (kN/m^3) is the unit weight of water; γ_i (kN/m^3) is the unit weight of the slurried backfill at the given time t_i after the end of slurry deposition, which can be calculated as follows:

$$\gamma_i = \gamma_w \frac{G_s - e_i}{1 + e_i} \quad (5.4)$$

where G_s is the specific gravity of the slurried backfill.

The coefficient of compressibility $a_{v,i}$ ($1/\text{kPa}$) can be calculated as follows:

$$a_{v,i} = \frac{e_1 - e_i}{\sigma'_i - \sigma'_1} \quad (5.5)$$

where e_1 and e_i are the void ratios of the settled backfill corresponding to the effective stress of σ'_1 and σ'_i , respectively.

The hydraulic conductivity k_i at time t_i after the end of slurry deposition can be estimated as follow based on Darcy's law:

$$k_i = \frac{Q_i}{A} \frac{\Delta L_i}{\Delta H_i} \quad (5.6)$$

where Q_i (m^3/s) is the flow rate of the draining water at time t_i after the end of slurry deposition; A (m^2) is the cross-section area of the column; ΔH_i (m) and ΔL_i (m) are the difference of hydraulic heads and thickness between the calculation point (where the PWP and total stresses were measured) near the bottom of the column and the backfill-water interface, respectively.

The consolidation coefficient $c_{v,i}$ of the settled backfill at time t_i after the end of slurry deposition can then be calculated as follows:

$$c_{v,i} = \frac{k_i \times (1 + e_i)}{a_{v,i} \times \gamma_w} \quad (5.7)$$

Figure 5.10 shows the variation of the void ratio (Fig. 5.10a) and coefficient of consolidation c_v (Fig. 5.10b) as a function of estimated effective stress after the end of slurry deposition for Cases 0, 1 and 2. The variation of the void ratio (Fig. 5.10c) and coefficient of consolidation c_v (Fig. 5.10d) as a function of the effective stress based on the measured vertical total stress and PWP for the three cases is also plotted. It can be seen that the void ratio decreases as the estimated effective stress increases. These results are straightforward. As the drainage and consolidation take place, pore water tends to be expelled, resulting in a decrease of void ratio. One can also see that Cases 0 and 2 show similar consolidation curves (e - $\log \sigma'$), which are higher than that of Case 1. This result is counterintuitive because the used tailings and solid contents are identical for the three cases and the consolidation curves of the three cases are expected to be identical for the three cases. As the only difference between Case 1 and Cases 0 and 2 is in their filling rates (0.83 m/h in the former case; 0.18 and 0.11 m/h in the two latter cases), the problem is probably related to the vertical effective stress estimation by considering the vertical total stress equaling to the iso-geostatic overburden pressure (see Eq. 5.3). The neglect of the arching effect may result in overestimate of the effective stress, especially when the filling rate is small for Cases 0 and 2. Another possible reason is the implicit assumption of homogenous settled backfill along the whole height while the settled backfill is probably not homogenous due to the drainage and consolidation and associated segregation (Dalcé et al. 2019). The non-homogeneity due to the segregation should be more pronounced with a small filling rate. All these indicate that the consolidation curve of Case 1 is more reliable than those of Cases 0 and 2. The void ratio e thus decreases while the consolidation coefficient c_v increases as the effective stress increases. The coefficient of consolidation c_v ranges from 0.04 to 0.13 cm^2/s , which are within the range reported by Saleh-Mbemba and Aubertin

(2018) who showed that c_v varies from 0.09 to 0.19 cm²/s for the same tailings with a solid content of 70%.

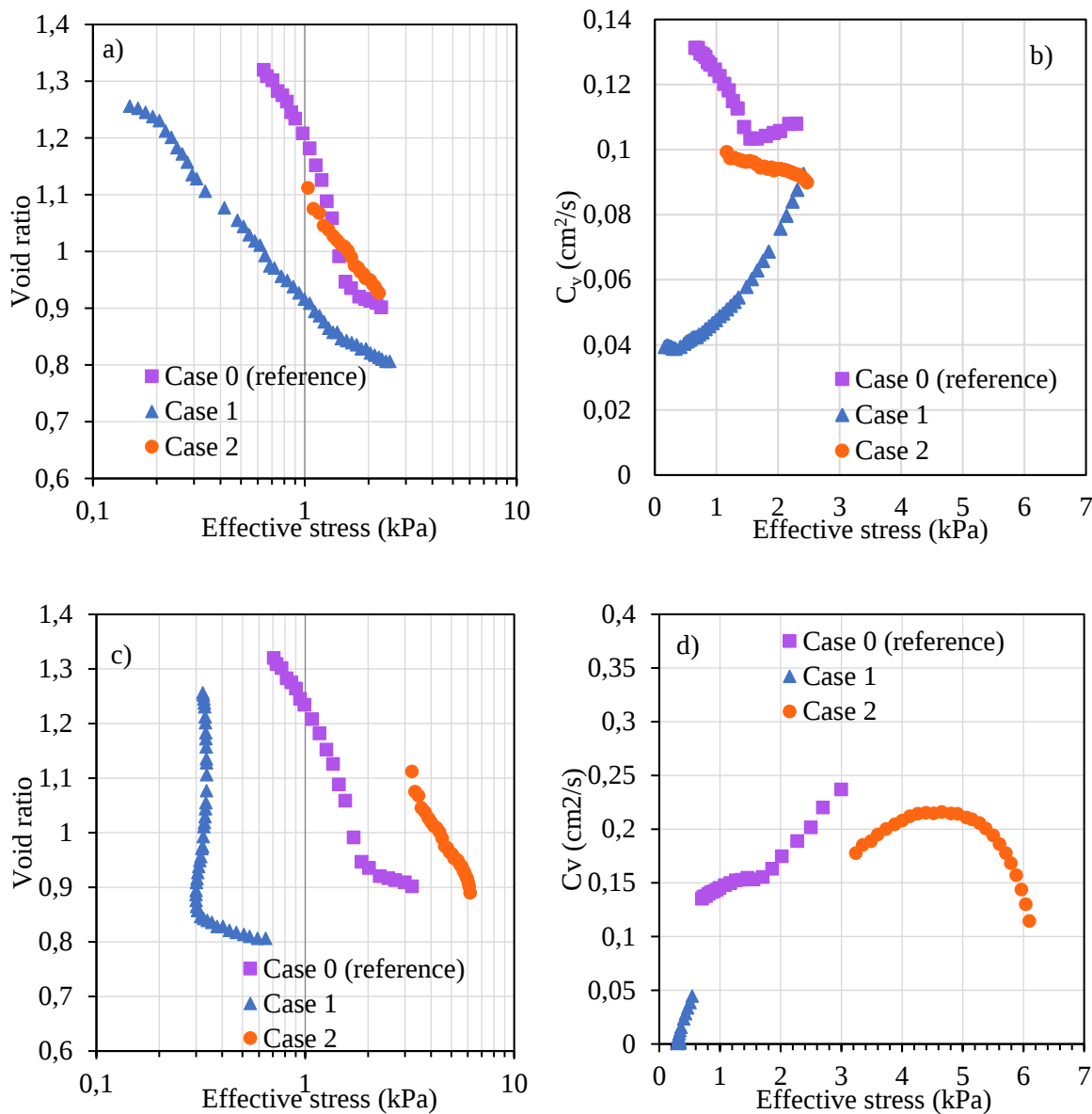


Figure 5.10 Variation of the void ratio and coefficient of consolidation c_v as a function of effective stresses, obtained by neglecting the arching effect (a and b) or based on the measured vertical total stresses (c and d) after the end of slurry deposition for Cases 0, 1 and 2, respectively.

Generally, similar trends can be observed for the variation of the void ratio (Fig. 5.10c) and coefficient of consolidation c_v (Fig. 5.10d) as a function of the effective stress based on the measured vertical total stress and PWP for Case 1. The void ratio decreases while the coefficient

of consolidation c_v increases as the measured effective stress increases. The differences between the estimated (Figure 5.10a) and measured (Figure 5.10c) effective stresses indicate that significant arching also occurred in Case 1. When the filling rate is small (Cases 0 and 2), the reliability of the measured effective stresses is significantly low due to the problem of stress shielding. The results of Cases 0 and 2 shown in Figure 5.10d are discussable. More experimental works with reliable measurements of total stresses or more works with standard oedometer consolidations tests are necessary.

5.5 Discussions

In this paper, a series of column backfilling tests were conducted to investigate the self-weight consolidation characteristics of a slurried backfill during and after the deposition. Compared to most previous laboratory tests, the evolution of PWP, horizontal and vertical total stresses, and settlement in the slurried backfill during and after the deposition were measured simultaneously. The void ratio and coefficient of consolidation were calculated as a function of the vertical effective stress. These results provide an overall view on the self-weight consolidation characteristics of the slurried backfill during and after the deposition, which can be useful for the design of barricades and tailings placement in tailings storage facilities. However, the laboratory tests and results interpretation contain some limitations. For instance, the backfill was prepared without cement because the cement hydration may damage the PWP and stress sensors. The results are thus only valid for uncemented backfill. In practice, cemented backfill is commonly used. Cement hydration can significantly influence the evolution of PWP and total stresses in cemented paste backfill (Helinski et al., 2007; Wood et al., 2016). It is usually accompanied by the consumption of pore water, resulting in a reduction of PWP and total stresses (Helinski et al., 2007; Doherty and Wood 2016). The neglect of cement hydration leads to a conservative barricade design. However, the decrease of the permeability associated with the cement hydration has effect to slow down the drainage and consolidation. More work is required to conduct column backfilling tests with cemented paste backfill in the future.

In Figures 5.4 to 5.8, one observes an abnormal increase of the vertical total stress after the end of slurry deposition. It even exceeded the iso-geostatic overburden pressure. This can be probably attributed to the stress shielding effect of the used stress sensor (Selig 1980). The embedded of the stiff sensor in the slurried backfill tends to disturb the actual stress field and leads to the stress

concentration towards the stiff sensor (Selig 1980; Clayton and Bica 1993; Talesnick 2005; Berthoz et al., 2013). Moreover, Figure 5.11 shows that heavy settled backfill was accumulated over the cages and top face of the vertical total stress sensor. The free settlement of tailings particles is impeded by the cages and the stiff face of the vertical stress sensor, resulting in densified backfill near the top surface. The stress shielding effect along with the densified backfill lead to increased and high vertical total stress on the top surface of the vertical stress sensor near the center of the column. More work is required to better understand the influence of this aspect on the stress measurement in the future.



Figure 5.11 Accumulation of denser backfill on the cages and top face of the vertical stress sensor near the center of the column.

The settled backfill was assumed to be homogeneous when the consolidation parameters were estimated from the measured PWP, total stresses, and settlement. This assumption is not representative because the drainage and consolidation during and after the slurry deposition can result in non-homogeneous backfill. The lower part of the backfill can probably be denser with more coarse particles than the upper part of the backfill. More work is required to consider the non-homogeneous of the settled backfill in the estimation of the consolidation parameters in the future.

Finally, the tests were performed with only one column. More tests can be performed by using different size and shape columns with more PWP and stress sensors.

5.6 Conclusions

This paper presents a series of column backfilling tests to investigate the evolution of the PWP, total stresses and settlement during and after the deposition. Several consolidation parameters were obtained with the measured results. The main conclusions are summarized as follows:

During the deposition, the PWP, horizontal and vertical total stresses increase at the same rate and equal to the iso-geostatic overburden pressure when the filling rate is higher than 0.18 m/h. The backfill behaves like a liquid with little generation of effective stresses. These results correspond well to the field measurements conducted by Thompson et al. (2012). The PWP and horizontal total stresses reach peak value at the end of deposition. After then, they decrease with time due to the drainage and consolidation. The critical moment for barricade design is thus at the end of deposition. High filling rate and/or high solid content lead to high PWP and horizontal total stresses at the end of deposition, which should be avoided in backfilling operation.

The settlement of settled backfill after the end of slurry deposition can generally be divided into two stages. The first one is much faster than the second one. The duration and final settlement of the settled backfill increase as the solid content decreases. It is thus advantageous to use thickened backfill to accelerate the settlement process and reduce the settlement. The final settlement after the end of slurry deposition is related to the solid content, not the filling rate.

The void ratio and consolidation coefficient have been approximately estimated as a function of effective stress. The results show that the value of c_v slightly increases with the effective stress. Its value ranges from 0.04 to 0.13 cm²/s, which is consistent with the results reported by Saleh-Mbemba and Aubertin (2018) for the same tailings with a solid content of 70%.

It is interesting to note that the variation of coefficient of consolidation c_v as function of effective stress seems to be divided into three stages. When the effective stress is very small, the coefficient of consolidation c_v increases with the effective stress. When the effective stress exceeds a certain value, but still relatively small, the coefficient of consolidation c_v increase slightly with the effective stress. When the effective stress is large enough, the coefficient of consolidation c_v tends to decrease. More work is still necessary to obtain a better estimation of the vertical effective stress to increase the reliability of the estimated parameters.

Acknowledgements

The authors would like to acknowledge the financial support from the Natural Sciences and Engineering Research Council of Canada (NSERC 402318), Institut de recherche Robert-Sauvé en santé et en sécurité du travail (IRSST 2013-0029), Mitacs Elevate Postdoctoral Fellowship (IT12572), Fonds de recherche du Québec – Nature et Technologies (2015-MI-191676), and industrial partners of the Research Institute on Mines and the Environment (RIME UQAT-Polytechnique; <http://rime-irme.ca/>).

Conflicts of Interest

The authors declare that there is no conflict of interest regarding the publication of this paper.

References

- Askew, J. E., McCarthy, P. L., & Fitzgerald, D. J. (1978). *Backfill research for pillar extraction at ZC/NBHC*. Proc. 12th Can. Rock Mech. Symp., 100-110.
- Aubertin, M., Bussière, B., & Bernier, L. (2002). *Environnement et gestion des rejets miniers*. Presses Internationales de Polytechnique, Montreal, Quebec, Canada.
- Aubertin, M., Li, L., Arnold, S., Belem, T., Bussière, B., Benzaazoua, M., & Simon, R. (2003). *Interaction between backfill and rock mass in narrow stopes*. SoilRock2003: 12th Panamerican Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering and 39th U.S. Rock Mechanics Symposium, 22-26 June 2003, Cambridge, Mass., USA, 1, 1157-1164.
- Belem, T., Harvey, A., Simon, R., & Aubertin, M. (2004). *Measurement and prediction of internal stresses in an underground opening during its filling with cemented fill*. Proceedings of the Fifth International Symposium on Ground Support, Perth, Australia. pp. 619–630.
- Benzaazoua, M., Belem, T., & Jolette, D. (2000). Investigation de la stabilité chimique et son impact sur la résistance mécanique des remblais cimentés. Report R-260, IRSST.
- Berthoz, N., Branque, D., Wong, H., & Subrin, D. (2013). Stress measurement in partially saturated soils and its application to physical modeling of tunnel excavation. *Can. Geotech. J.*, 50(10), 1077-1087
- Bloss, M. L., & Chen, J. (1998). *Drainage research at Mount Isa Mines Limited 1992–1997*. Proc., 6th Int. Symp. on Mining with Backfill, M. Bloss, ed., AusIMM, Carlton, Victoria, Australia, 111–116.

- Boudrias, G. (2018) *Évaluation numérique et expérimentale du drainage et de la consolidation de résidus miniers à proximité d'une inclusion de roches stériles* (in French). (Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal, Montréal, QC).
- Bussière, B. (2007). Colloquium 2004: Hydro-geotechnical properties of hard rock tailings from metal mines and emerging geo-environmental disposal approaches. *Canadian Geotechnical Journal*, 44, 1019-1052.
- Clayton, C. R. I., & Bica, A. V. D. (1993). The Design of Diaphragm-Type Boundary Total Stress Cells. *Geotechnique*, 43(4), 523–535.
- Dalcé, J. B., Li, L., & Yang, P. Y. (2019). Experimental study of uniaxial compressive strength (UCS) distribution of hydraulic backfill associated with segregation. *Minerals*, 9, 147.
- Darling, P. (2011). *SME mining engineering handbook*. third edition. Society for Mining, Metallurgy, and Exploration, Inc.
- Doherty, J. P., & Wood, D. M. (2016). Back analysis of the Kanowna Belle stope filling case history. *Comput. Geotech.*, 76, 201-211.
- El Mkadmi, N., Aubertin, M., & Li, L. (2013). Effect of drainage and sequential filling on the behavior of backfill in mine stopes. *Canadian Geotechnical Journal*, 51(1), 1-15.
- Essayad, K. (2015). *Développement de protocoles expérimentaux pour caractériser la consolidation de résidus miniers saturés et non saturés à partir d'essais de compression en colonne*. (Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal, Montréal, QC).
- Fahey, M., Helinski, M., & Fourie, A. (2010). Consolidation in accreting sediments: Gibson's solution applied to backfilling of mine stopes. *Géotechnique* 60(11), 877- 882.
- Falaknaz, N., Aubertin, M., & Li, L. (2015a). Evaluation of the stress state in two adjacent backfilled stopes within an elasto-plastic rock mass. *Geotech. Geol. Eng.*, 1-24.
- Falaknaz, N., Aubertin, M., & Li, L. (2015b). Numerical analyses of the stress distribution in two neighbouring backfilled stopes. *Int. J. Geomech.*, 1019-1052.
- Falaknaz, N., Aubertin, M., & Li, L. (2015c). Numerical investigation of the geomechanical response of adjacent backfilled stopes. *Can. Geotech. J.*, 52(10), 1507-1525.

- Fall, M., Benzaazoua, M., & Ouellet, S. (2004). *Effect of tailings properties on paste backfill performance*. Proceedings of the 8th International Symposium on Mining with Backfill, Beijing, China (pp. 193-202) The Nonferrous Metals Society of China.
- Fall, M., Belem, T., & Benzaazoua, M. (2005). *The compressive and tensile properties of underground paste backfill*. 58th Canadian Geotechnical and 6th Joint IAH-CNC and CGS Groundwater Specialty Conferences. Saskatoon, Saskatchewan September 18-21, 2005.
- Geo-Slope, (2007). *Stress-deformation modeling with SIGMA/W 2007*. 3rd ed. GEO-SLOPE International Ltd.
- Grice, T. (1998). *Stability of hydraulic backfill barricades*. In MineFill'98: Proceedings of the 6th International Symposium on Mining and Backfill, Brisbane, Australia. Edited by M. Bloss. AusIMM. pp. 117–120.
- Hassani, F., & Archibald, J. (1998). Mine backfill. CD-Rom, *Canadian Institute of Mine, Metallurgy and Petroleum*.
- Hassani, F. P., Fotoohi, K., & Doucet, C. (1998). Instrumentation and backfill performance in a narrow vein gold mine. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 35(4 – 5), 392.
- Helinski, M., & Grice, A. G. (2007). *Water management in hydraulic fill operations*. In Proceedings of the 9th International Symposium in Mining with Backfill, Montréal, Que, 29 April – 2 May 2007. Canadian Institute of Mining, Metallurgy and Petroleum (CIM).
- Helinski, M., Fourie, A., Fahey, M., & Ismail, M. (2007). Assessment of the self-desiccation process in cemented mine backfills. *Can. Geotech. J.*, 44(10), 1148–1156.
- Helinski, M., Fahey, M., & Fourie, A. (2011a). Behaviour of cemented paste backfill in two mine stopes measurements and modelling. *J. of Geotech. Geoenvi. Eng.*, 137 (2), 171-182.
- Huynh, L., Beattie, D. A., Fornasiero, D., & Ralston, J. (2006). Effect of polyphosphate and naphthalene sulfonate formaldehyde condensate on the rheological properties of dewatered tailings and cemented paste backfill. *Minerals Engineering*, 19(1), 28–36.

- Jahanbakhshzadeh, A., Aubertin, M., & Li, L. (2017a). A new analytical solution for the stress state in inclined backfilled mine stopes. *Geotechnical and Geological Engineering*, 35(3), 1151-1167.
- Jahanbakhshzadeh, A., Aubertin, M., & Li, L. (2018a). Three-dimensional stress state in inclined backfilled stopes obtained from numerical simulations and new closed-form solution. *Canadian Geotechnical Journal*, 55(6), 810-828.
- Jahanbakhshzadeh, A., Aubertin, M., & Li, L. (2018b). Analysis of the stress distribution in inclined backfilled stopes using closed-form solutions and numerical simulations. *Geotechnical Geological Engineering*, 36(2), 1011-1036.
- Jaouhar, E. M., Li, L., & Aubertin, M. (2018). An analytical solution for estimating the stresses in vertical backfilled stopes based on a circular arc distribution. *Geomech. Eng.*, 15(3), 889-898.
- Jaouhar, E. M., & Li, L. (2019). Effect of Drainage and Consolidation on the Pore Water Pressures and Total Stresses within Backfilled Stopes and on Barricades. *Advances in Civil Engineering.*, Article ID 1802130, Volume 2019.
- Kesimal, A., Yilmaz, E., & Ercikdi, B. (2004). Evaluation of paste backfill test results obtained from different size slumps with varying cement contents for sulphur-rich mill tailings. *Cem. Concr. Res.*, 34, 1817–1822.
- Knutsson, S. (1981). *Stresses in the hydraulic backfill from analytical calculations and in-situ measurements*. In O. Stephansson & M.J. Jones (eds), *Proceedings of the Conference on the Application of Rock Mechanics to Cut and Fill Mining*: 261-268. Institution of Mining and Metallurgy.
- Landriault, D. (1995). *Proceedings of 97th annual general meeting of CIM*. Rock Mechanics and Strata Control Session. Halifax, Nova Scotia, May 14–18, 1995, pp 229–238.
- Komurlu, E. and Kesimal, A. (2015). Sulfide-rich mine tailings usage for short-term support purposes: An experimental study on paste backfill barricades. *Geomech. Eng.*, 9(2): 195-205.

- Komurlu, E., Kesimal, A. and Demir, S. (2016). Experimental and numerical analyses on determination of indirect (splitting) tensile strength of cemented paste backfill materials under different loading apparatus. *Geomech. Eng.*, 10(6): 775-791.
- Li, L., Aubertin, M., & Belem, T. (2005). Formulation of a three-dimensional analytical solution to evaluate stress in backfilled vertical narrow openings. *Can. Geotech. J.*, 42(6), 1705–1717, (with Erratum 43(3), 338–339).
- Li, L., & Aubertin, M. (2008). An improved analytical solution to estimate the stress state in sub-vertical backfilled stopes. *Canadian Geotechnical Journal*, 45(10), 1487-1496.
- Li, L., & Aubertin, M. (2009b). A three-dimensional analysis of the total and effective stresses in submerged backfilled Stopes. *Geotechnical and Geological Engineering*, 27(4), 559-569.
- Li, L., & Aubertin, M. (2010). An analytical solution for the nonlinear distribution of effective and total stresses in vertical backfilled stopes. *Geomechanics and Geoengineering: An International Journal*, 5(4), 237 — 245.
- Li, L., Alvarez, I. C., & Aubertin, J. D. (2013). Self-weight consolidation of a slurried deposition: Tests and interpretation. *Int. J. Geotech. Eng.*, 7(2), 205–213.
- Li, L., Aubertin, J. D., & Dubé, J. S. (2014). Stress distribution in a cohesionless backfill poured in a silo. *Open Civil Eng. J.*, 8, 1–8.
- Marston, A. (1930). The theory of external loads on closed conduits in the light of latest experiments. *Bulletin 96*, Iowa Engineering Experiment Station, Ames, Iowa.
- Pedroni, L. (2011). *Étude expérimentale et numérique de la sédimentation et de la consolidation des boues de traitement des eaux acides*. (Thèse de doctorat, École Polytechnique de Montréal, Montreal,).
- Pirapakaran, K., & Sivakugan, N. (2007a). A laboratory model to study arching within a hydraulic fill stope. *Geotech Test J.*, 30(6), 496–503.
- Pirapakaran, K., & Sivakugan, N. (2007b). Arching within hydraulic fill stopes. *Geotech. Geologic. Eng.*, 25(1), 25–35.

- Saleh-Mbemba, F., & Aubertin, M., (2018). Characterization of Self-Weight Consolidation of Fine-Grained Mine Tailings Using Moisture Sensors. *Geotechnical Testing Journal*, 41(3), 543–554.
- Selig, E. T. (1980). Soil stress gage calibration. *Geotechnical Testing Journal*, 3(4), 153-158.
- Sivakugan, N., Rankine, R.M., Rankine, K. J., & Rankine, K. S. (2006a). Geotechnical considerations in mine backfilling in Australia. *J. Cleaner Prod.*, 14(12–13), 1168–1175.
- Sivakugan, N. (2008). Drainage issues and stress developments within hydraulic fill mine stopes. *Australian Journal of Civil Engineering*, 5(1), 61-70.
- Sobhi, M. A., Li, L., & Aubertin, M. (2017). Numerical investigation of earth pressure coefficient along central line of backfilled stopes. *Can. Geotech. J.*, 54, 138–145.
- Take, W., & Valsangkar, A. (2001). Earth pressures on unyielding retaining walls of narrow backfill width. *Canadian Geotechnical Journal*, 38(6), 1220-1230.
- Talesnick, M. (2005). Measuring soil contact pressure on a solid boundary and quantifying soil arching. *Geotech. Test. J.*, 28(2), 171-179.
- Thompson, B. D., Bawden, W. F., & Grabinsky, M. W. (2012). In situ measurements of cemented paste backfill at the Cayeli Mine. *Can. Geotech. J.*, 49(7), 755–772.
- Ting, C. H., Shukla, S. K., & Sivakugan, N. (2011). Arching in soils applied to inclined mine stopes. *Int. J. Geomech.*, 11(1), 29-35.
- Ting, C. H., Sivakugan, N., & Shukla, S. K. (2012). Laboratory simulation of the stresses within inclined stopes. *Geotech. Testing J.*, 35 (2), 280-294.
- Wood, D. M., Doherty, J. P., & Walske, M. L. (2016). Deposition and selfweight consolidation of a shrinking fill. *Géotechnique Letters*, 6(1), 72–76.
- Yang, P., Li, L., Aubertin, M. (2016). Stability analyses of waste rock barricades designed to retain paste backfill. *International Journal of Geomechanics*, 17(3).
- Zheng, J., Li, L., & Li, Y. C. (2019). Total and effective stresses in backfilled stopes during the fill placement on a pervious base for barricade design. *Minerals*, 9(38).

- Zheng, J., Li, L., Mbonimpa, M., & Pabst, T. (2018a). An analytical solution of Gibson's model for estimating the pore water pressures in accreting deposition of slurried material under one-dimensional self-weight consolidation. Part I: Pervious base. *Ind. Geotech. J.*, 48(1), 72-83.
- Zheng, J., Li, L., Mbonimpa, M., & Pabst, T. (2018b). An analytical solution of Gibson's model for estimating pore water pressures in accreting deposition of slurried material under one-dimensional self-weight consolidation. Part II: Impervious base. *Ind. Geotech. J.*, 48(1), 188-195.
- Yang, P. Y., & Li, L. (2017). Evolution of water table and pore-water pressure in stopes with submerged hydraulic fill." *In. J. Geomech*, 17(9).

CHAPITRE 6 DISCUSSIONS GÉNÉRALES

Le remblayage des chantiers souterrains est une solution responsable et durable de l'industrie minière. Le succès de cette opération dépend de la stabilité des barricades qui sont construites dans les points de soutirage à la base des chantiers. La stabilité des barricades dépend à son tour des pressions exercées par les remblais et le dimensionnement des barricades. Les analyses bibliographiques ont montré qu'il reste encore des incertitudes dans l'évaluation des pressions et des contraintes dans les chantiers remblayés et sur les barricades, malgré la percée majeure dans l'état des connaissances sur le comportement hydromécanique des remblais et la distribution des contraintes dans les chantiers remblayés depuis une vingtaine d'années. Ces incertitudes sont dues à la complexité du comportement du remblai et au nombre important de facteurs qui affectent la distribution des contraintes, comme le type de remblai, la géométrie du chantier et des barricades, la température, les propriétés hydrogéotechniques évolutives des remblais, etc. Les principaux résultats présentés dans les chapitres 3 à 5 ont permis d'apporter certaines réponses aux lacunes ou aux améliorations à apporter, identifiées lors de la recherche bibliographique présentée au chapitre 2. Cependant, les travaux réalisés contiennent encore des limitations en lien avec la conception des barricades dans les chantiers remblayés.

Dans le chapitre 3 (article 1), une nouvelle solution analytique a été proposée en considérant une distribution des contraintes principales en trajectoire circulaire dans un chantier vertical remblayé. Par rapport aux travaux existants, cette distribution des contraintes principales est plus réaliste selon les résultats numériques. Ces travaux ont permis aussi d'obtenir une distribution du coefficient de pression des terres (σ'_h / σ'_v) le long de la largeur du chantier remblayé. Cela est beaucoup plus d'avantageux par rapport aux solutions analytiques existantes, qui exigent la connaissance préalable du coefficient de pression des terres pour évaluer les contraintes dans un chantier remblayé. Il faut noter cependant que cette solution analytique a été développée en considérant des remblais secs. Son application est donc limitée à l'estimation des contraintes dans un chantier avec des remblais sans la présence d'eau. Donc, elle ne peut pas être appliquée directement dans la conception des barricades pour le remblayage des chantiers. L'application de cette solution avec la combinaison des solutions analytiques ou des approches existantes qui prennent en compte l'effet d'arche vertical dans les chantiers, l'effet d'arche horizontal dans les galeries d'accès et la présence d'eau (Li et Aubertin 2009b, 2009c, 2009d, 2009e, 2010) est

nécessaires afin d'obtenir une estimation des contraintes totales requises pour la conception des barricades dans les chantiers remblayés avec des remblais hydrauliques. Cette solution est considérée comme une étape première (et nécessaire) pour la conception des barricades. D'autres limitations sont présentées dans ce qui suit:

- La solution analytique proposée dans le cadre de ce projet de recherche a été basée sur l'hypothèse que le rayon de la trajectoire des contraintes principales est constant le long de la profondeur du chantier. Cependant, les isocontours des contraintes principales majeures et mineures obtenus par les modélisations numériques montrent que le rayon R de l'élément d'arc de cercle change avec la profondeur. Par conséquent, il faut tenir compte de cet aspect dans les futurs travaux.
- Dans la solution proposée, la cohésion n'a pas été prise en compte. Dans les chantiers remblayés, des ciments sont régulièrement utilisés. La prise en compte de la cohésion est nécessaire et incorporée dans plusieurs solutions analytiques (Terzaghi 1943; Van Horn 1963; Winch 1999; Li et al., 2005; Li et Aubertin 2009b; Singh et al., 2011; Ting et al., 2011, 2014). Cependant, on constate que les contraintes obtenues à l'aide de ce type de solutions analytiques peuvent devenir nulles ou même négatives lorsque la cohésion atteint une certaine valeur. Ceci ne concorde pas avec les résultats numériques (Li et Aubertin, 2009a). Plus de travaux sont nécessaires en prenant en compte l'effet de la cohésion dans le futur.
- Les résultats numériques utilisés pour déterminer le facteur de la forme de l'arc ont été obtenus en considérant le coefficient de Poisson (μ) et l'angle de frottement interne (ϕ) du remblai comme deux paramètres indépendants. Des travaux complémentaires ont également été effectués pour étudier les contraintes dans les chantiers remblayés en tenant compte de la liaison entre le coefficient de Poisson (μ) et l'angle de frottement interne (ϕ) du remblai pour obtenir un coefficient de pression des terres au repos K_0 unique et constant (i.e. Falaknaz et al., 2015; Jahanbakhshzadeh et al., 2017). Cette hypothèse pourrait également être adoptée pour la solution analytique développée ici.
- La solution analytique proposée a été élaborée en supposant des conditions drainées (absence de l'eau). Cela ne correspond pas aux conditions réelles sur le terrain lors du remplissage avec

des remblais en pâte qui contiennent toujours de l'eau. Plus de travaux sont nécessaires pour évaluer les contraintes totales et effectives dans les chantiers remblayés et sur les barricades.

- Finalement, cette solution a été proposée en supposant que les épontes rocheuses sont verticales. Sur les terrains, les chantiers sont souvent plus ou moins inclinés. Des travaux supplémentaires devront être réalisés en considérant les inclinaisons des chantiers et la présence d'eau.

Dans le chapitre 4 (article 2), des simulations numériques menées avec Sigma/W ont été présentées pour évaluer l'influence du drainage et de la consolidation sur l'évolution et la distribution des pressions interstitielles et des contraintes totales dans les chantiers et surtout sur les barricades. L'influence de plusieurs facteurs a été analysée, à savoir : la position de la barricade, la largeur du chantier, le taux de remplissage, la conductivité hydraulique, l'angle de frottement interne et le module de Young du remblai, ainsi que le nombre des trous de drainage dans la barricade. Il est important de noter que les simulations numériques ont été menées en impliquant plusieurs hypothèses simplificatrices et des limitations, incluant par exemple :

- Le logiciel Sigma/W est un code basant sur la méthode des éléments finis 2D. Ce logiciel n'est pas tout à fait approprié pour traiter les chantiers remblayés avec des galeries, qui ont une largeur différente de la longueur des chantiers. Pour pallier ce problème tout en utilisant le code numérique 2D, on a d'abord (implicitement) supposé que les galeries aient la même largeur que la longueur des chantiers. La conductivité hydraulique du remblai dans les galeries a été ensuite réduite à la proportion entre la largeur des galeries et la longueur des chantiers afin d'éviter une surestimation de la capacité du drainage par les galeries. Cette approche pourrait être considérée comme une bonne approximation de l'écoulement d'eau, mais loin de la réalité sur l'aspect mécanique. En plus, lorsque la longueur des chantiers est largement plus grande que la largeur des galeries, l'influence des écoulements transversaux dans le plan perpendiculaire à l'axe des galeries pourrait devenir non négligeable. Plus de travaux sont nécessaires à l'aide des modèles numériques 3D pour prendre en compte les écoulements latéraux dans le plan perpendiculaire à l'axe des galeries et pour mieux comprendre le comportement mécanique du remblai dans les chantiers, dans les galeries et sur les barricades.
- Dans cette étude, le modèle élastoplastique parfait de Mohr-Coulomb a été utilisé dans les modélisations numériques. En géotechnique, ce modèle est largement utilisé, dû essentiellement

à sa simplicité. Cependant, le modèle Mohr-Coulomb contient plusieurs limitations, à savoir : la linéarité de l'enveloppe de rupture qui a tendance de surestimer largement la résistance en traction. L'effet de la contrainte principale intermédiaire n'est pas considéré. En plus, le modèle constitutif considère que le matériau n'a aucune perte (ni augmentation) en termes de résistance résiduelle une fois que le seuil de plasticité est atteint. Plus de travaux sont nécessaires en considérant des modèles non linéaires, qui prennent en compte les trois contraintes principales et qui permettent de simuler le comportement en écrouissage ou en ramollissement une fois que le seuil d'élasticité est franchi.

- Les simulations numériques réalisées dans le cadre de cette thèse présentent une limitation associée à la négligence de l'évolution des propriétés des remblais due à l'hydratation du ciment. Lorsque le remblayage est rapide, le remblai cimenté peut se comporter comme un fluide visqueux pendant les premières heures de la déposition avec peu de développement de contrainte effective (la contrainte totale égale à la pression interstitielle). Après, les processus d'hydratation peuvent avoir lieu avec une consommation d'eau dans le remblai et un gain de la résistance par le remblai (Witteman et Simms 2010; Thompson et al., 2011). Cela mène à une diminution de la pression interstitielle et des contraintes totales. Dans cette étude, l'effet des processus d'hydratation n'a pas été considéré. Cela a l'effet de surestimer les pressions interstitielles et les contraintes totales. La conception des barricades à partir de ces résultats sera conservatrice, mais moins économique. Plus de travaux sont nécessaires pour prendre en compte l'effet d'hydratation du ciment dans l'estimation des pressions interstitielles et des contraintes totales.
- Dans cette étude, les parois rocheuses ont été considérées comme imperméables. En pratique, le massif rocheux comprend toujours des joints, des fissures, des structures géologiques et des fractures qui sont beaucoup plus conducteurs à l'eau par rapport aux roches-mères (Ben Abdelghani et al., 2015). Pour la plupart des cas, les joints, fissures, structures géologiques et fracture favorisent le drainage et la consolidation, menant à la réduction des pressions interstitielles et des contraintes totales dans les chantiers remblayés. Dans certains cas particuliers, l'eau de surface peut entrer dans les chantiers remblayés à travers les joints, fissures, structures géologiques et fractures, menant à une augmentation substantielle des pressions et

des contraintes totales dans les chantiers remblayés. Les modèles numériques qui négligent la présence des joints, des fissures, des structures géologiques et des fractures peuvent mener à des résultats à partir desquels la conception des barricades sera conservatrice et moins économique lorsque le drainage du remblai est vers le massif rocheux ou moins conservatrice lorsque le chantier remblayé est alimenté par de l'eau extérieure à travers les réseaux de joints, des fissures, des structures géologiques et des fractures. Des études additionnelles sont nécessaires pour mieux comprendre l'effet des structures géologiques sur la distribution des pressions interstitielles et des contraintes totales dans les chantiers remblayés et sur les barricades.

- Les simulations numériques menées sur le modèle de référence (figure 4.1) montrent que les zones de plasticité (figure D.1) se situent généralement au niveau des zones proches de l'interface. Ceci peut être expliqué par une déformation au cisaillement élevée (figure D.2) due à une contrainte de cisaillement plus élevée dans cette zone (interface). Le remblai se comporte dans une zone linéaire élastique. Ceci est marqué par une pente linéaire entre la déformation verticale et les contraintes dont la pente représente le module du Young du remblai (figure D.3). Les cheminements des contraintes montrent (figure D.4) que les contraintes divergent de la ligne de rupture selon la configuration (s'-t) et que le remblai n'arrive pas au point de rupture.
- Le logiciel Sigma/W est un code numérique basant sur la méthode des éléments finis en petites déformations. La figure D.3 montre la variation de la déformation verticale en fonction de la contrainte déviatorique pour une période de 40 jours après l'arrêt du remplissage aux points C et D (voir figure D.1). Cette figure indique que même avec des contraintes déviatoriques qui atteignent 30 kPa, les déformations verticales restent très faibles (0,6%). Ces valeurs de déformations probablement ne reflètent pas la réponse réelle des remblais qui montrent souvent des tassements importants en raison des processus de sédimentation et de la consolidation sous le poids propre du remblai. Plus de travaux sont nécessaires pour prendre en compte les grandes déformations associées à la sédimentation et la consolidation du remblai.
- Dans cette étude, les trous de drainage sont placés à la base de la barricade rigide pour étudier l'effet de leur nombre sur la distribution des pressions interstitielles et des contraintes totales sur la barricade rigide. Cette considération a été basée sur l'hypothèse que les pressions interstitielles sont plus élevées à la base du chantier. Des travaux supplémentaires sont

nécessaires pour étudier l'influence de la distribution spatiale des trous de drainage sur les pressions interstitielles et les contraintes dans les chantiers et sur les barricades.

- Dans la pratique, on observe souvent la formation d'un étang au sommet du remblai si le remblai (remblai hydraulique par exemple) a une conductivité hydraulique assez élevée. Or, les résultats numériques obtenus avec Sigma/W montrent que la contrainte totale verticale à la surface du remblai est faible, mais reste positive à une valeur non nulle même après l'apparition d'une pression interstitielle négative (suction). Ce sont des résultats irréalistes probablement en raison du manque de l'imposition d'une condition hydraulique initiale à la surface du remblai. Dans ce cas, la surface des remblais est considérée comme imperméable par défaut dans le modèle numérique. On a été également réalisé des modélisations numériques en imposant une charge hydraulique nulle ou un écoulement libre comme conditions hydrauliques aux frontières à la surface du remblai. Ces modèles numériques sont plus réalistes, mais les résultats ont montré qu'il n'y a pas de formation d'étang à la surface du remblai. Les résultats sont donc irréalistes aussi. D'autres travaux sont nécessaires pour reproduire le phénomène de formation d'étang au sommet du remblai tout en maintenant une contrainte totale verticale nulle à la surface du remblai après la disparition de l'étang. Un modèle numérique permettant de prendre en compte de grandes déformations est nécessaire.
- Les simulations numériques présentées dans le chapitre 4 ont été effectuées avec le code Sigma/W en introduisant des éléments d'interface entre les remblais et les faces du modèle (sans le massif rocheux). L'introduction de ces éléments d'interface et la calibration de leurs propriétés mécaniques ont été évaluées comme nécessaires afin d'obtenir des distributions des contraintes verticales et horizontales comparables (c'est-à-dire proches) aux résultats numériques obtenus par des modélisations numériques avec le code FLAC2D pour les mêmes problèmes physiques, mais sans introduire des éléments d'interface. Pour identifier le problème, une série de simulations numériques additionnelles a été effectuée. L'emphasis a été mise sur la fiabilité ou la stabilité des résultats numériques du code Sigma/W. On a constaté que le problème dans les anciens modèles numériques avec Sigma/W est dû à l'utilisation de la valeur de tolérance de 0,5%, une valeur donnée par défaut (et largement utilisée par la plupart des usagers). Avec cette tolérance, les résultats numériques obtenus avec Sigma/W ne sont pas

stables (ni fiables). La figure E.3 montre que l'on peut obtenir une valeur numériquement stable de la contrainte verticale lorsqu'une valeur de 0,01% est utilisée dans le modèle numérique. La figure E.4 montre qu'on peut obtenir des contraintes verticales et horizontales tout à fait comparables aux résultats numériques obtenus avec le code FLAC2D si l'on impose une valeur de tolérance égale ou inférieure à 0,01 % dans les calculs numériques avec le code Sigma/W. Il faut mentionner que les résultats numériques et les conclusions générales du chapitre 4 restent valides parce que les modèles numériques de SIGMA/W ont été calibrés par l'introduction des éléments d'interface pour obtenir les mêmes résultats que ceux de FLAC2D.

En ce qui concerne l'étude expérimentale menée pour évaluer le comportement hydrogéotechnique d'un remblai en pâte non cimenté, présentée dans le chapitre 5 (article 3), les principales limitations sont décrites dans ce qui suit :

- Les essais ont été effectués avec un remblai non cimenté. Dans la pratique, les remblais cimentés sont souvent utilisés pour augmenter la récupération des minerais. Lorsque la teneur de ciment est élevée ou lorsque le remblayage est très lent, l'hydratation du ciment peut avoir lieu durant le remblayage, menant à une réduction des pressions interstitielles et des contraintes totales (Helinski et al., 2007; Wood et al., 2016). Cependant, l'ajout du ciment dans les remblais a aussi l'effet de ralentir le drainage et la consolidation en raison de la diminution de la perméabilité associée à l'augmentation des particules fines et à l'hydratation du ciment. Le fait de négliger l'effet de l'hydratation du ciment conduit à une conception plus conservatrice, mais moins économique des barricades. D'autres travaux sont nécessaires pour effectuer des essais en colonne avec du remblai en pâte cimentée dans l'avenir.
- Dans cette étude, un capteur mesure la contrainte totale verticale a été installé à une certaine distance de la base de la colonne. Lors des essais, la surface du capteur a empêché la descente des particules solides, qui se sont déposées et accumulées progressivement sur la surface du capteur. Par conséquent, le remblai sur la surface du capteur a une densité plus grande que le remblai autour du capteur. Cela explique l'augmentation de la contrainte totale verticale au centre de la colonne après l'arrêt du remplissage (Figures 5.4 à 5.8). Sans l'utilisation des senseurs de contraintes totale, on attend normalement une diminution des contraintes verticales totales avec le processus du drainage et de la consolidation et le développement d'effet d'arche.

Les résultats expérimentaux ont montré que l'encastrement du capteur rigide a perturbé la formation physique du remblai et le champ de contraintes obtenues ne reflète pas le cas réel sans installation des senseurs (Selig 1980; Clayton et Bica 1993; Talesnick 2005; Berthoz et al., 2013). Ce phénomène est reconnu sous le nom de l'effet de blindage (Selig 1980). Plus de travaux sont nécessaires pour convaincre ce problème.

- Dans cette étude, le coefficient de consolidation, c_v , a été estimée à partir de la pression interstitielle, des contraintes totales et du tassement. Les résultats montrent que ce coefficient augmente avec le processus du drainage et de la consolidation. Cette tendance ne correspond pas à celle habituellement supposée. Cependant, il faut noter que la contrainte effective verticale utilisée pour l'estimation du coefficient de consolidation a été obtenue en utilisant la pression isogéostatique selon le poids des terres sans tenir compte de l'effet d'arche, qui se développe durant le drainage et la consolidation. Plus de travaux sont nécessaires pour obtenir des mesures des contraintes verticales plus fiables sans l'effet de blindage au tour des senseurs des contraintes totales. En plus, quand on fait des essais du drainage et de la consolidation dans une colonne, le remblai peut devenir non-homogène le long de la hauteur de la colonne. L'utilisation du tassement total et de la contrainte effective proche de la base de la colonne peut donner une estimation du coefficient de consolidation moyen. Plus de travaux sont nécessaires pour obtenir une meilleure estimation de la valeur moyenne ou une évaluation de la distribution de coefficient de consolidation le long de la hauteur du remblai.

CHAPITRE 7 CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS

7.1 Conclusion

L'objectif principal de ce projet de recherche consiste à évaluer la distribution des pressions et des contraintes dans les chantiers et sur les barricades durant et après le remplissage afin d'assurer une conception plus économique et plus fiable des barricades ainsi qu'un lieu sécuritaire pour les travailleurs de la mine. La revue de littérature présentée au chapitre 2 a permis d'identifier des lacunes au niveau de l'état des connaissances; certaines de ces lacunes ont été comblées. Les principales conclusions de cette thèse sont présentées ci-dessous.

La stabilité des barricades dépend des pressions et des contraintes totales dans les chantiers et sur les barricades. La majorité des solutions analytiques qui permettent d'évaluer les pressions et les contraintes dans un chantier remblayé sont basées sur des hypothèses simplificatrices. Une de ces hypothèses couramment utilisées est de considérer un élément de couche horizontale le long de la largeur du chantier. Les contraintes horizontales et verticales sont considérées comme des contraintes principales et uniformément distribuées à travers la largeur. Le coefficient de pression des terres est également supposé comme constant le long de la largeur du chantier. Les analyses numériques ont montré que la trajectoire des contraintes principales prend une forme parabolique et concave vers le haut. Une nouvelle solution analytique a donc été développée pour évaluer les contraintes dans un chantier remblayé en considérant un élément de couche en arc circulaire concave vers le haut. Par rapport aux solutions analytiques existantes, un grand avantage de cette nouvelle solution est la non-exigence de la connaissance préalable du coefficient de pression des terres, K . Une série de simulations numériques avec le code FLAC2D a été effectuée afin de calibrer un facteur de forme inclus dans la nouvelle solution analytique proposée. Des simulations numériques additionnelles ont été menées pour valider la solution analytique proposée calibrée (c'est-à-dire les équations avec le facteur de forme calibré précédemment). Les résultats montrent que les contraintes horizontales et verticales obtenues avec la nouvelle solution analytique corrélaient bien avec celles obtenues avec les simulations numériques à l'aide de FLAC2D. Les résultats montrent aussi que le coefficient de pression des terres $K (= \sigma_h/\sigma_v)$ calculé avec la nouvelle solution analytique proposée corréla bien la distribution du coefficient de pression des terres K obtenue avec les modélisations numériques le long de la largeur du chantier. Le coefficient de pression des terres

K est égal au coefficient de pression des terres actif de Rankine K_a le long de la ligne centrale verticale du chantier. Il augmente du centre vers les murs et il reste toujours inférieur au coefficient de pression des terres au repos de Jaky K_0 . La bonne concordance entre les résultats de cette nouvelle solution analytique et les résultats numériques indique que cette nouvelle solution peut être utilisée pour obtenir une meilleure estimation des contraintes dans les chantiers remblayés verticaux. Bien que cette solution analytique ne puisse pas être utilisée directement dans la conception des barricades à cause de la non-considération de l'eau, elle constitue une approche importante pour atteindre une meilleure estimation des contraintes effectives et totales dans les chantiers remblayés une fois que l'eau est prise en compte. Un autre aspect très original de cette étude est le développement d'une solution analytique qui permet d'évaluer la variation du coefficient de pression des terres $K (= \sigma_h/\sigma_v)$ à travers la largeur des chantiers.

Un grand nombre de simulations numériques ont été effectuées dans le cadre de ce projet de recherche afin d'évaluer l'effet de plusieurs facteurs sur la distribution des pressions interstitielles et des contraintes totales sur la barricade rigide. Les résultats montrent que l'augmentation de la largeur du chantier augmente le volume d'eau à drainer et les pressions interstitielles en excès sont plus élevées. Cela indique qu'il est plus avantageux d'avoir des chantiers plus étroits en termes de la conception des barricades. Les résultats numériques indiquent aussi que la vitesse de remplissage, la conductivité hydraulique et la rigidité du remblai sont les facteurs les plus influents sur la distribution des pressions interstitielles et des contraintes totales sur les barricades rigides. Un remplissage rapide peut être accompagné par du drainage insuffisant, et par conséquent, par des pressions interstitielles et des contraintes totales élevées. L'application de remblai en pâte (conductivité hydraulique faible) peut entraîner une pression interstitielle et une contrainte totale plus élevées sur les barricades que celles entraînées par un remblai hydraulique (conductivité hydraulique élevée). Cette conclusion ne correspond pas au point de vue de plusieurs chercheurs qui évaluent que les pressions et les contraintes totales dans un chantier avec un remblai en pâte sont peu élevées en raison du peu d'eau drainée. Li et collaborateurs (Li al. 2013; Li 2019) ont montré que la quantité d'eau de drainage n'est pas un indicateur fiable des pressions interstitielles et des contraintes totales. Les résultats ont montré aussi qu'il est plus avantageux d'augmenter la rigidité du remblai pour accélérer le drainage et la consolidation du remblai (densification ou cimentation). Cependant, un remblai plus rigide sera plus difficile à transporter par les

canalisations. Cette étude numérique a montré aussi que durant le remplissage, la position de la barricade n'a aucun impact sur la valeur maximale de la contrainte totale exercée par le remblai en pâte sur la barricade durant et après le remplissage. Ceci est dû au transfert de contraintes horizontales élevées du centre du chantier vers la barricade, malgré l'évolution de la dissipation de la pression interstitielle. Après l'arrêt de remplissage, la pression interstitielle exercée sur la barricade peut diminuer de façon significative lorsque la barricade est positionnée plus loin du chantier remblayé. C'est donc plus avantageux de positionner la barricade plus loin du point de soutirage afin de favoriser le drainage lorsque du remblai hydraulique est utilisé pour le remblayage du chantier minier.

L'évaluation de l'effet du nombre de trous de drainage sur l'évolution des pressions interstitielles et des contraintes totales sur les barricades rigides constitue un aspect original de cette étude numérique. Les résultats ont démontré que le nombre des trous de drainage affecte considérablement les contraintes horizontales et les pressions interstitielles sur les barricades à long terme. L'ajout de trous de drainage semble être très utile pour réduire les contraintes totales exercées par le remblai de pâte sur la barricade à long terme. Cependant, l'ajout de trous de drainage peut favoriser la réduction de la pression interstitielle, mais inefficace pour réduire les contraintes totales horizontales sur la barricade rigide à court terme. À mentionner que toutes les modélisations numériques ont été effectuées par Sigma/W en introduisant des éléments d'interface dont les propriétés mécaniques ont été ajustées pour arriver aux mêmes résultats obtenus avec FLAC2D pour le même problème physique sans l'introduction des éléments d'interface dans les modèles numériques. Des modélisations numériques additionnelles après la soumission du troisième article ont été réalisées. On constate qu'il faut utiliser une valeur de tolérance plus petite et un nombre d'itérations plus grand pour obtenir des résultats numériquement stables (et fiables). Pour le même problème donné avec des éléments d'interface dans le modèle numérique avec le code Sigma/W, on peut obtenir les mêmes résultats que ceux obtenus avec le code FLAC2D si la tolérance est inférieure à 0,01 % et le nombre maximum d'itérations est fixé à 50000 dans le calcul de Sigma/W.

Lors de la mise en place du remblai en pâte dans un chantier, sa consolidation par son propre poids est un processus très lent en raison de sa conductivité hydraulique très faible. Un remplissage continu et rapide du chantier remblayé peut résulter à des pressions et des contraintes élevées sur les barricades. Plusieurs études analytiques et numériques ont été réalisées pour analyser les

pressions et les contraintes dans les chantiers. Il n'y a pratiquement pas de travaux au laboratoire sur les mesures simultanées des pressions interstitielles et des contraintes totales dans un chantier remblayé. Pour cela, une étude expérimentale a été menée lors de ce projet de recherche, pour améliorer l'état des connaissances et combler les lacunes concernant la conception des barricades avec un remblai en pâte en tenant compte de l'effet de la vitesse de remplissage et du pourcentage des solides. Les résultats présentés dans cette thèse indiquent qu'une vitesse de remplissage plus rapide entraînera une génération de l'excès de pression interstitielle avec peu de consolidation et du développement des contraintes effectives. Par conséquent, les contraintes totales et les pressions interstitielles sont proches de la pression iso-géostatique selon le poids des terres jusqu'à la fin du remplissage. Des résultats similaires ont été observés lors des mesures effectuées sur le terrain par Thompson et al. (2012) dans un chantier remblayé. Ces résultats expérimentaux ont montré que le moment critique pour la conception des barricades se situe à la fin du remplissage. Les résultats expérimentaux indiquent aussi que le pourcentage des solides élevé entraînent une augmentation des contraintes totales horizontales et des pressions interstitielles durant le remplissage, ce qui devrait être évité lors du remblayage. Après l'arrêt de remplissage, le tassement final et sa durée augmentent lorsque le pourcentage des solides diminue. À moyen terme (après l'arrêt de remplissage), il est donc avantageux d'utiliser un remblai épaissi pour accélérer et réduire le tassement. Aussi, le tassement final après la fin du remplissage est lié à la teneur en solide et non à la vitesse de remplissage. Les résultats montrent que la valeur de c_v varie de 0,04 à 0,13 cm^2/s , des valeurs dans l'ordre des grandeurs rapportées par Saleh-Mbemba et Aubertin (2018) pour les mêmes résidus miniers avec un pourcentage des solides de 70%. Les résultats montrent que l'effet de blindage en raison de l'accumulation des particules solides sur les senseurs des contraintes totales peut affecter significativement les contraintes verticales mesurées. Plus de travaux sont nécessaires afin de réduire l'effet de blindage.

7.2 Recommandations

En plus des éléments inclus dans cette étude, plusieurs aspects nécessitent des recherches supplémentaires pour mieux évaluer la distribution des contraintes et le comportement du remblai dans un chantier remblayé et sur les barricades. Certains de ces aspects peuvent être identifiés comme suit :

- Modifier la solution analytique proposée dans cette thèse pour l'estimation des contraintes dans des chantiers inclinés.
- Modifier la solution analytique proposée pour tenir en compte la cohésion ainsi que lier l'angle de friction interne avec le coefficient de Poisson.
- Modifier la solution analytique proposée pour tenir en compte la variation du rayon de l'arc R avec la profondeur.
- Modifier la solution analytique proposée pour tenir compte l'évolution de la pression interstitielle avec le temps de remplissage.
- Inclure des lois de comportement plus représentatives (élasticité non linéaire, écrouissage) du comportement hydrogéomécanique des remblais dans les modèles numériques.
- Prendre en compte l'effet de l'évolution des propriétés du remblai cimenté dans le temps dans les solutions analytiques et numériques.
- Simuler plusieurs chantiers adjacents excavés et remblayés en prenant en compte l'effet du drainage, de la cimentation et des géométries réalistes à l'aide du code Sigma/W.
- Mener des simulations en 3D afin de mieux comprendre le comportement mécanique et hydrique du remblai dans les chantiers, dans les galeries et sur les barricades.
- Effectuer des simulations pour mieux comprendre l'effet des joints, fractures, fissures et structures géologiques sur la distribution des pressions interstitielles et des contraintes totales dans les chantiers remblayés et sur les barricades.
- Utiliser des outils numériques qui permettent d'effectuer de grandes déformations afin de mieux représenter la formation des étangs à la surface du remblai et le tassement dû à la consolidation sous le poids propre du remblai.
- Étudier l'effet de la distribution spatiale des trous de drainage sur la distribution des pressions interstitielles et des contraintes totales sur les barricades et dans le chantier.
- Mener une étude expérimentale dans un modèle physique représentatif (la géométrie et l'échelle) que celui utilisé dans cette étude, avec une barricade en roches stériles pour évaluer les contraintes dans le modèle et sur les barricades.
- Effectuer des essais expérimentaux en tenant compte l'effet de la cimentation
- Mener des essais expérimentaux pour mieux comprendre l'effet du blindage sur la distribution des contraintes totales dans le chantier et sur les barricades.

- Étudier l'effet de la variation du coefficient de consolidation c_v en profondeur.
- Faire plus de travaux expérimentaux en colonne ou avec des essais de consolidation standard à l'aide d'un oedomètre pour examiner la variation du coefficient de consolidation c_v en fonction de la contraintes effective verticale des résidus miniers.
- Comparer les résultats des simulations numériques avec les résultats obtenus au laboratoire ainsi à ceux obtenus *in-situ* et publiés par certains chercheurs (Grabinski, 2010; Thompson et al., 2011).

RÉFÉRENCES

- Amaratunga, L. M., & Yaschyshyn, D. N. (1997). development of high modulus Paste fill using gold mill tailings. *geotechnical and geological engineering*, 15(3), 205–219.
- Aref, K., Hassani, F. P., & Churcher, D. (1989). *A study on liquefaction potential of paste backfill*. In Proceedings 4th International Symposium on Mining with Backfill, Montreal, pp. 405–415.
- Askew, J. E., McCarthy, P. L., & Fitzgerald, D. J. (1978). *Backfill research for pillar extraction at ZC/NBHC*. Proc. 12th Can. Rock Mech. Symp., pp. 100–110.
- Atkinson, J. H., Cairncross, A. M., & James, R. G. (1974). Model tests on shallow tunnels in sand and clay. *Tunnels Tunnelling*, 6(4), 28–32.
- Aubertin, M., Fala, O., Bussière, B., Martin, V., Campos, D., Gamache-Rochette, A., Chouteau, Aubertin, M., Bussière, B., & Chapuis, R. P. (1996). Hydraulic conductivity of homogenized tailings from hard rock mines. *Canadian Geotechnical Journal*, 33(3), 470–482.
- Aubertin, M. (1999) Application de la mécanique des sols pour l'analyse du comportement des remblais miniers souterrains. Short Course (unpublished notes). *14e Colloque en Contrôle de Terrain*. Association Minière du Québec, Val-d'Or.
- Aubertin, M., Li, L., Simon, R., & Khalfi, S. (1999). Formulation and application of a short term strength criterion for isotropic rocks. *Canadian Geotechnical Journal*, 36(5), 947–960.
- Aubertin, M., Li, L., & Simon, R. (2000). A multiaxial stress criterion for short term and long term strength of isotropic rock media. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 37, 1169–1193.
- Aubertin, M., Bussière, B., & Bernier, L. (2002). *Environnement et gestion des rejets miniers*. Presses Internationales de Polytechnique, Montreal, Quebec, Canada.
- Aubertin, M., & Chapuis, R. (2002b). *Analyse des écoulements de l'eau en conditions non saturées dans les haldes à stériles*. Défis et perspectives: Symposium 2002 sur l'Environnement et les Mines, Rouyn-Noranda, Développement Économique Canada/Ministère des Ressources Naturelles du Québec/CIM. Comptes-Rendus sur CD-ROM.

- Aubertin, M., Mbonimpa, M., Jolette, D., Bussière, B., Chapuis, R.P., James, M., & Riffon, O. (2002a). *Stabilité géotechnique des ouvrages de retenue pour les résidus miniers: problèmes persistants et méthodes de contrôle*. Défis & Perspectives: Symp. 2002 sur l'environnement et les mines, Rouyn-Noranda, 3–5 novembre 2002. Développement Économique Canada/Ministère des Ressources Naturelles du Québec/CIM. Comptes-Rendus sur CD-ROM.
- Aubertin, M., Mbonimpa, M., Bussière, B., & Chapuis, R. P. (2003). A model to predict the water retention curve from basic geotechnical properties. *Canadian Geotechnical Journal*, (40), 1104–1122.
- Aubertin, M., Li, L., Arnold, S., Belem, T., Bussière, B., Benzaazoua, M., & Simon, R. (2003). *Interaction between backfill and rock mass in narrow Stopes*. *SoilRock2003*: 12th Panamerican Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering and 39th U.S. Rock Mechanics Symposium, 22–26 June 2003, Cambridge, Mass., USA, 1, 1157–1164.
- Aubertin, M., Mbonimpa, M., Bussière, B., & Chapuis, R. P. (2003). Development of a model to predict the water retention curve using basic geotechnical properties. *Rapport EPM/RT-03-01*, École Polytechnique de Montréal. 51p.
- Aubertin, M., Li, L., Belem, T., Simon, R., Harvey, A., James, M., Benzaazoua, M., & Bussière, B. (2005): *Méthodes d'estimation des pressions induites dans les chantiers remblayés*. In Symposium Rouyn-Noranda: Mines and the Environment (CD-ROM), 15–18 May 2005, Rouyn-Noranda, Canada, CIM.
- Aubertin, M., Fala, O., Molson, J., Chouteau, M., Anterrieu, O., Hernandez, M. A., Chapuis, R. P., Bussière, B., Lahmira, B., & Lefebvre, R. (2008). *Caractérisation du comportement hydrogéologique et géochimique des haldes à stériles*. Symposium 2008 sur l'environnement et les mines, 2–5 novembre 2008, Rouyn-Noranda, Canada. CIM.
- Aubertin, M., Cifuentes, E., Apithy, S., Bussière, B., Molson, J., & Chapuis, R. P. (2009). Analyses of water diversion along inclined covers with capillary barrier effects. *Canadian Geotechnical Journal*, 46 (10), 1146–1164.
- Aubertin, M., Bussière, B., James, M., Jaouhar, E. M., Martin, V., Pépin, N., Mbonimpa, M., & Chapuis, R.P. (2011). *Vers une mise à jour des critères de stabilité géotechnique pour la*

conception des ouvrages de retenues de résidus miniers. Compte-Rendu de Symposium, Rouyn-Noranda.

- Barrett, J. R., Stewart, J. E., & Brock, J. G. (1983). *Cemented gravel fill for a small underground mine*. in Proceedings of the International Symposium on Mining With Backfill, Lulea, 7–9 June, pp. 69–78.
- Barrett, J. R. (1973). *Structural aspects of cemented fill behaviour*. Proceedings of the Jubilee Symposium on Mine Filling, Mount Isa, Australia, 19–22 August, Aus. I.M.M., North West Queensland Branch, pp. 85–91.
- Becker, D. E., & Moore, I. D. (2006). Canadian manual of foundation engineering. *Canadian Geotechnical Society*, Canada.
- Belem, T., Benzaazoua, M., & Bussière, B. (2000). *Mechanical behaviour of cemented paste backfill*. Proceedings of 53th Canadian Geotechnical Conference, Montreal, Canada, pp. 373–380.
- Belem, T., Bussière, B., & Benzaazoua, M. (2001). *The effect of microstructural evolution on the physical properties of paste backfill*. Tailings and Mine Waste '01, Fort Collins, Colorado, Balkema, Rotterdam, pp. 365–374.
- Belem, T., & Benzaazoua, M. (2004). *The use of paste backfill as underground rock support: from its preparation to its underground delivery*. 5th International Symposium on Ground Support in Mining & Underground Construction. The Australian Centre for Geomechanics (ACG) and the Western Australian School of Mines (WASM). Villaescusa and Potvin Eds., Balkema, pp. 637–650.
- Belem, T., Harvey, A., Simon, R., & Aubertin, M. (2004). *Measurement and prediction of internal stresses in an underground opening during its filling with cemented fill*. Proceedings of the Fifth International Symposium on Ground Support, Perth, Australia, pp. 619–630.
- Belem, T., El-Aatar, O., Bussière, B., Benzaazoua, M., Fall, M., & Yilmaz, E. (2006). *Characterization of self-weight consolidated paste backfill*. Proceedings of 9th International Seminar on Paste and Thickened Tailings – Paste'06, 3–7 April 2006, Limerick, Ireland. R. Jewell, S. Lawson & Ph. Newman (eds), pp. 333–345.

- Belem, T., & Benzaazoua, M. (2008). Design and application of underground mine paste backfill technology. *Geotechnical and Geological Engineering*, 26(2), 147–174.
- Belem, T., & Benzaazoua, M. (2007). Underground mine paste backfill technology: applications and design methods. *Geotechnical and Geological Engineering*, 26(2), 147–174.
- Belem, T. (2009). Développement d'une méthode intégrée d'analyse de stabilité des chantiers miniers remblayés. *Rapport IRSST*, IRSST ed., R-622.
- Belem, T., Fourie, A., & Fahey, M. (2010). *Time-dependent failure criterion for cemented paste backfills*. Proceedings of the 13th International Seminar on Paste and Thickened Tailings, Nedlands, WA, 1, pp. 147–160.
- Belem, T., Peyronnard, O., & Benzaazoua, M. (2010). *A model of formulation of blended binders for use in cemented mine backfills*. Proceedings of 1st International Seminar on Reduction of Risk in the Management of Tailings and Mine Waste – Mine Waste'10, Perth, WA, Australia, pp. 1–14.
- Ben Abdelghani, F., Aubertin, M., Simon, R., & Therrien, R. (2015). Numerical simulations of water flow and contaminants transport near mining wastes disposed in a fractured rock mass. *Int. J. Min. Sci. Technol.* 25, 37–45.
- Benzaazoua, M., Ouellet, J., Servant, S., Newman, P., & Verburg, R. (1999). Cementitious backfill with high sulphur content Physical, chemical, and mineralogical characterization. *Cement and concrete research*, 29(5), 719–725.
- Benzaazoua, M., Belem, T., & Jolette, D. (2000). Investigation de la stabilité chimique et son impact sur la résistance mécanique des remblais cimentés. *Rapport IRSST*, IRSST ed., R-260, p 158 + Annexes.
- Benzaazoua, M., Belem, T., & Bussière, B. (2002). Chemical factors that influence the performance of mine sulphidic paste backfill. *Cement and Concrete Research*, 32, 1133–1144.
- Benzaazoua, M., Perez, P., Belem, T., & Fall, M. (2004). *A laboratory study of the behaviour of surface paste disposal*. Proceedings of the 8th International Symposium on Mining with Backfill. The Nonferrous Metals Society of China, Beijing, Septembre 2004, pp. 180–192.

- Benzaazoua, M., Marion, P., Picquet, I., & Bussière, B. (2004b). The use of pastefill as a solidification and stabilization process for the control of acid mine drainage. *Minerals Engineering*, 17(2), 233–243.
- Benzaazoua, M., Fall, M., & Belem, T. (2004a). A contribution to understanding the hardening process of cemented pastefill. *Minerals Engineering*, 17(2), 141–152.
- Benzaazoua, M., Bussière, B., Demers, I., Aubertin, M., Fried, É., & Blier, A. (2008). Integrated mine tailings management by combining environmental desulphurization and cemented paste backfill: Application to mine Doyon, Quebec, Canada. *Minerals Engineering*, 21(4), 330–340.
- Berthoz, N., Branque, D., Wong, H., Sabrin, D., & Humbert, E. (2013). Stress measurement in partially saturated soils and its application to physical modeling of tunnel excavation. *Canadian Geotechnical Journal*, 50(10), 1077–1087.
- Blight, G. E. (1984). Soil mechanics principals in underground mining. *J. Geotech. Eng.*, 110(5), 567–581.
- Blight, G. E. (1986). Pressure exerted by materials stored in silos. Part I: coarse materials. *Géotechnique*, 36(1), 33–46.
- Bloss, M. L., & Chen, J. (1998). *Drainage research at mount Isa mines limited 1992–1997*. Proc., 6th Int. Symp. on Mining with Backfill, M. Bloss, ed., Aus. IMM, Carlton, Victoria, Australia, pp. 111–116.
- Boudrias, G. (2018) *Évaluation numérique et expérimentale du drainage et de la consolidation de résidus miniers à proximité d'une inclusion de roches stériles* (in French). (Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal, Montréal, QC).
- Bowles, J. E. (1988). *Foundation Analysis and Design*. McGraw-Hill.
- Bowles, J. E. (1996). *Foundation analysis and design*. McGraw-Hill.
- Bussière, B. (1993). *Évaluation des propriétés hydrogéologiques de rejets miniers utilisés comme barrières de recouvrement*. (Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal, Montréal, QC).

- Bussière, B., Aubertin, M., & Chapuis, R. P. (1995). *Propriétés de résidus miniers utilisables dans les barrières de recouvrement*. 1^{er} Colloque en environnement à l'Université de Montréal, Delisle CE, Bouchard MA, André P, Zayed J (eds), 18 (51), p. 394.
- Bussière, B., Aubertin, M., & Chapuis, R. P. (2002). *A lab set-up to evaluate the hydraulic behaviour of inclined capillary barriers*. In Proceedings: Physical Modelling in Geotechniques: ICPMG '02 (Phillips, Guo & Popescu (eds.), A.A. Balkema Publishers, ISBN 90 5809 389 1, pp. 391–396.
- Bussière, B., Aubertin, M., & Chapuis, R. P. (2003). *Unsaturated flow modeling for exposed and covered tailings dams*. Proc. of Int. Symp. on Major Challenges in Tailings Dams, Montréal, 15 juin 2003, pp. 57–70.
- Bussière, B. (2007). Colloquium 2004: Hydro-geotechnical properties of hard rock tailings from metal mines and emerging geo-environmental disposal approaches. *Canadian Geotechnical Journal*, 44, 1019–1052.
- Bussière, B. (2009). *Acid mine drainage from abandoned mine sites: problematic and reclamation approaches*. International symposium on Geoenvironmental Engineering, ISGE, Hangzhou, China.
- Bussière, B., Demers, I., Dawood, I., Plante, B., Aubertin, M., Peregoedova, A., Pepin, G., Lessard, G., Intissar, R., Benzaazoua, M., Molson, J. W., Chouteau, M., Monzon, M., Laflamme, D., & Zagury, G. (2011). *Comportement géochimique et hydrogéologique des stériles de la mine Lac Tio*. Proceedings, CIM Symposium 2011 Mines & Environment, Rouyn-Noranda.
- Caceres, C. (2005). *Effect of backfill on longhole open stoping*. (Mémoire de maîtrise, University of British Columbia, Vancouver, BC).
- Chapuis, R.P., Chenaf, D., Bussière, B., Aubertin, M., & Crespo, R. (2001). A user's assessment of numerical codes for saturated and unsaturated seepage conditions. *Canadian Geotechnical Journal*, 38, 1113–1126.
- Chapuis, R. P., & Aubertin, M. (2003). On the use of the Kozeny-Carman equation to predict the hydraulic conductivity of soils. *Canadian Geotechnical Journal*, 40(3), 616–628.

- Chapuis, R. P. (2009). Numerical modeling of reservoirs or pipes in groundwater seepage. *Comput. Geotech.*, 36(5), 895–901.
- Clayton, C. R. I., & Bica, A. V. D. (1993). The design of diaphragm-type boundary total stress cells. *Geotechnique*, 43(4), 523–535.
- Cowin, S. C. (1977). The theory of static loads in bins. *Journal of Applied Mechanics*, 44: 409–412.
- Dalcé, J. B., Li, L., & Yang, P. Y. (2019). Experimental study of uniaxial compressive strength (UCS) distribution of hydraulic backfill associated with segregation. *Minerals*, 9, 147.
- Dalvi, R. S., & Pise, P. J. (2008). *Effect of arching on passive earth pressure coefficient*. The 12th Int. Conf. of Int. Association for Computer Methods and Advances in Geomechanics (IACMAG). Goa, India, October.
- Dalvi, R. S., & Pise, P. J. (2012). Analysis of arching in soil-passive state. *Indian Geotech. J.* 42 (2), 106–112.
- Darling, P. (2011). *SME mining engineering handbook*. third edition. Society for Mining, Metallurgy, and Exploration, Inc.
- Das, B. M. (1998). *Principles of geotechnical engineering*. PSW.
- De Souza, E., & Dirige, A. P. E. (2002). *Arching effects and sillmat behaviour*. Proc., 104th Annual General Meeting of the Canadian Institute of Mining Metallurgy and Petroleum. Vancouver, B.C., Canada.
- De Souza, E., Archibald, J. F., & Dirige, A. P. E. (2003). *Economics and perspectives of underground backfill practices in canadian mining*. Proceedings of the 105th Annual General Meeting of the Canadian Institute of Mining, Metallurgy and Petroleum. Montreal: CIM.
- Doherty, J. P., & Wood, D. M. (2016). Back analysis of the Kanowna Belle stope filling case history. *Comput. Geotech.*, 76, 201–211.
- EL Mkadmi, N., Aubertin, M., & Li, L. (2011). *Numerical analysis of the early response of paste backfill in a vertical stope*. CIM Conference & Exhibition 2011 - Mines without Borders, Montréal, QC, CANADA.

- El Mkadmi, N. (2012). *Analyse numérique du comportement géotechnique des remblais dans les chantiers miniers souterrains : effets du drainage et de la consolidation*. (Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal, Montréal, QC).
- El Mkadmi, N., Aubertin, M., & Li, L. (2013). Effect of drainage and sequential filling on the behavior of backfill in mine stopes. *Canadian Geotechnical Journal*, 51(1), 1–15.
- Essayad, K. (2015). *Développement de protocoles expérimentaux pour caractériser la consolidation de résidus miniers saturés et non saturés à partir d'essais de compression en colonne*. (Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal, Montréal, QC).
- Helinski, M., Fourie, A., Fahey, M., & Ismail, M. (2007). Assessment of the self-desiccation process in cemented mine backfills. *Can. Geotech. J.*, 44(10), 1148–1156.
- Hughes, P. B. (2014). *Design guidelines: underhand cut and fill cemented paste backfill sill beams*. (Thèse de doctorat, University of British Columbia, Vancouver, BC).
- Fahey, M., Helinski, M., & Fourie, A. (2009). Some aspects of the mechanics of arching in backfilled stopes. *Canadian Geotechnical Journal*, 46, 1322–1336.
- Fahey, M., Helinski, M., & Fourie, A. (2010). Consolidation in accreting sediments: Gibson's solution applied to backfilling of mine stopes. *Géotechnique* 60(11), 877– 882.
- Helinski, M., Fahey, M., & Fourie, A. (2011a). Behaviour of cemented paste backfill in two mine stopes measurements and modelling. *J. of Geotech. Geoenvi. Eng.*, 137 (2), 171–182.
- Falaknaz, N., Aubertin, M., & Li, L. (2015a). Evaluation of the stress state in two adjacent backfilled stopes within an elasto-plastic rock mass. *Geotech. Geol. Eng.*, 1–24.
- Falaknaz, N., Aubertin, M., & Li, L. (2015b). Numerical analyses of the stress distribution in two neighbouring backfilled stopes. *Int. J. Geomech.*, 1019–1052.
- Falaknaz, N., Aubertin, M., & Li, L. (2015c). Numerical investigation of the geomechanical response of adjacent backfilled stopes. *Can. Geotech. J.*, 52(10), 1507–1525.
- Fall, M., Benzaazoua, M., & Ouellet, S. (2004). *Effect of tailings properties on paste backfill performance*. Proceedings of the 8th International Symposium on Mining with Backfill, Beijing, China (pp. 193–202) The Nonferrous Metals Society of China.

- Fall, M., & Benzaazoua, M. (2005). Modeling the effect of sulphate on strength development of paste backfill and binder mixture optimization. *Cement and Concrete Research*, 35(2), 301–314.
- Fall, M., Belem, T., & Benzaazoua, M. (2005). *The compressive and tensile properties of underground paste backfill*. 58th Canadian Geotechnical and 6th Joint IAH-CNC and CGS Groundwater Specialty Conferences. Saskatoon, Saskatchewan September 18–21, 2005.
- Fall, M., Benzaazoua, M., & Ouellet, S. (2005a). Experimental characterization of the effect of tailings fineness and density on the quality of cemented paste backfill. *Journal of Minerals Engineering*. 18 (1), 41–44.
- Fall, M., Benzaazoua, M., & Saa, E. (2008). Mix proportioning of underground cemented tailings backfill. *Tunnelling and Underground space technology*, 23(1), 80–90.
- Fall, M., & Samb, S. (2009). Effect of high temperature on strength and microstructural properties of cemented paste backfill. *Fire Safety Journal*, 44(4), 642–651.
- Fall, M., Adrien, D., Celestin, J. C., Pokharel, M., & Toure, M. (2009). Saturated hydraulic conductivity of cemented paste backfill. *Minerals Engineering*, 22(Compendex), 1307–1317.
- Farsangi, P. N. (1996). *Improving cemented rockfill design in open stoping*. (Thèse de doctorat, McGill University, Montreal, QC).
- Fourie, A., Fahey, H., & Helinski, M. (2007). Using effective stress theory to characterize the behaviour of backfill. *CIM Bulletin*; 100(1103),1–9.
- Geo-Slope, (2007). *Stress-deformation modeling with SIGMA/W 2007*. 3rd ed. GEO-SLOPE International Ltd.
- Gibson, R. E. (1958), The progress of consolidation in a clay layer increasing in thickness with time, *Géotechnique*, 8(4), 171–182.
- Godbout, J., Bussière, B., Aubertin, M., Belem, T., & Benzaazoua, M. (2004). *Évolution des propriétés de rétention d'eau des remblais miniers cimentés en pâte durant le curage*. Proceeding of 57th Canadian Geotechnical Conf. and 5th Joint CGS-IAH Conf., *Canadian Geotechnical Society*, Quebec City, Session 4G, pp. 15–22.

- Godbout, J., Bussière, B., Aubertin, M., & Belem, T. (2007). *Evolution of cemented paste backfill saturated hydraulic conductivity at early curing time*. In Proceedings of the 60th Canadian Geotechnical Conference and the 8th Joint CGS/IAH-CNC Groundwater Conference, Ottawa, Ont., 21–24 October 2007, pp. 2230–2236.
- Goel, S., & Patra, N. R. (2008). Effect of Arching on Active earth pressure for Rigid Retaining Walls Considering Translation Model. *International Journal of Geomechanics*, ASCE, 8(2), 123–133.
- Grabinsky, M. W. (2010). *In situ monitoring for ground truthing paste backfill designs*. Proceedings of the 13th International Seminar on Paste and Thickened Tailings, 3–6 May 2010, Toronto, Ontario, Canada.
- Grabinsky, M., Thompson, B. D., & Bawden, W. F. (2011). *In-situ measurements of paste backfill pressure in a narrow, dipping stope*. Pan-Am CGS Geotechnical Conference, 2–6 October 2011, Toronto.
- Grice, T. (1998). *Stability of hydraulic backfill barricades*. In MineFill'98: Proceedings of the 6th International Symposium on Mining and Backfill, Brisbane, Australia. Edited by M. Bloss. AusIMM, pp. 117–120.
- Grice, T. (2001). *Recent mine developments in Australia*. In MineFill'2001: Proceedings of the 7th International Symposium on Mining with Backfill, pp. 351–357.
- Handy, R. (1985). The arch in soil arching. *Journal of Geotechnical Engineering ASCE*, 3(111), 302–318.
- Harrop-Williams, K. (1989). Arch in soil arching. *Journal of Geotechnical Engineering*, 115(3), 415–419.
- Hartlen, J., Nielsen, J., Ljunggren, L., Martensson, G., & Wigram, S. (1984). The wall pressure in large grain silos. *Swedish Council for Building Research*, Stockholm.
- Harvey, A. (2004). *Étude comparative des contraintes triaxiales dans le remblai en pâte selon la portée des chantiers*. (Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal, Montréal, QC).

- Hassani, F., & Archibald, J. (1998). Mine backfill. CD-Rom, *Canadian Institute of Mine, Metallurgy and Petroleum*.
- Hassani, F. P., Fotoohi, K., & Doucet, C. (1998). Instrumentation and backfill performance in a narrow vein gold mine. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 35(4 – 5), 392.
- Hassani, F. P., Ouellet, J., & Hossein, M. (2001). Strength development in underground high-sulphate paste backfill operation. *CIM Bulletin*, 94 (1050), 57–62.
- Hazen, A. (1930). *Water supply*. American Civil Engineers Handbook. Wiley, New York.
- Helinski, M. (2007). *Mechanics of mine backfill*. (Thèse de doctorat, The University of Western Australia, Perth).
- Helinski, M., & Grice, A. G. (2007). *Water management in hydraulic fill operations*. In Proceedings of the 9th International Symposium in Mining with Backfill, Montréal, Que, 29 April – 2 May 2007. Canadian Institute of Mining, Metallurgy and Petroleum (CIM).
- Helinski, M., Fahey, M., & Fourie, A. (2010). Coupled two-dimensional finite element modelling of mine backfilling with cemented tailings. *Canadian Geotechnical Journal*, 47(11), 1187–1200.
- Helinski, M., Fahey, M., & Fourie, A. (2011a). Behaviour of cemented paste backfill in two mine stopes measurements and modelling. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 137 (2). 171–182.
- Helwany, S. (2007). *Applied soil mechanics with ABAQUS applications*. John Wiley & Sons, Inc., USA.
- Henderson, A., Jardine, G., & Woodall, C. (1998). *The Implementation of paste fill at the Henty Gold mine*. Minefill 1998: Proceedings of the 6th International Symposium on Mining with Backfill, Brisbane (Australia), M. Bloss Ed., Australian IMM (Brisbane), 14–16 April, pp. 229–304.
- Herget, G., & De Korompay, V. (1978). *In-situ drainage properties of hydraulic backfills*. Canadian Rock Mechanic Symp., Proc. 12th Mining with Backfill, Sudbury, Ontario, 23–25 May, CIM Special Volume 19, pp.117–123.

- Hiramatsu, Y., & Oka, Y. (1962). Stress around a shaft or level excavated in ground with a three-dimensional stress state. *Mem. Fac. Eng. Kyoto Univ*, 24, 56–76.
- Hiramatsu, Y., & Oka, Y. (1968). Determination of the stress in rock unaffected by boreholes or drifts, from measured strains or deformations. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 5(4), 337–353.
- Hustrulid, W., Qianyan, Y., & Krauland, N. (1989). *Modeling of cutand- fill mining systems*. Näsleden revisited. Innovation in mining backfill technology, F. P. Hassani, M. J. Scoble, and T. R. Yu, eds., Balkema, Rotterdam, The Netherlands, 147–164.
- Hustrulid, W., & Bullock, R. (2001). *Underground mining methods: engineering fundamentals and international case studies*, Littleton, CO. Society of Mining, Metallurgy and Exploration, p. 627–634.
- Huynh, L., Beattie, D. A., Fornasiero, D., & Ralston, J. (2006). Effect of polyphosphate and naphthalene sulfonate formaldehyde condensate on the rheological properties of dewatered tailings and cemented paste backfill. *Minerals Engineering*, 19(1), 28–36.
- Iglesia, G. R., Einstein, H. H., & Whitman, R. V. (1999). Determination of vertical loading on underground structures based on an arching evolution concept. In *Geo-engineering for Underground Facilities*. Geo- Institute of the American Society of Civil Engineers (ASCE), Reston, Pp 495–506.
- Itasca. (2002). *Itasca Consulting Group Inc. User's guide, theory and background*. Fast Lagrangian Analysis of Continua, Minneapolis, Minnesota.
- Jahanbakhshzadeh, A. (2016). *Analyse du comportement géomécanique des remblais miniers dans des excavations souterraines inclinées*. (Thèse de doctorat, École Polytechnique de Montréal, Montreal,).
- Jahanbakhshzadeh, A., Aubertin, M., & Li, L. (2017a). A new analytical solution for the stress state in inclined backfilled mine stopes. *Geotechnical and Geological Engineering*, 35(3), 1151–1167.

- Jahanbakhshzadeh, A., Aubertin, M., & Li, L. (2018a). Three-dimensional stress state in inclined backfilled stopes obtained from numerical simulations and new closed-form solution. *Canadian Geotechnical Journal*, 55(6), 810–828.
- Jahanbakhshzadeh, A., Aubertin, M., & Li, L. (2018b). Analysis of the stress distribution in inclined backfilled stopes using closed-form solutions and numerical simulations. *Geotechnical Geological Engineering*, 36(2), 1011–1036.
- Jaky, J. (1944). The coefficient of earth pressure at rest. *J. Soc. Hungarian Architect and Engineering*, 7, 355–358.
- Jaky, J. (1948). *Pressure in silos*. Proceedings of the 2nd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rotterdam: Balkema, pp. 103–107.
- Janssen, H. A. (1895). Versuche uber Getreidedruck in Silozellen. *Z Verein Ingenieure* 39, 1045–1049.
- Jaouhar, E. M., Li, L., & Aubertin, M. (2018). An analytical solution for estimating the stresses in vertical backfilled stopes based on a circular arc distribution. *Geomech. Eng.*, 15(3), 889–898.
- Jaouhar, E. M., & Li, L. (2019). Effect of drainage and consolidation on the pore water pressures and total stresses within backfilled stopes and on barricades. *Advances in Civil Engineering.*, Article ID 1802130, Volume 2019.
- Kermani, M. (2012). *An investigation into the mechanical properties of gelfill*. (Thèse de doctorat, McGill University, Montreal, QC).
- Kesimal, A., Ercikdi, B., & Yilmaz, E. (2003). The effect of desliming by sedimentation on paste backfill performance. *Minerals Engineering*, 16(10), 1009–1011.
- Kesimal, A., Yilmaz, E., & Ercikdi, B. (2004). Evaluation of paste backfill test results obtained from different size slumps with varying cement contents for sulphur-rich mill tailings. *Cem. Concr. Res.*, 34, 1817–1822.
- Kesimal, A., Yilmaz, E., Ercikdi, B., Alp, I., & Deveci, H. (2005). Effect of properties of tailings and binder on the short-and long-term strength and stability of cemented paste backfill. *Materials Letters*, 59(28), 3703–3709.

- Klein, K., & Simon, D. (2006). Effect of specimen composition on the strength development in cemented paste backfill. *Canadian Geotechnical Journal*, 43, 310–324
- Knutsson, S. (1981). *Stresses in the hydraulic backfill from analytical calculations and in-situ measurements*. In O. Stephansson & M.J. Jones (eds), *Proceedings of the Conference on the Application of Rock Mechanics to Cut and Fill Mining*, pp. 261–268. Institution of Mining and Metallurgy.
- Kutzner, C. (1997). *Earth and rockfill dams: Principles of design and construction*. Balkema. Rotterdam.
- Ladanyi, B., & Hoyaux, B. (1969). A study of the trap-door problem in a granular mass. *Can. Geotech. J.*, 6(1), 1–14.
- Landriault, D., Lidkea, W. (1993). *Paste fill and high density slurry fill*. Proceedings of the International Congress on Mine Design. Queens University. Canada.
- Landriault, D. (1995). *Proceedings of 97th annual general meeting of CIM*. Rock Mechanics and Strata Control Session. Halifax, Nova Scotia, May 14–18, 1995, pp 229–238.
- Landriault, D.A. (1995). *Paste backfill mix design for Canadian underground hard rock mining*. in FP Hassani, & P Mottahed (eds), *Proceedings of the 97th Annual General Meeting of the CIM Rock Mechanics and Strata Control Session*, CD-ROM, Canadian Institute Mining, Metallurgy and Petroleum, Westmount.
- Landriault, D. A., Brown, R. E., & Counter, D. B. (1998). *Paste backfill study for deep mining at Kidd Creek*. In proceedings CIM Montreal 98, A vision for the future, 100th Annual General Meeting and CIM Tradex 98, held at Montreal, May 3–7, 1998 (CD-rom), Montreal: CIM.
- Landriault, D. (2000). *What is thickened tailings and what is paste*. Paste 2000 workshop, Perth, Australia.
- Le Roux, K., Bawden, W., & Grabinsky, M. (2004). *Liquefaction analysis of early age cemented paste backfill*. Eighth International Symposium on Mining with Backfill (Minefill 2004), Beijing, China (pp. 233–241).

- Lee, C. (2015). Paste backfill system implementation from concept design through to operation. Symposium Rouyn-Noranda sur l'environnement et les mines, 14–17 juin 2015, Rouyn-Noranda, Qc. CIM.
- Li, L. (1997). *Etude experimental du comportement hydromecanique d'une fracture*. (Thèse de doctorat, Paris 7 University, Paris, France).
- Li, L., Aubertin, M., Simon, R., Bussière, B., & Belem, T. (2003). *Modelling arching effects in narrow backfilled stopes with FLAC*. Proceedings of the 3th International FLAC symposium, 21–24 October 2003, Sudbury, Ontario, Canada, pp. 211–219.
- Li, L., Aubertin, M., Belem, T., Simon, R. James, M., & Bussière, B. (2004). *A 3D analytical solution for evaluating earth pressures in vertical backfilled Stopes*. 57th Canadian Geotechnical Conference and the 5th joint CGS- IAH Conference, 24–27 October 2004, Quebec City, Session 6F, pp. 41–48.
- Li, L., Aubertin, M., & Belem, T. (2005). Formulation of a three-dimensional analytical solution to evaluate stresses in backfilled vertical narrow openings. *Can. Geotech. J.*, 42(6), 1705–1717.
- Li, L., Aubertin, M., & Belem, T. (2005). Development of a 3D analytical solution to evaluate stresses in backfilled vertical Openings. *Technical report EPM- RT. 2005-04*, Ecole Polytechnique de Montreal.
- Li, L., Aubertin, M., Simon, R., & Bussière, B. (2005). Formulation and Application of a General Inelastic Locus for Geomaterials With Variable Porosity. *Canadian Geotechnical Journal*, 42, 601–623.
- Li, L., & Aubertin, M. (2008). An improved method for estimating the stress state in subvertical backfilled Stopes. *Canadian Geotechnical Journal*, 45(10), 1487–1496
- Li, L., Aubertin, M., Shirazi, A., Belem, T., & Simon, R. (2007). *Stress distribution in inclined backfilled stopes*. Proc., 9th Int. Symp. In Mining with Backfill _CD-ROM_, CIM, Montreal, Québec.
- Li, L., Aubertin, M., Shirazi, A., Belem, T., Simon, R. (2007). *Stress distribution in inclined backfilled stopes*. 9th International Symposium in Mining with Backfill, April 29- May 2,

2007, Montreal, Quebec, Canada. *Canadian Institute of Mining, Metallurgy and Petroleum (CIM)*. 204.

- Li, L., Aubertin, M., & Belem, T. (2005). Formulation of a three-dimensional analytical solution to evaluate stress in backfilled vertical narrow openings. *Canadian Geotechnical Journal*, 42(6), 1705–1717, (with Erratum 43(3), 338–339).
- Li, L., & Aubertin, M. (2008). An investigation of the stress state in inclined stopes backfilled using FLAC -2D. *Technical report EPM- RT -2008 -01*, Ecole Polytechnique de Montreal.
- Li, L., & Aubertin, M. (2008). An improved analytical solution to estimate the stress state in sub-vertical backfilled stopes. *Canadian Geotechnical Journal*, 45(10), 1487–1496.
- Li, L., & Aubertin, M. (2009). An elastoplastic evaluation of the stress state around cylindrical openings based on a closed multiaxial yield surface. *International journal for numerical and analytical methods in geomechanics*, 33(2), 193–213,
- Li, L., & Aubertin, M. (2009a). Numerical investigation of the stress state in inclined backfilled Stopes. *International Journal of Geomechanics*, 9(2), 52–62.
- Li, L., & Aubertin, M. (2009b). A three-dimensional analysis of the total and effective stresses in submerged backfilled Stopes. *Geotechnical and Geological Engineering*, 27(4), 559–569.
- Li, L., & Aubertin, M. (2009c). Influence of water pressure on the stress state in backfill with Cohesionless Stopes. *Geotechnical and Geological Engineering*, 27(1), 1–11.
- Li, L., & Aubertin, M. (2009d). Horizontal pressure on barricades for backfilled stopes. Part I: Fully drained conditions. *Canadian Geotechnical Journal*, 46 (1), 37–46.
- Li, L., & Aubertin, M. (2009e). Horizontal pressure on barricades for backfilled stopes. Part II: Submerged conditions. *Canadian Geotechnical Journal*, 46 (1), 47–56.
- Li, L., & Aubertin, M. (2010). An analytical solution for the nonlinear distribution of effective and total stresses in vertical backfilled stopes. *Geomechanics and Geoengineering: An International Journal*, 5(4), 237 — 245.

- Li, L., Aubertin, M., & Shirazi, A. (2010). Implementation and application of a new elastoplastic model based on a multiaxial criterion to assess the stress state near underground openings. *Int. J. Geomech.* 10(1), 13–21.
- Li, L., & Aubertin, M. (2011). Limit equilibrium analysis for the design of back- filled stope barricades made of waste rock. *Canadian Geotechnical Journal*, 48(11), 1713–1728.
- Li, L., Alvarez, I. C., & Aubertin, J. D. (2013). Self-weight consolidation of a slurried deposition: Tests and interpretation. *Int. J. Geotech. Eng.*, 7(2), 205–213.
- Li, L., Aubertin, J. D., & Dubé, J. S. (2014). Stress distribution in a cohesionless backfill poured in a silo. *Open Civil Eng. J.*, 8, 1–8.
- Li, L., & Aubertin, M. (2015). Numerical analysis of the stress distribution in symmetrical backfilled trenches with inclined walls. *Ind. Geotech. J.*, 45(3), 278–290.
- Li, L. (2019). Vers une conception de barricades plus sécuritaire dans les mines — Étude de l'interaction entre le remblai et les structures encaissantes. *Report IRSST*, IRSST ed., R-1051: 2019, pp 99.
- Liu, G. S., Li, L., Yang, X. C., & Guo, L. J. (2017). Numerical analysis of stress distribution in backfilled stopes considering interfaces between the backfill and rock walls. *Int. J. Geomech.*, 17(2): 06016014
- Marston, A., & Anderson, A. O. (1913). The theory of loads on pipes in ditches and tests of cement and clay drain tile and sewer pipe. *Bulletin No. 31*, Iowa Engineering Experiment Station, Ames, Iowa.
- Marston, A. (1930). The theory of external loads on closed conduits in the light of latest experiments. *Bulletin 96*, Iowa Engineering Experiment Station, Ames, Iowa.
- Mbonimpa, M., Aubertin, M., Chapuis, R. P., & Bussière, B. (2002). Practical pedotransfer functions for estimating the saturated hydraulic conductivity. *Geotechnical and Geological Engineering*, 20, 235–259.
- McCarthy, D. F. (1993). *Essentials of soil mechanics and foundations: Basic geotechnics*. 4th ed. Prentice Hall Books.

- McCarthy, D. F. (1988). *Essentials of soil mechanics and foundations: basic geotechnics*. Upper Saddle River, Prentice Hall, New Jersey.
- Millette, D., Chen, L. J., & Aunor, A. (1998). *Paste backfill production using CANMET's silo technology*. in Proceedings: Sixth International Symposium on Mining with Backfill. Brisbane, April 14–16, 1998, pp. 25–28.
- Millette, D., Chen, L. J., & Annor, A. (1995). Preparation of paste backfill using full stream tailings with the CANMET system. Paste Backfill Seminar. Val d'Or, Quebec, Division Report MRL-95-140.
- Mitchell, R., Smith, J., & Libby, D. (1975). Bulkhead pressures due to cemented hydraulic mine backfills. *Canadian Geotechnical Journal*, 12(3), 362–371.
- Mitchell, R. J. (1989). *Stability of classified tailings backfills containing reinforcements*. *Innovations in Mining Backfill Technology*, Hassani et al. (eds), pp. 237–246, Balkema, Rotterdam.
- Newman, P. (1992). *The preparation and transportation of paste backfill*. (Thèse de doctorat, McGill University, Montreal, QC).
- Newman, C. R. (2018). *Numerical analysis of stress distributions for multiple backfilled stopes*. (Thèse de doctorat, University of Kentucky).
- Ono, K., & Yamada, M. (1993). Analysis of arching action in granular mass. *Geotechnique*, 43(1), 105–120.
- Ooi, J. Y., & Rotter, J. M. (1990). Wall pressures in squat steel silos from simple finite element analysis. *Computations and Structures*, 37(4), 361–374.
- Ouellet, J., Benzaazoua, M., & Servant, S. (1998a). *Mechanical, mineralogical and chemical characterisation of paste backfill*. Proceeding of the 4th International Conference on Tailings and Mine Waste, Rotterdam, Balkema, pp. 139–146.
- Ouellet, S., Bussière, B., Benzaazoua, M., Aubertin, M., Fall, M., & Belem, T. (2003). *Sulphide reactivity within cemented paste backfill: oxygen consumption test results*. The 56th Annual Canadian Geotechnical Conference and 4th joint IAH-CNC/CGS Conference, Winnipeg, Manitoba, Canada. September 28 to October 1, 2003.

- Ouellet, S., Bussière, B., Mbonimpa, M., Benzaazoua, M., & Aubertin, M. (2006). Reactivity and mineralogical evolution of an underground mine sulphidic cemented paste backfill. *Minerals Engineering*, 19(5), 407–419.
- Ouellet, S., Bussière, B., Aubertin, M., & Benzaazoua, M. (2007). Microstructural evolution of cemented paste backfill: Mercury intrusion porosimetry test results. *Cement and Concrete Research*, 37(12), 1654–1665.
- Paik, K., & Salgado, R. (2003). Determination of bearing capacity of open-ended piles in sand. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 129(1), 46–57.
- Paik, K. H., & Salgado, R. (2003). Estimation of active earth pressure against rigid retaining walls considering arching effects. *Geotechnique*, 53(7), 643–653.
- Pedroni, L. (2011). *Étude expérimentale et numérique de la sédimentation et de la consolidation des boues de traitement des eaux acides*. (Thèse de doctorat, École Polytechnique de Montréal, Montreal).
- Pirapakaran, K., & Sivakugan, N. (2006). *Numerical and experimental studies of arching effects within mine fill slopes*. In: Proceedings of the Sixth International Conference on Physical Modelling in Geotechnics (2), From: 6th International Conference on Physical Modelling in Geotechnics, Hong Kong.
- Pirapakaran, K., & Sivakugan, N. (2007a). A laboratory model to study arching within a hydraulic fill stope. *Geotech Test J.*, 30(6), 496–503.
- Pirapakaran, K., & Sivakugan, N. (2007b). Arching within hydraulic fill stopes. *Geotech. Geologic. Eng.*, 25(1), 25–35.
- Pirapakaran, K. (2008). *Load-deformation characteristics of minefills with particular reference to arching and stress developments*. (Thèse de doctorat, James Cook University, Townsville, Australia).
- Potvin, Y., Thomas, E. G., & Fourie, A. B. (2005). *Handbook on mine fill*. Australian Centre for Geomechanics. ACG, Perth, Australia.
- Qi, C., Chong, X., & Feng, Y. (2019a). Constitutive modelling of cemented paste backfill: A data-mining approach. *Construction and Building Materials* 197, 262–270.

- Qi, C., Fourie, A., Chen, Q., & Liu, P. (2019b). Application of first-principles theory in ferrite phases of cemented paste backfill.” *Minerals Engineering* 133, 47–51.
- Qi, C., Tang, X., Dong, X., Chen, Q., Fourie, A., & Liu, E. (2019c). Towards intelligent mining for backfill: A genetic programming-based method for strength forecasting of cemented paste backfill.” *Minerals Engineering* 133, 69–79.
- Rankine, K. J. (2006). *An investigation into the drainage characteristics and behaviour of hydraulically placed mine backfill and permeable minefill barricades*. (Thèse de doctorat, James Cook University, Townsville, Australia).
- Rankine, R., & Sivakugan, N. (2007). Geotechnical properties of cemented paste backfill from Cannington Mine. Australia. *Geotechnical and Geological Engineering*, 25(4), 383–393.
- Rankine, R. M. (2004). *The geotechnical and static stability analysis of Cannington mine paste backfill*. (Thèse de doctorat, James Cook University, Townsville, Australia).
- Rankine, W. J. M. (1857). *On the stability of loose earth*. Royal Society Publishing. London. UK, pp 19.
- Revell, M. B. (2004). *Paste – How strong is it*. In Proceedings of the 8th International Symposium on Mining with Backfill, September 2004, Beijing, The Nonferrous Metals Society of China, pp. 286–294.
- Revell, M. B., & Sainsbury, D. P. (2007). Advancing paste fill bulkhead design using numerical modeling.” *Minefill 2007*, Montreal, Quebec.
- Revell, M. B., & Sainsbury, D. P. (2007). *Pastefill bulkhead failures*. in Proceedings Ninth International Symposium in Mining with Backfill, Montréal, Quebec, 29 April – 2 May 2007, Canadian Institute of Mining, Metallurgy and Petroleum (CIM), Montréal, Quebec.
- Saleh-Mbemba, F., & Aubertin, M., (2018). Characterization of self-weight consolidation of fine-grained mine tailings using moisture sensors. *Geotechnical Testing Journal*, 41(3), 543–554.
- Selig, E. T. (1980). Soil stress gage calibration. *Geotechnical Testing Journal*, 3(4), 153-158.
- Shahsavari, M., & Grabinsky, M. (2015). *Mine backfill pore water pressure dissipation: numerical predictions and field measurements*. Proceedings of the 68th Canadian Geotechnical Conference, Quebec City, Canada. CGS.

- Singh, S., Shukla, S. K., & Sivakugan, N. (2011). Arching in inclined and vertical mine stopes. *Geotech. Geologic. Eng.*, 29(5), 685–693.
- Sivakugan, N., Rankine, R. M., Rankine, K. J., & Rankine, K. S. (2006a). Geotechnical considerations in mine backfilling in Australia. *J. Cleaner Prod.*, 14(12–13), 1168–1175.
- Sivakugan, N., & Rankine, K. (2006). A simple solution for drainage through a 2-dimensional hydraulic fill stope. *Geotechnical and Geological Engineering*, 24, 1229–1241.
- Sivakugan, N. (2008). Drainage issues and stress developments within hydraulic fill mine stopes. *Australian Journal of Civil Engineering*, 5(1), 61–70.
- Sivakugan, N., & Widesinghe, S. (2013). Stresses within granular materials contained between vertical walls.” *Indian Geotech. J.*, 43(1), 30–38.
- Sivakugan, N., Rankine, K., Lovisa, J., & Hall, W. (2013). Flow rate computations in hydraulic fill mine stopes. *Indian Geotechnical Journal*, 43 (3). 195–202.
- Sivakugan, N., Widesinghe, S., & Wang, V. Z. (2014). Vertical stress determination within backfilled mine stopes.” *Int. J. Geomech.*, 14(5): 06014011.
- Salençon, J. (1969). Contraction quasi-statique d’une cavité à symétrie sphérique ou cylindrique dans un milieu elastoplastique. *Annales des ponts et chaussées*, 4, 231-236.
- Slade, N. M. (2010). *Paste backfill — adding value to underground mining*. in R Jewell & AB Fourie (eds), Proceedings of the Thirteenth International Seminar on Paste and Thickened Tailings, *Australian Centre for Geomechanics*, Perth, pp. 99–109.
- Sobhi, M.A. (2014). *Analyse numérique du coefficient de pression latérale des terres et des contraintes dans les chantiers miniers*. (Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal, Montreal,).
- Sobhi, M. A., Li, L., & Aubertin, M. (2017). Numerical investigation of earth pressure coefficient along central line of backfilled stopes. *Can. Geotech. J.*, 54, 138–145.
- Sokolovoski, V. V. (1965). *Statics of granular media*. Translated from Russian by Lusher J.K., Oxford: Pergamon Press.

- Spangler, M. G. (1962). *Section 11: Culverts and conduits. Foundation engineering*. Leonards G.A., ed. New York: McGraw-Hill.
- Talesnick, M. (2005). Measuring soil contact pressure on a solid boundary and quantifying soil arching. *Geotechnical Testing Journal*, 28(2), 171-179.
- Take, W., & Valsangkar, A. (2001). Earth pressures on unyielding retaining walls of narrow backfill width. *Canadian Geotechnical Journal*, 38(6), 1220–1230.
- Terzaghi, K., Peck, R. B., & Mesri, G. (1996). *Soil mechanics in engineering practice*. Third edition. John Wiley and Sons, New York, 1967, 592 pages.
- Terzaghi, K. (1943). *Theoretical soil mechanics*. John Wiley & Sons, New York.
- Thompson, B. D., Grabinsky, M. W., Counter, D. B., & Bawden, W. F. (2009). *In-situ measurements of cemented paste backfill in longhole stopes*. In ROCKENG09: 3rd CANUS Rock Mechanics Symposium, Edited by M. Diederichs and G. Grasselli. Toronto, Canada.
- Thompson, B. D., Bawden, W. F., & Grabinsky M. W. (2010). *Monitoring barricade performance in a cemented paste backfill operation*. Proceedings of the 13th International Seminar on Paste and Thickened Tailings, Toronto2010, pp. 185.
- Thompson, B. D., Bawden, W. F., & Grabinsky, M. W. (2010a). *Paste Backfilling Field Work: Detailed Analysis*. Paste2010 Workshop. Toronto, Ontario.
- Thompson, B. D., Bawden, W. F., & Grabinsky, M. W. (2011a). In-situ pressures in cemented paste backfill – a review of fieldwork from three mines. 14th International Seminar on Paste and Thickened Tailings, Perth, Australia.
- Thompson, B. D., Bawden, W. F., & Grabinsky, M. W. (2011b). In-situ monitoring of cemented paste backfill pressure to increase backfilling efficiency. *Canadian Institute of Mining Journal*, 2(4): 1–10.
- Thompson, B. D., Bawden, W. F., & Grabinsky, M. W. (2012). In situ measurements of cemented paste backfill at the Cayeli Mine. *Can. Geotech. J.*, 49(7), 755–772.
- Thompson, B. D., Hunt, T., Malek F., Bawden, W. F., & Grabinsky, M. W. (2014a). *In-Situ behaviour of cemented hydraulic and paste backfills and the use of instrumentation in*

- optimizing efficiency*. in Proceedings of the 11th International Symposium on Mining with Backfill, Perth, Australia, 20-22 May 2014. Australian Centre for Geomechanics, pp. 337-350.
- Thompson, B. D., Bawden, W. F., Murray, B. B., & Grabinsky, W. (2017). *In situ backfill monitoring – lessons learned and a new case study*. 12th International Conference on Mining with Backfill 2017, Denver, Colorado.
- Ting, C. H., Shukla, S. K., & Sivakugan, N. (2011). Arching in soils applied to inclined mine stopes. *Int. J. Geomech.*, 11(1), 29–35.
- Ting, C. H., Sivakugan, N., & Shukla, S. K. (2012). Laboratory simulation of the stresses within inclined stopes. *Geotech. Testing J.*, 35 (2), 280–294.
- Ting, C. H., Sivakugan, N., Read, W., & Shukla, S. K. (2014). Analytical expression for vertical stress within an inclined mine stope with non-parallel walls. *Geotech. Geol. Eng.*, 32, 577–586.
- Van Horn, D. (1963). *A study of loads on underground structures*. Part III, Iowa Engineering Experiment Station.
- Villaescusa, E., Li, J., Windsor, C. R., & Seto, M. (2006). *A comparison of overcoring and AE stress profiles with depth in Western Australian Mines*. Proc. Int. Conf. In-situ Rock Stress, Lu, Li, Kjørholt & Dahle (Eds), Taylor & Francis Group, Trondheim, pp. 223–228.
- Winch, C. (1999). *Geotechnical characteristics and stability of paste backfill at BHP Cannington Mine*. (Thèse de baccalauréat, James Cook University, Townsville, Australia).
- Witteman, M., & Simms, P. (2010). *Hydraulic response of cemented paste backfill during and after hydration*. In: Proceedings of the 13th International Seminar on Paste and Thickened Tailings, Toronto, Ontario, Canada, May 3–6, pp. 199–208.
- Wood, D. M., Doherty, J. P., & Walske, M. L. (2016). Deposition and selfweight consolidation of a shrinking fill. *Géotechnique Letters*, 6(1), 72–76.
- Yan, B. X., Zhu, W. C., Hou, C., & Guan, K. (2019). A three dimensional analytical solution to the arching effect in inclined backfilled stopes. *Geomechanics and Geoengineering*, 14(2), 136–147, DOI: 10.1080/17486025.2019.1574031

- Yang, K. H., & Liu, C. N. (2007). Finite element analysis of earth pressures for narrow retaining walls." *J. GeoEng.*, 2(2), 43–52.
- Yang, P., Li, L., Aubertin, M. (2016). Stability analyses of waste rock barricades designed to retain paste backfill. *International Journal of Geomechanics*, 17(3).
- Yang, P., Li, L., & Aubertin, M. (2017). Stress ratios in entire mine stopes with cohesionless backfill: a numerical study. *Minerals*, 7(201).
- Yang, P., Li, L., Aubertin, M., Brochu-Baekelmans, M., & Ouellet, S. (2017). Stability analyses of waste rock barricades designed to retain paste backfill." *Int. J. Geomech.* 17(3), 04016079-1–13.
- Yang, P. Y., & Li, L. (2017). Evolution of water table and pore-water pressure in stopes with submerged hydraulic fill." *In. J. Geomech*, 17(9).
- Yang, P. Y., Li, L., & Aubertin, M. (2018). Theoretical and numerical analyses of earth pressure coefficient along the centerline of vertical openings with granular fills. *Appl. Sci.* 2018, 8, 1721; doi:10.3390/app8101721
- Yilmaz, E., Kesimal, A., & Ercikdi, B. (2003a). The factors affecting the strength and stability of paste backfill. *Turkish Journal of Earth Sciences*, 28(2), 155–169.
- Yilmaz, E., Kesimal, A., & Ercikdi, B. (2003b). *Strength properties in varying cement dosages for paste backfill samples*. In: Proceedings of the 10th International Symposium on Tailings and Mine Waste, Vail, Colorado, USA, October 12–15, pp. 109–114.
- Yilmaz, E., Kesimal, A., & Ercikdi, B. (2004a). Evaluation of acid producing sulphidic mine tailings as a paste backfill. *Earth Science Review*, 17(1), 11–19.
- Yilmaz, E., Kesimal, A., & Ercikdi, B. (2004b). *Strength development of paste backfill samples at long term by using two different binders*. In: Proceedings of the 8th International Symposium on Mining with Backfill, Beijing, China, Sept. 19–21, pp. 281–285.
- Yilmaz, E., Kesimal, A., Ercikdi, B., Benzaazoua, M., Belem, T., & Bussière, B. (2005). *Short and long terms strength performance of cemented paste backfill*. In: Proceedings of the 19th International Mining Congress, Izmir, Turkey, June 9–12, pp. 11–17.

- Yilmaz, E., Belem, T., Benzaazoua, M., Kesimal, A., & Ercikdi, B. (2007). Evaluation of the strength properties of deslimed tailings paste backfill. *The International Journal of Minerals Resources Engineering*, 12(2), 129–144.
- Yilmaz, E. (2010). *Investigating the Hydrogeotechnical and Microstructural Properties of Cemented Paste Backfill using the CUAPS Apparatus*. (Thèse de doctorat, Université du Québec en Abitibi-Témiscamingue, Rouyn Noranda, QC).
- Yumlu, M., & Guresci, M. (2007). *Paste backfill bulkhead monitoring – A case study from Inmet's Cayeli mine, Turkey*. In Proceedings of the 9th International Symposium in Mining with Backfill, Montréal, Que., 29 April – 2 May 2007. Canadian Institute of Mining, Metallurgy and Petroleum (CIM).
- Zheng, J., Li, L., Mbonimpa, M., & Pabst, T. (2018a). An analytical solution of Gibson's model for estimating the pore water pressures in accreting deposition of slurried material under one-dimensional self-weight consolidation. Part I: Pervious base. *Ind. Geotech. J.*, 48(1), 72–83.
- Zheng, J., Li, L., Mbonimpa, M., & Pabst, T. (2018b). An analytical solution of Gibson's model for estimating pore water pressures in accreting deposition of slurried material under one-dimensional self-weight consolidation. Part II: Impervious base. *Ind. Geotech. J.*, 48(1), 188–195.
- Zheng, J. (2018). *Numerical, analytical and experimental studies of the hydro-geotechnical behaviors of slurried materials*. (Thèse de doctorat, École Polytechnique de Montréal, Montreal,).
- Zheng, J., Li, L., & Li, Y. (2019). Total and Effective Stresses in Backfilled Stopes during the Fill Placement on a Pervious Base for Barricade Design. *Minerals*, 9(1), 38.

ANNEXE A VALIDATION DU CODE SIGMA/W

SIGMA/W est un logiciel d'éléments finis qui peut être utilisé pour l'analyse contrainte-déformation des structures. Il est utilisé dans l'analyse et la conception des projets géotechniques, civils et miniers.

Avant l'utilisation du code SIGMA/W dans des applications plus complexes, il faut s'assurer que le logiciel permet de reproduire des solutions analytiques ou expérimentales connues afin de valider sa fiabilité. Une série de simulations est présentée ci-dessous pour valider le logiciel et pour vérifier ces limites.

Solution analytique d'une excavation circulaire

- **Modèle linéaire élastique**

La validation consiste à modéliser avec le code SIGMA/W une excavation circulaire de longueur infinie dans un espace infini (voir figure A.1). Une comparaison a été effectuée entre les résultats obtenus par le code SIGMA/W et ceux obtenus par l'application d'une solution analytique de Hiramatsu et Oka (Hiramatsu et Oka, 1962; 1968) pour les contraintes induites autour de l'excavation:

$$\sigma_r = \frac{\sigma_x^\infty + \sigma_y^\infty}{2} \left(1 - \frac{a^2}{r^2}\right) + \frac{\sigma_x^\infty - \sigma_y^\infty}{2} \left(1 + 3\frac{a^4}{r^4} - 4\frac{a^2}{r^2}\right) \cos 2\theta + \tau_{xy}^\infty \left(1 + 3\frac{a^4}{r^4} - 4\frac{a^2}{r^2}\right) \sin 2\theta \quad (\text{A. 1})$$

$$\sigma_\theta = \frac{\sigma_x^\infty + \sigma_y^\infty}{2} \left(1 + \frac{a^2}{r^2}\right) - \frac{\sigma_x^\infty - \sigma_y^\infty}{2} \left(1 + 3\frac{a^4}{r^4}\right) \cos 2\theta - \tau_{xy}^\infty \left(1 + 3\frac{a^4}{r^4}\right) \sin 2\theta \quad (\text{A. 2})$$

Pour les déplacements, une solution analytique a été développée par Li (1997) comme ce qui suit :

$$U = \frac{1}{E} \left\{ \frac{\sigma_x^\infty + \sigma_y^\infty}{2} (1 + \mu) + \left[-(1 + \mu) \frac{a^2}{r^2} + 4(1 + \mu^2) \right] \left(\frac{\sigma_x^\infty - \sigma_y^\infty}{2} \cos 2\theta + \tau_{xy}^\infty \sin 2\theta \right) \right\} \frac{a^2}{r^2} \quad (\text{A. 3})$$

$$V = -\frac{1+\mu}{E} \left[\frac{a^2}{r^2} + 2(1 - 2\mu) \right] \left(\frac{\sigma_x^\infty - \sigma_y^\infty}{2} \sin 2\theta - \tau_{xy}^\infty \cos 2\theta \right) \frac{a^2}{r^2} \quad (\text{A. 4})$$

E : module de Young;

σ_r : Contrainte radiale;

σ_θ : Contrainte tangentielle;

σ_x^∞ , σ_y^∞ , τ_{xy}^∞ : Composantes du champ de contraintes à l'infini;

U , V : Composantes de déplacement dans les directions r , θ respectivement;

μ : Coefficient de Poisson;

θ, z : Coordonnées cylindriques;

r : Distance à partir du centre du cylindre;

a : Rayon du cylindre.

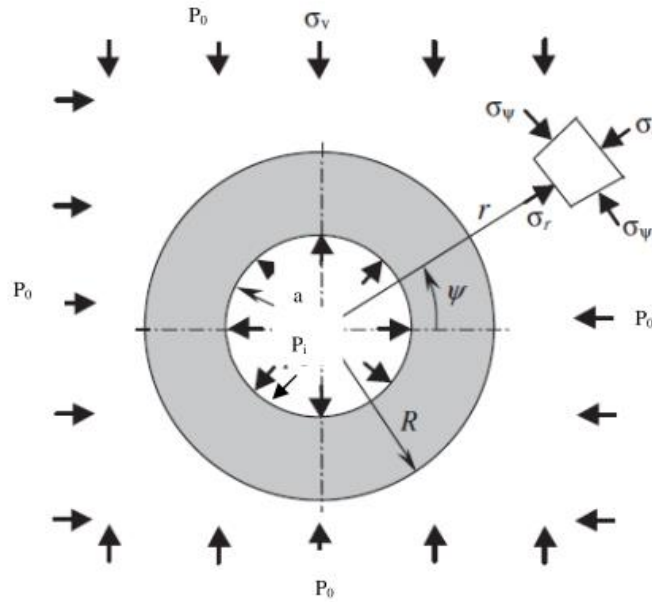


Figure A.1 Modèle physique d'une ouverture circulaire soumise à une pression externe hydrostatique et une pression interne (tirée de Li et Aubertin, 2009)

- **Modèle élastoplastique de Salaçon (1969)**

Les contraintes dans la zone élastiques sont données :

$$\sigma_r = -p_0 + (P_0 - \sigma_{re}) \left(\frac{R_0}{a} \right)^2 \quad (\text{A. 5})$$

$$\sigma_\theta = -P_0 - (P_0 - \sigma_{re}) \left(\frac{R_0}{a} \right)^2 \quad (\text{A. 6})$$

$$R_0 = a \left[\frac{2}{K_p+1} \frac{P_0 + \frac{q}{K_p-1}}{P_i + \frac{q}{K_p-1}} \right]^{\frac{1}{K_p-1}} \quad (\text{A. 7})$$

$$\sigma_{re} = \frac{2P_0 - q}{K_p + 1} \quad (\text{A. 8})$$

σ_θ : Contrainte tangentielle;

σ_r : Contrainte radiale;

P_0 : Contrainte initiale;

σ_{re} : Contrainte radiale à l'interface élastique-plastique;

$q = 2 c \tan (45 + \phi/2)$ avec (c) la cohésion et (ϕ) l'angle de friction interne;

a : Rayon du cylindre;

R_0 : Rayon entre la zone plastique et la zone élastique;

r : Distance à partir du centre du cylindre.

Les contraintes dans la zone plastique sont données par les équations suivantes:

$$\sigma_r = \frac{q}{K_p-1} - \left(P_i + \frac{q}{K_p-1} \right) \left(\frac{r}{a} \right)^{K_p-1} \quad (\text{A. 9})$$

$$\sigma_\theta = \frac{q}{K_p-1} - K_p \left(P_i + \frac{q}{K_p-1} \right) \left(\frac{r}{a} \right)^{K_p-1} \quad (\text{A. 10})$$

K_p : $1+\sin (\phi) / 1-\sin (\phi)$;

P_i : Pression interne dans le cylindre.

Modèle numérique

Une série de simulation a été effectuée en considérant un massif rocheux avec une excavation cylindrique (Figure A.2).

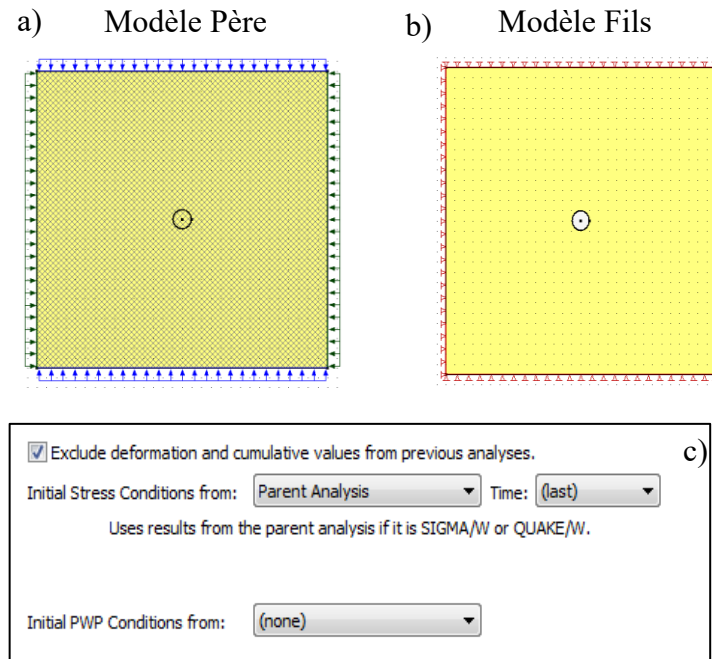


Figure A.2 Modèles, conditions aux frontières du modèle avec SIGMA/W a) le modèle père, b) le modèle fils et c) la fonction qui permet de conserver l'état des contraintes sans les déformations

Ce massif rocheux sera considéré comme linéaire élastique (et élastoplastique par la suite) avec les propriétés suivantes :

Fichier père et fils (propriétés géotechniques) :

- $E = 50 \text{ GPa}$
- $\mu = 0.334$
- $\gamma = 0 \text{ kN/m}^3$ (pour simuler une gravité nulle).

Fichier père (conditions aux frontières) :

- Chargement vertical 30 MPa
- Chargement horizontal 30 MPa

Fichier fils (conditions aux frontières) :

- Déplacements x fixes sur les parois verticales
- Déplacements y fixes sur les parois horizontales

Effet du domaine

Avant de commencer une simulation plus complexe, une étude de sensibilité est essentielle pour déterminer le domaine, le maillage et le nombre des divisions optimal qui permettent d'avoir un équilibre entre le temps de calcul, la précision des résultats et la capacité de l'ordinateur.

Pour étudier la sensibilité du domaine, une série de simulations qui traitent l'excavation d'un cylindre dans un espace infini. L'étude consiste à faire varier la distance qui sépare le point A (voir figure A.3) à la paroi du massif rocheux selon l'axe x. ces distances vont avoir des valeurs écrites en fonction du diamètre de l'excavation, $2d$, $3d$, $4d$, $5d$, $6d$, $7d$, $8d$, $9d$, $10d$ et $11d$ avec d qui représente le diamètre du cylindre excavé. Une évaluation des contraintes horizontales et de déplacement horizontal a été réalisée au point A afin de déterminer le domaine optimal où les valeurs des contraintes et des déplacements se stabilisent.

La figure A.4 montre la variation la contrainte horizontale et le déplacement horizontal en fonction du domaine (fois le diamètre de l'excavation) au point A.

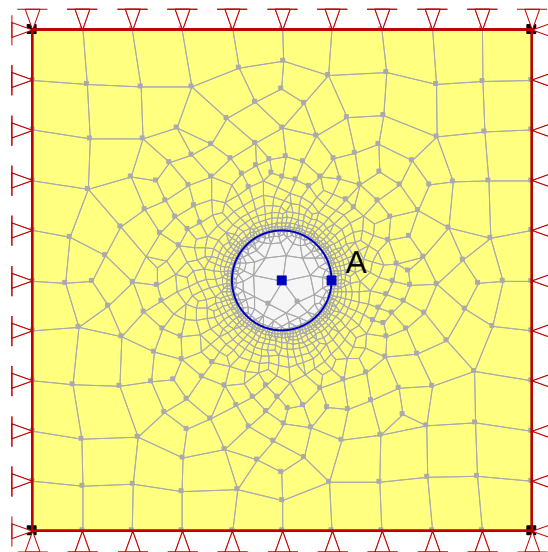


Figure A.3 Modèle utilisé pour étudier l'effet du domaine

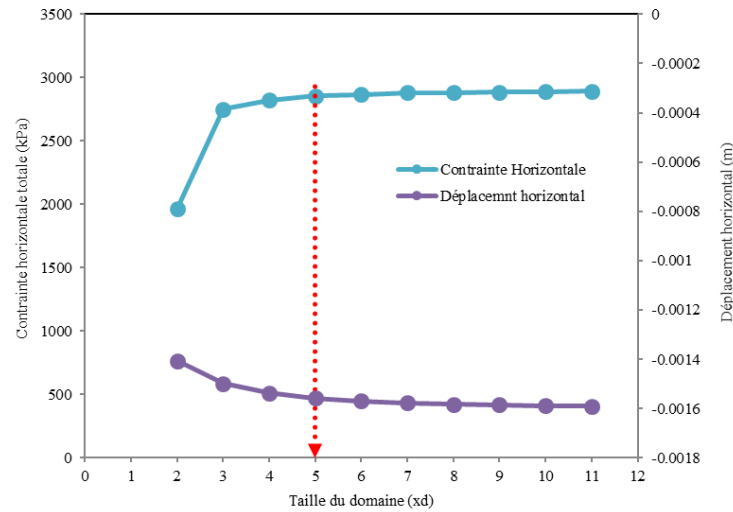


Figure A.4 Variation du déplacement horizontal et contrainte horizontale en fonction de la taille du domaine au point A

Effet du maillage

Une étude a été réalisée pour étudier la sensibilité du maillage, une série de simulations a été effectuée en variant la taille globale du maillage du modèle tout en conservant un domaine de 5 fois le diamètre de l'excavation et un nombre de 124 divisions dans la paroi de l'excavation. La figure A.5 montre la contrainte horizontale et le déplacement horizontal en fonction du maillage au point A.

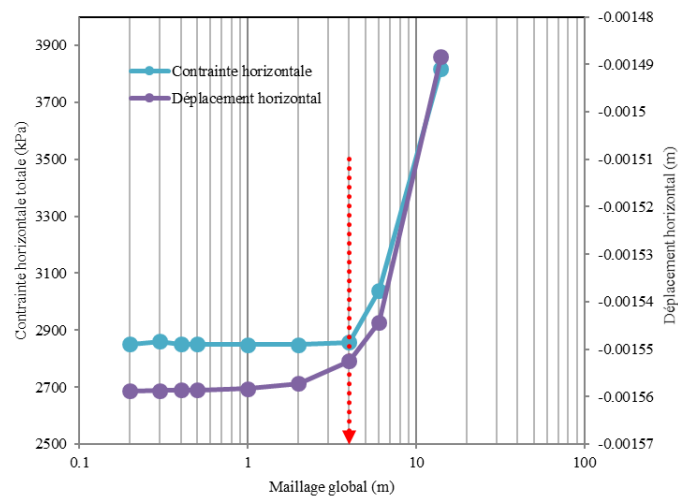


Figure A.5 Variation du déplacement horizontal et contrainte horizontale en fonction du maillage au point A

Effet du nombre de division

Afin de déterminer le nombre optimal de divisions de la paroi de l'excavation, des modélisations ont été réalisées en variant ce nombre du modèle tout en conservant un domaine de 5 et une taille globale de maillage de 4 m. La figure A.6 montre la variation de la contrainte horizontale et le déplacement horizontal en fonction du nombre de divisions de l'excavation au point A.

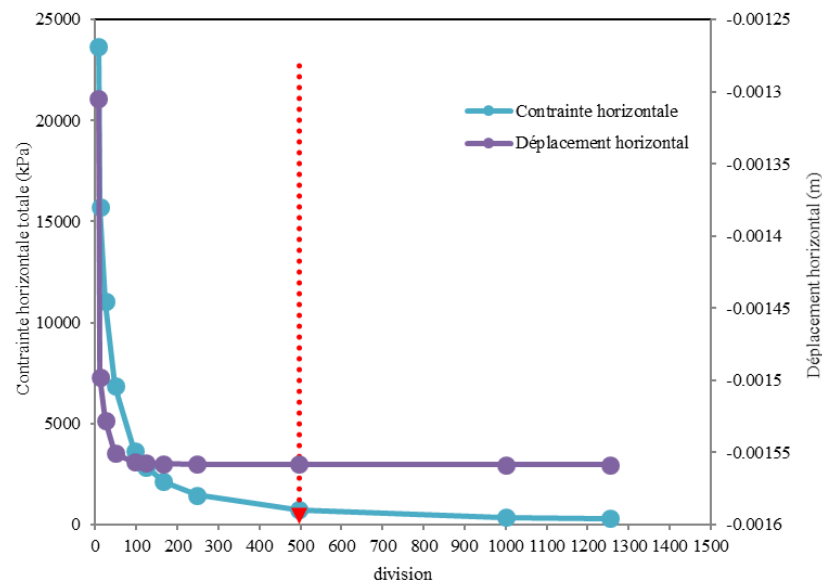


Figure A.6 Variation du déplacement horizontal et contrainte horizontale en fonction du nombre de division de l'excavation au point A

Comparaison des résultats analytiques et numériques

Modèle linéaire élastique

Après avoir déterminé le maillage global, le nombre de divisions et la taille du domaine, une série de simulations a été réalisée pour comparer les résultats numériques avec ceux calculés avec l'équation de Hiramatsu et Oka (1962), Hiramatsu et Oka (1968) et celle de Li (1997). Le modèle numérique a les mêmes propriétés que le modèle cité ci-dessus avec une contrainte verticale de 15 MPa (au lieu de 30 MPa).

Les figures A.7 à A.11 montrent des comparaisons des contraintes tangentielles et radiales obtenues à partir des simulations numériques avec le code Sigma/W et celles obtenues à partir des résultats analytiques développés par Hiramatsu & Oka (1962), Hiramatsu & Oka (1968) et Li (1997) pour différents angles θ . Ces figures montrent une bonne concordance entre les résultats obtenus par des

simulations numériques et des solutions analytiques, On peut conclure que le logiciel Sigma/W peut reproduire correctement les contraintes autour d'une excavation et dans la masse rocheuse avec un modèle linéaire élastique.

Les figures A.12 à A.16 montrent des comparaisons du déplacement radial obtenues à partir des simulations numériques avec le code Sigma/W et celles obtenues à partir des résultats analytiques développés par Hiramatsu & Oka (1962), Hiramatsu & Oka (1968) et Li (1997) pour différents angles θ . Ces figures indiquent que les déplacements obtenus avec le code Sigma/W concordent bien avec ceux obtenus avec les solutions analytiques proche de l'excavation avec un modèle linéaire élastique. Cependant, on remarque une différence remarquable entre les résultats analytiques et numériques proche des parois du modèle, ceci est peut-être dû à la fixation des déplacements (x ou y) aux parois du modèle numérique.

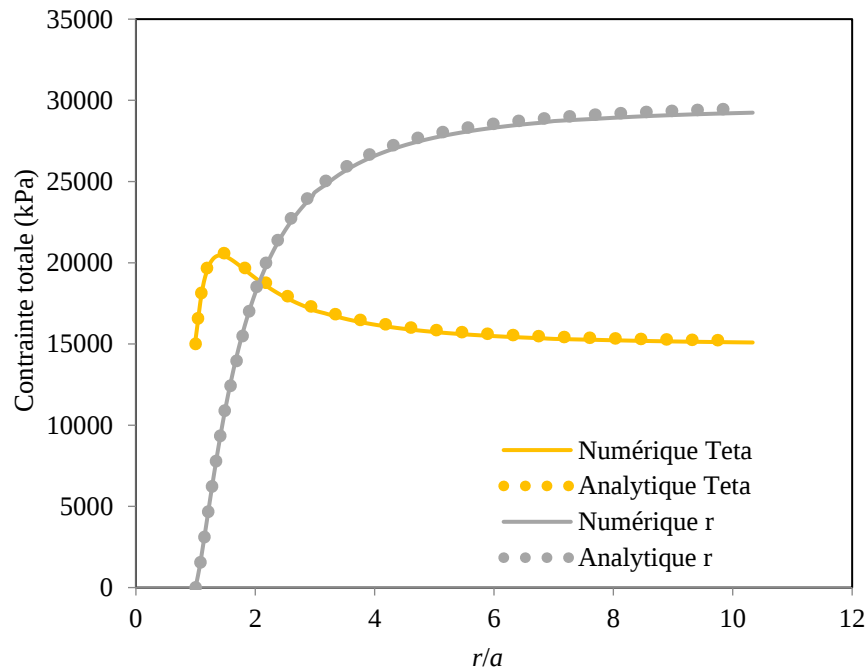


Figure A.7 Comparaison entre la variation de la contrainte radiale et tangentielle pour $\theta = 0^\circ$, obtenues analytiquement et numériquement

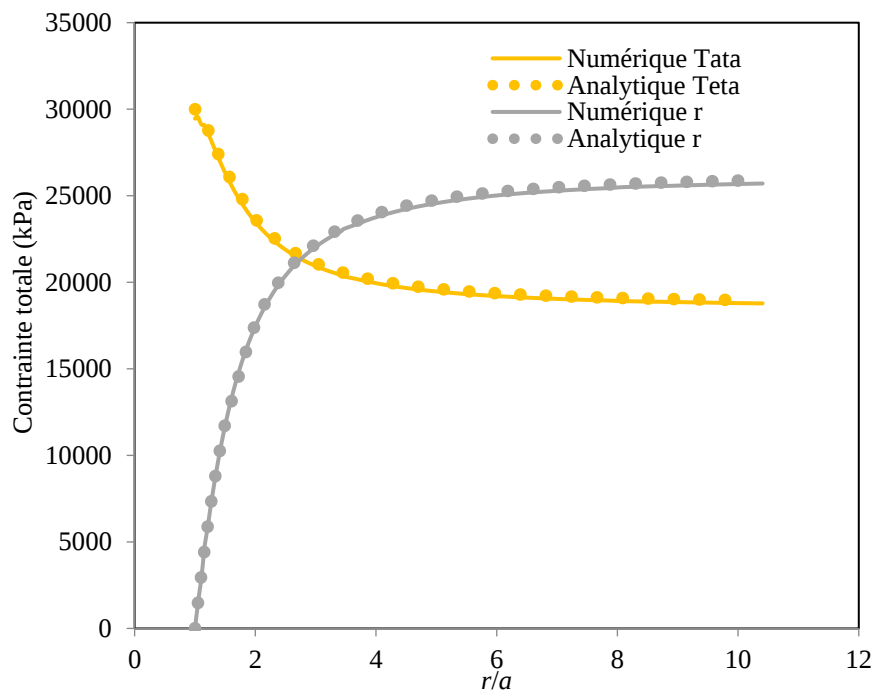


Figure A.8 Comparaison entre la variation de la contrainte radiale et tangentielle pour $\theta = 30^\circ$, obtenues analytiquement et numériquement

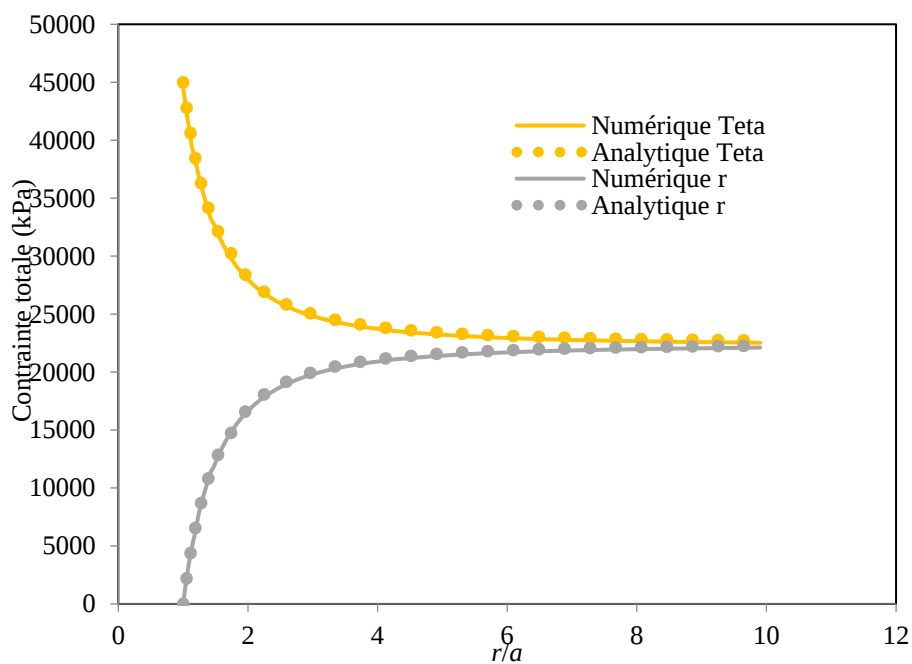


Figure A.9 Comparaison entre la variation de la contrainte radiale et tangentielle pour $\theta = 45^\circ$, obtenues analytiquement et numériquement

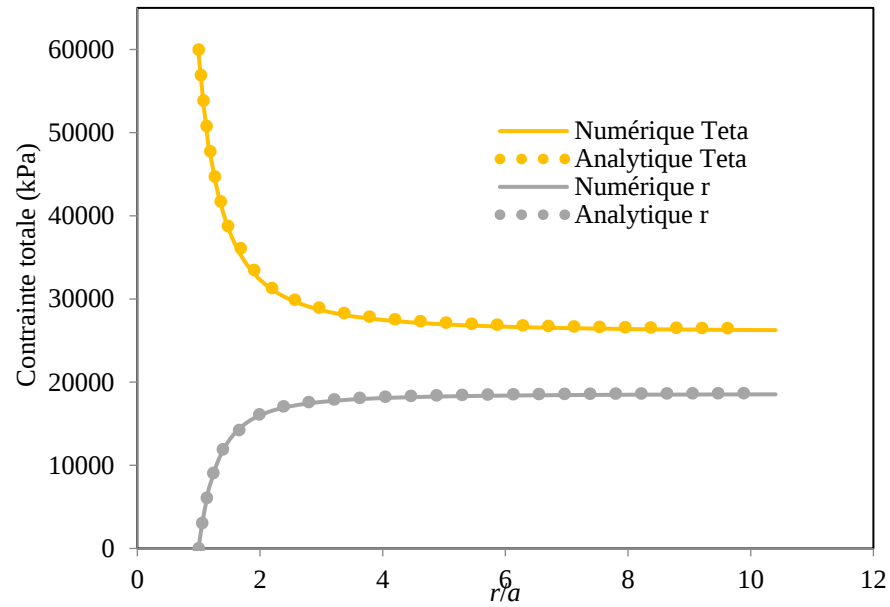


Figure A.10 Comparaison entre la variation de la contrainte radiale et tangentielle pour $\theta = 60^\circ$, obtenues analytiquement et numériquement

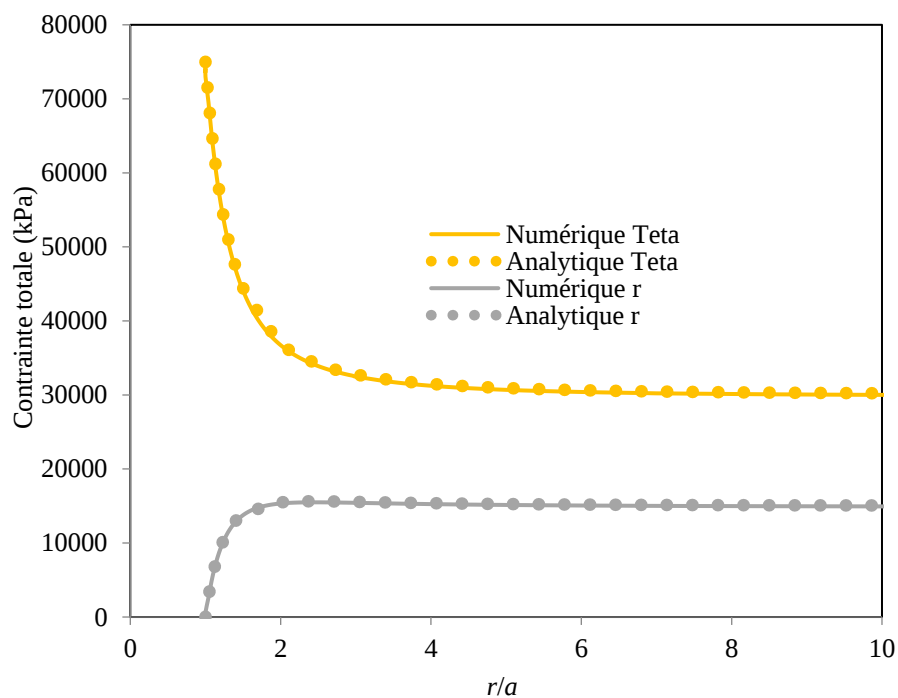


Figure A.11 Comparaison entre la variation de la contrainte radiale et tangentielle pour $\theta = 90^\circ$, obtenues analytiquement et numériquement

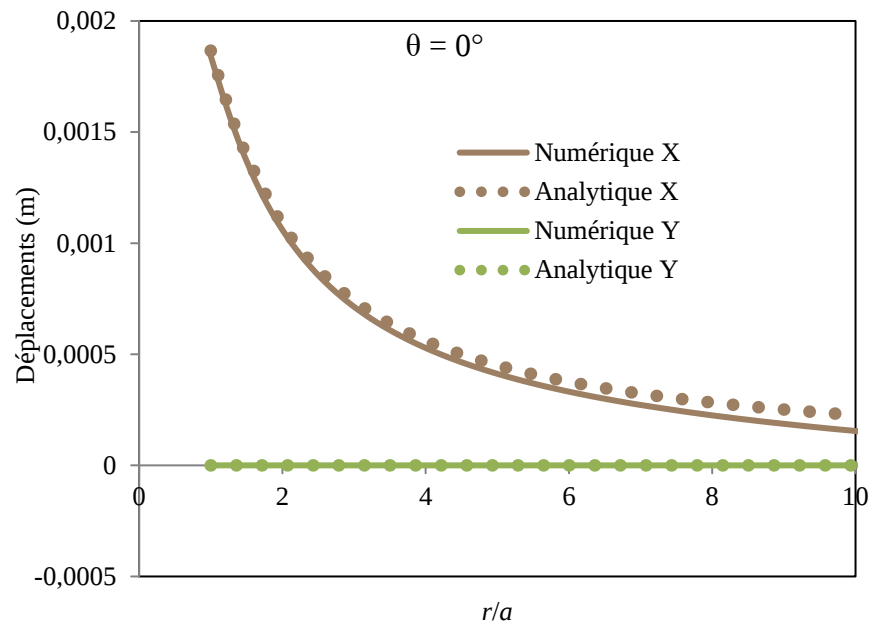


Figure A.12 Comparaison entre la variation du déplacement horizontal et vertical pour $\theta = 0^\circ$, obtenus analytiquement et numériquement

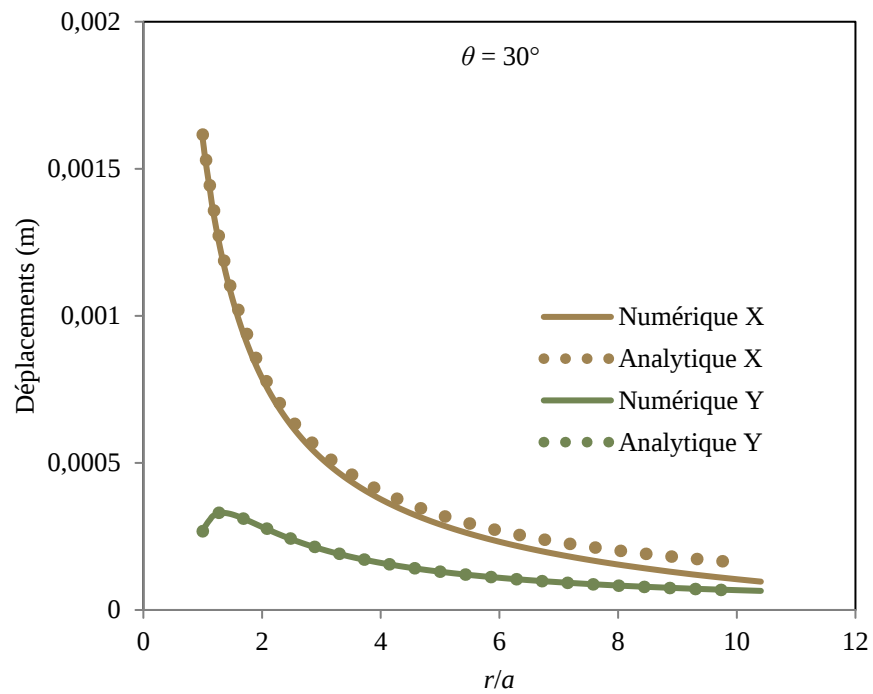


Figure A.13 Comparaison entre la variation du déplacement horizontal et vertical pour $\theta = 30^\circ$, obtenus analytiquement et numériquement

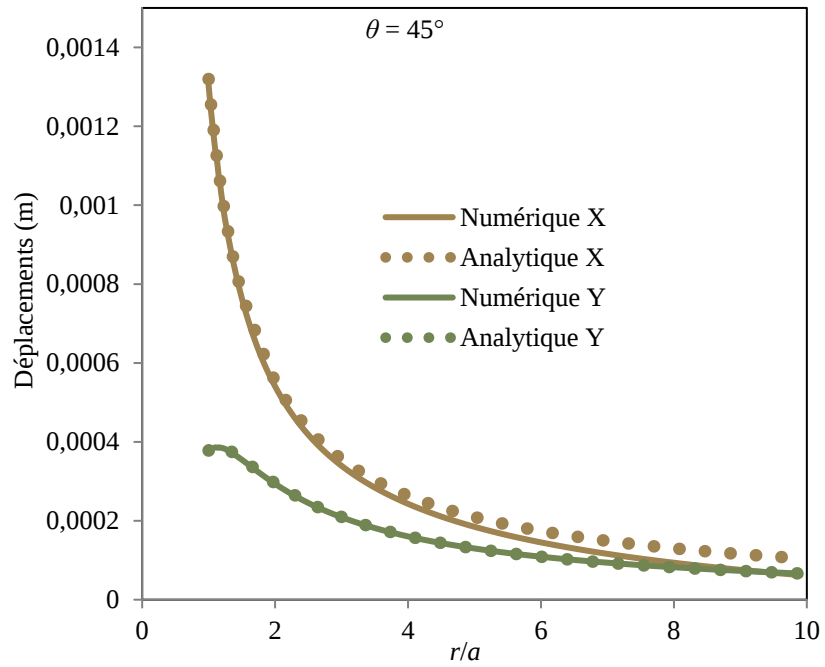


Figure A.14 Comparaison entre la variation du déplacement horizontal et vertical pour $\theta = 45^\circ$, obtenus analytiquement et numériquement

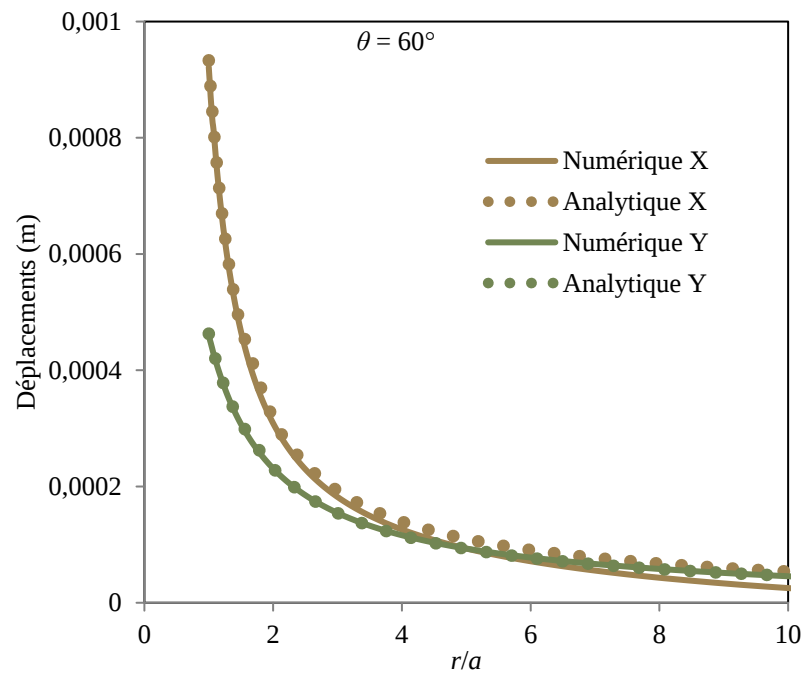


Figure A.15 Comparaison entre la variation du déplacement horizontal et vertical pour $\theta = 60^\circ$, obtenus analytiquement et numériquement

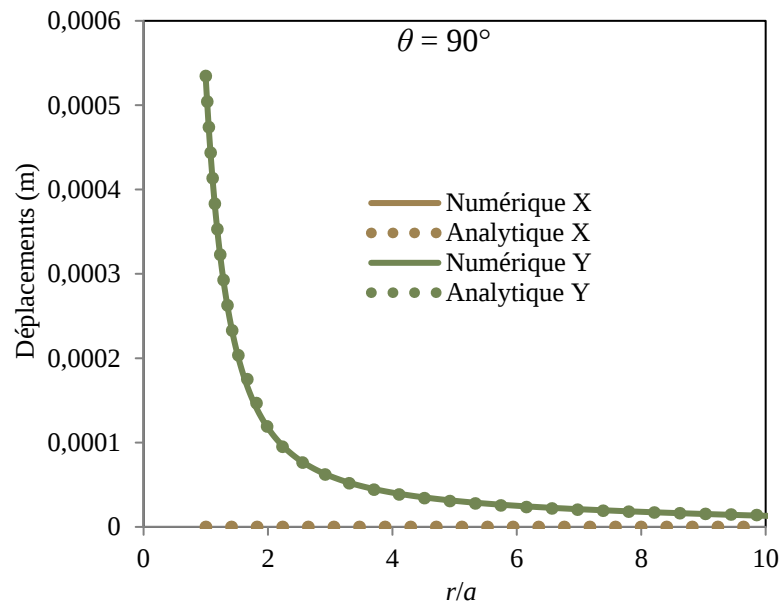


Figure A.16 Comparaison entre la variation du déplacement horizontal et vertical pour $\theta = 90^\circ$, obtenus analytiquement et numériquement

Modèle élastoplastique

De la même façon que la vérification du code SIGMA/W 2007 pour une loi de comportement linéaire élastique, une comparaison a été effectuée entre les résultats obtenus avec le code SIGMA/W et ceux obtenus avec la solution analytique développée par Salençon (1969).

Les figures A.17 à A.22 montrent des comparaisons des contraintes tangentielles et radiales ainsi que les déplacements obtenus à partir des simulations numériques avec le code Sigma/W et celles obtenues à partir des résultats analytiques développés par Salençon (1969) pour différents angles θ avec un modèle élastoplastique. À partir de ces résultats, on remarque que lorsqu'on adopte une loi non associée ($\phi \neq \psi$), les résultats numériques concordent assez bien avec les résultats analytiques (figures A.21 et A.22). Cependant, lorsqu'on adopte une loi associée ($\phi = \psi$) les résultats numériques montrent une différence (figures A.17 à A.18) comparativement avec les résultats analytiques obtenus avec la solution de Salençon (1969). Les mêmes résultats ont été obtenus par Sobhi (2014).

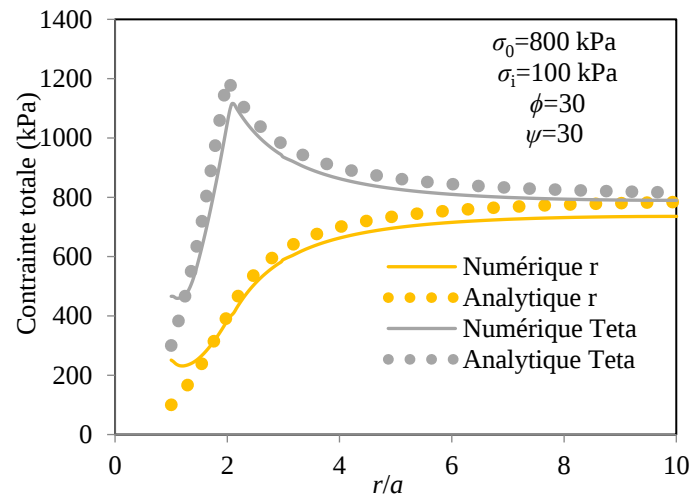


Figure A.17 Comparaison entre la variation de la contrainte radiale et tangentielle obtenues analytiquement et numériquement le long d'un profil horizontal ($\sigma_0 = 800$ kPa; $\sigma_1 = 100$ kPa; $\phi = 30$; $\psi = 30$)

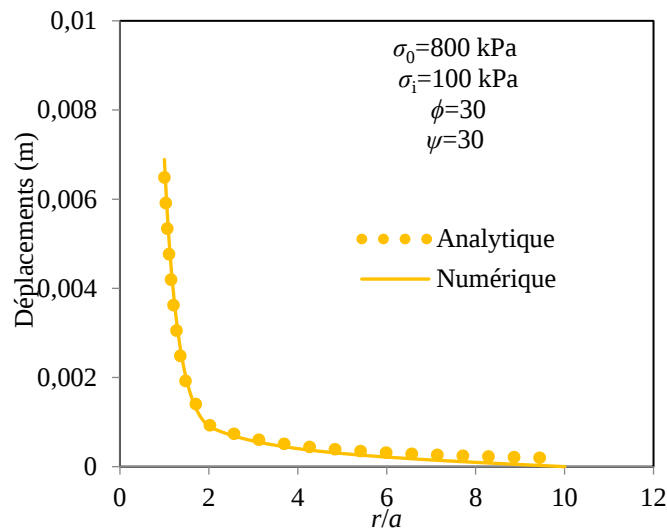


Figure A.18 Comparaison entre la variation du déplacement radial obtenu analytiquement et numériquement le long d'un profil horizontal ($\sigma_0 = 800$ kPa; $\sigma_i = 100$ kPa; $\phi = 30$; $\psi = 30$)

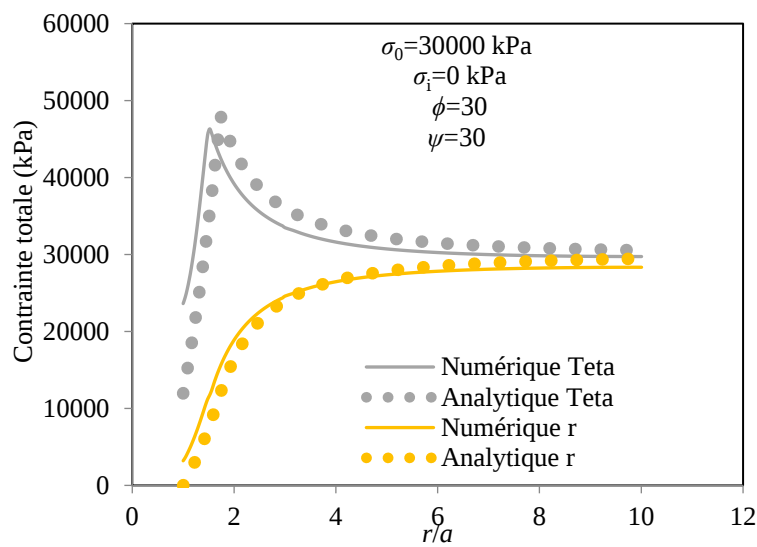


Figure A.19 Comparaison entre la variation de la contrainte radiale et tangentielle obtenues analytiquement et numériquement le long de la ligne horizontale ($\sigma_0 = 30000$ kPa; $\sigma_i = 0$ kPa; $\phi = 30$; $\psi = 30$)

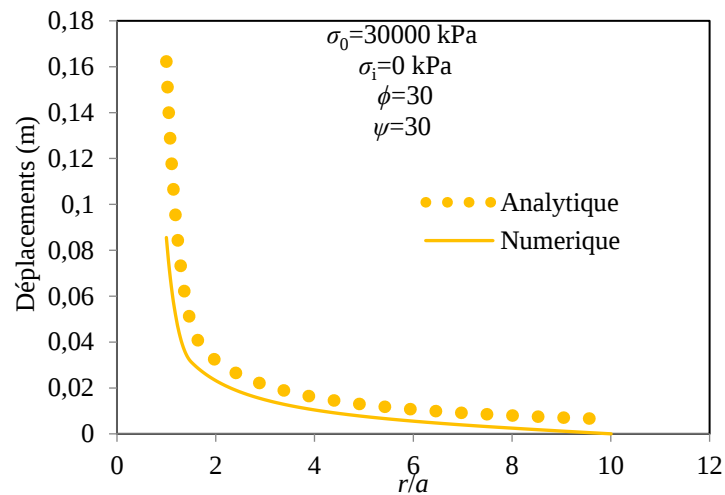


Figure A.20 Comparaison entre la variation du déplacement radial obtenu analytiquement et numériquement le long d'un profil horizontal ($\sigma_0 = 30000$ kPa; $\sigma_i = 0$ kPa; $\phi = 30$; $\psi = 30$)

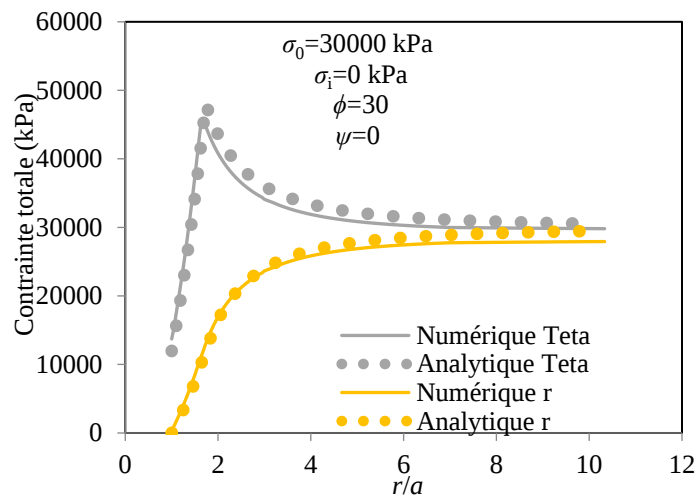


Figure A.21 Comparaison entre la variation de la contrainte radiale et tangentielle obtenues analytiquement et numériquement le long de la ligne horizontale ($\sigma_0 = 30000$ kPa; $\sigma_i = 0$ kPa; $\phi = 30$; $\psi = 0$)

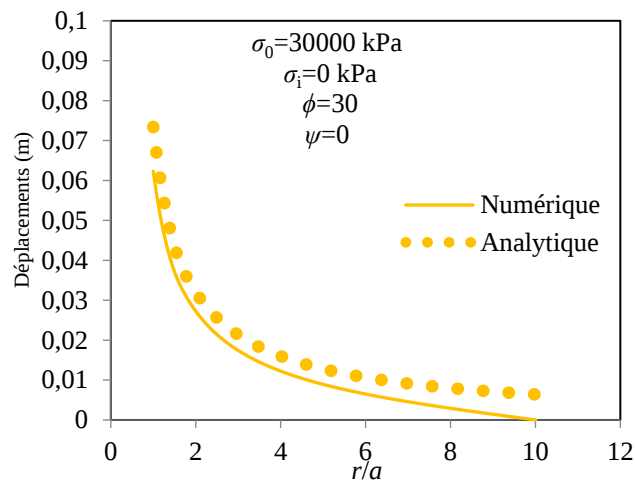


Figure A.22 Comparaison entre la variation du déplacement radial obtenu analytiquement et numériquement le long d'un profil horizontal ($\sigma_0 = 30000 \text{ kPa}$; $\sigma_i = 0 \text{ kPa}$; $\phi = 30$; $\psi = 0$)

ANNEXE B ÉTUDE DE SENSIBILITÉ DU MAILLAGE

Une étude a été réalisée afin d'évaluer la sensibilité du maillage pour un chantier avec une barricade rigide, cette étude consiste à varier la taille de maillage de 1,5 m jusqu'à 0,025 m. Le tableau B.1 montre les différents cas étudiés. Le modèle numérique, les propriétés des matériaux ainsi que les conditions aux frontières sont les mêmes utilisés pour le modèle de référence utilisé au chapitre 4. Les mesures de la pression interstitielle sont faites après la déposition de la 25^{ème} couche qui correspond à 5 m du remblai.

La figure B.1 montre le schéma des différentes zones de maillage utilisées pour l'étude de sensibilité du maillage d'un chantier remblayé. Cette étude a été réalisée en en considérant trois zones: la zone qui représente la galerie (zone 1), la zone inférieure (zone 2) et la zone supérieure du chantier (zone 3). Afin d'adopter un maillage qui permet de donner des résultats stables avec un temps de calcul raisonnable. Une combinaison de maillage a été effectuée pour chaque zone montrée dans la figure B.1, selon un programme de simulations qui est représenté dans le tableau B.1. Les figures B.2 à B.5 montrent la variation de la pression interstitielle en fonction du maillage, du nombre d'éléments, du nombre des divisions sur la barricade et dans la galerie après la déposition de la 25^{ème} couche (5 m de remblai). Ces figures indiquent que des éléments carrés de 0,1 à 0,1 m (cas 7) ont été utilisés pour le remblayage dans la galerie. La partie inférieure (zone 2) du chantier était représentée par des éléments carrés de 0,2 m à 0,2 m de haut, tandis que le la partie supérieure du chantier a été analysée en adoptant des éléments rectangulaires de 0,4 m de largeur et 0,2 m de hauteur.

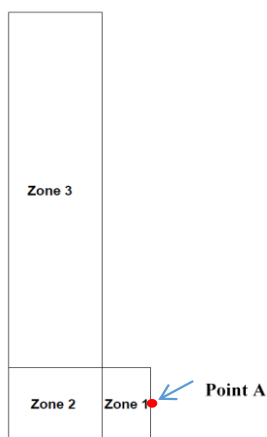


Figure B.1 Schéma des différentes zones de maillage utilisées pour l'étude de sensibilité

Tableau B.1 Les différentes dimensions du maillage utilisées pour l'étude de sensibilité du maillage.

	Zone 1 (Largeur x Hauteur)	Zone 2 (Largeur x Hauteur)	Zone 3 (Largeur x Hauteur)	Nombre des éléments
Cas 1	1,5 m x 0,2 m	1,5 m x 0,2 m	1,5 m x 0,2 m	958
Cas 2	1m x 0,2 m	1m x 0,2 m	1m x 0,2 m	1287
Cas 3	0,8 m x 0,2 m	0,8 m x 0,2 m	0,8 m x 0,2 m	1616
Cas 4	0,6 m x 0,2 m	0,6 m x 0,2 m	0,6 m x 0,2 m	1945
Cas 5	0,4 m x 0,2 m	0,4 m x 0,2 m	0,4 m x 0,2 m	2754
Cas 6	0,2 m x 0,2 m	0,2 m x 0,2 m		3375
Cas 7	0,1 m x 0,1 m			4555
Cas 8	0,066 m x 0,066 m			5405
Cas 9	0,05 m x 0,05 m			6205
Cas 10	0,04 m x 0,04 m			1720
Cas 11	0,03 m x 0,03 m			21045
Cas 12	0,025 m x 0,025 m			27209

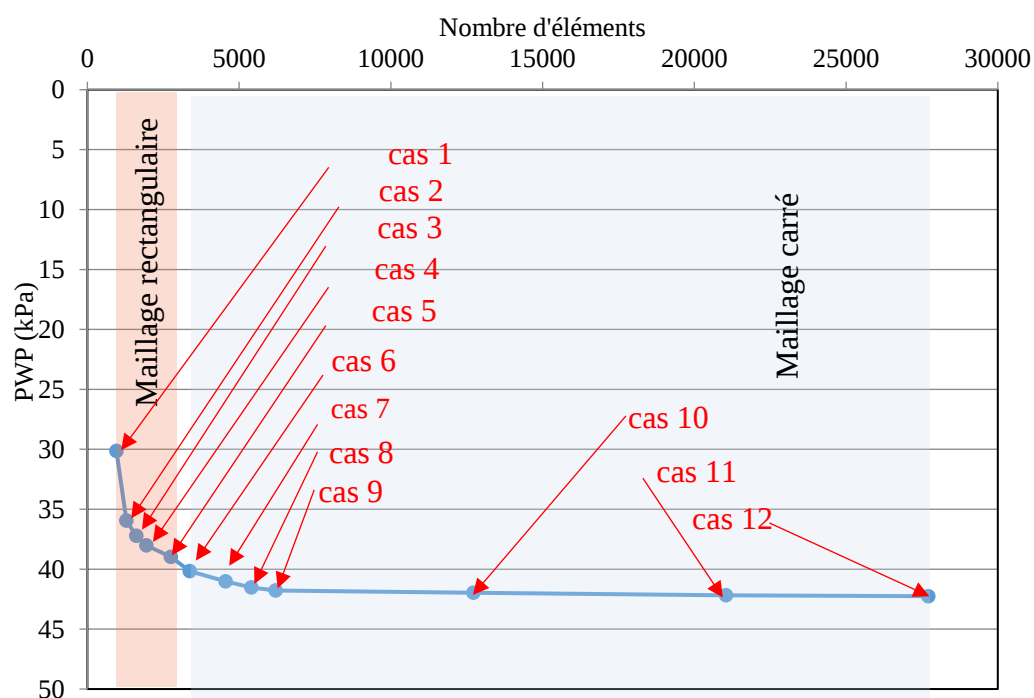


Figure B.2 Variation de la pression interstitielle en fonction du nombre l'élément du modèle après la déposition de la 25^{ème} couche (5 m de remblai)

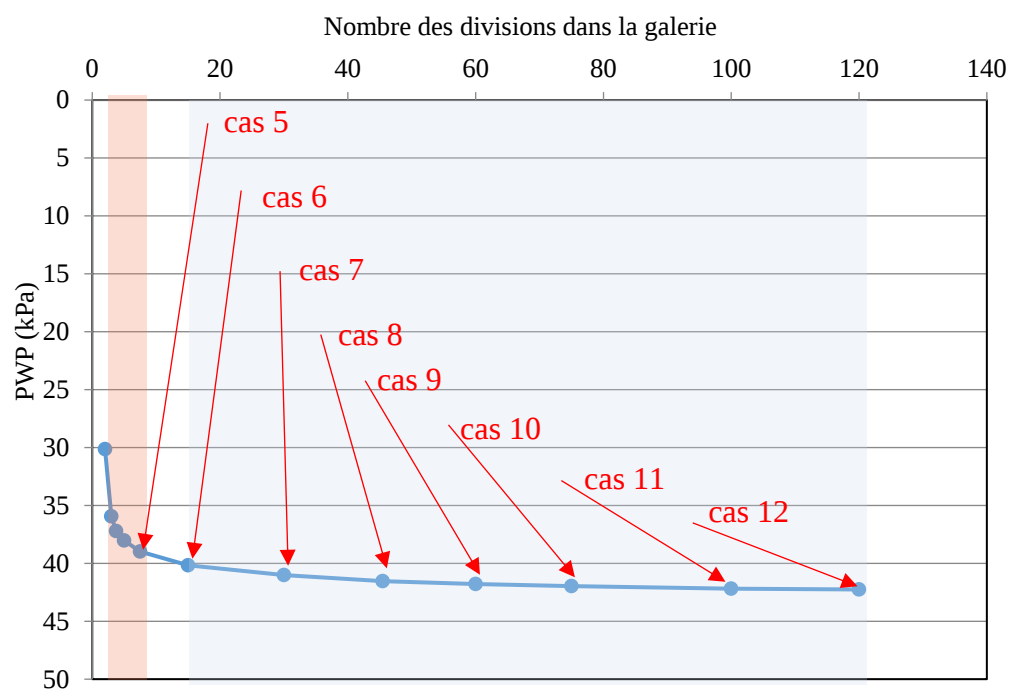


Figure B.3 Variation de la pression interstitielle en fonction du nombre des divisions dans la galerie après la déposition de la 25^{ème} couche (5 m de remblai)

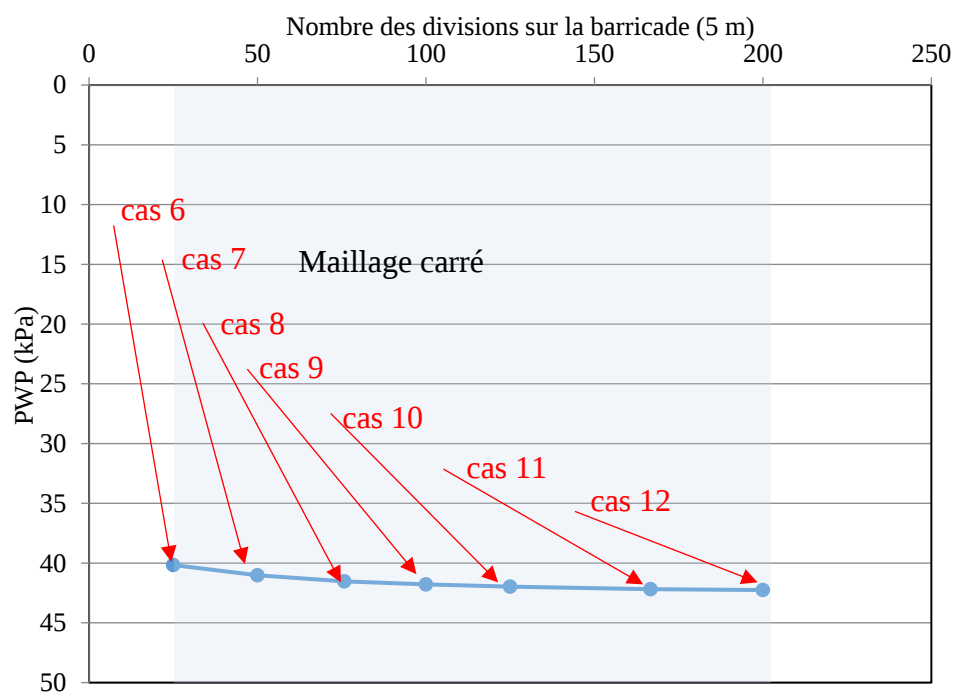


Figure B.4 Variation de la pression interstitielle en fonction du nombre des divisions sur la barricade après la déposition de la 25^{ème} couche (5 m de remblai)

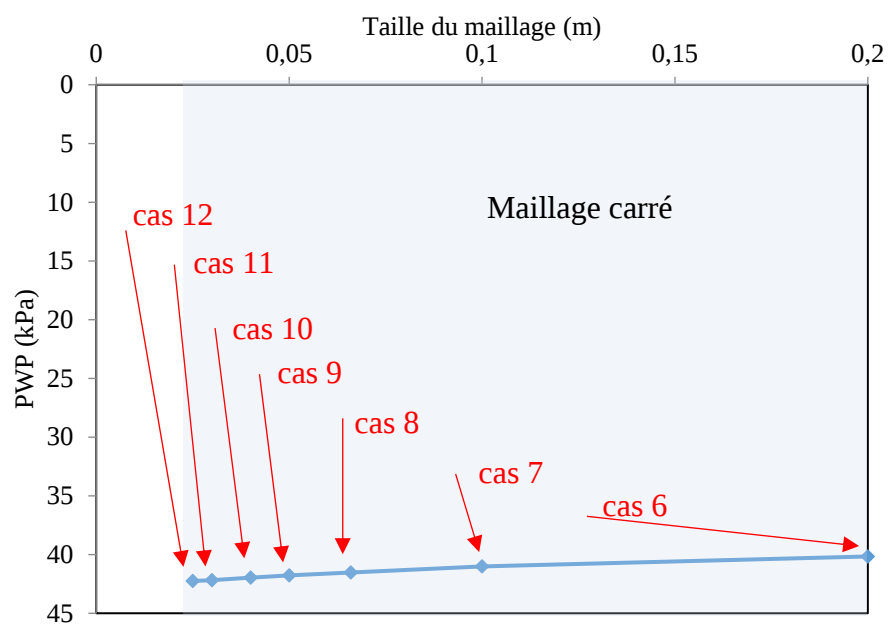


Figure B.5 Variation de la pression interstitielle en fonction de la taille du maillage après la déposition de la 25^{ème} couche (5 m de remblai)

ANNEXE C CALIBRATION DU MODÈLE NUMÉRIQUES SIGMA/W

Suite à la sous-estimation des résultats numériques des contraintes calculées d'un chantier remblayé vertical (avec la considération de la masse rocheuse) réalisés par le logiciel SIGMA/W par rapport aux résultats obtenus avec le code FLAC2D, une calibration du code SIGMA/W (sans la considération de la masse rocheuse et en la remplaçant par un élément d'interface) avec le code FLAC2D (avec la masse rocheuse) a été réalisée pour réduire l'effet de cette limitation sur la distribution des contraintes dans le chantier. La calibration consiste à chercher la valeur du module de Young de l'interface qui permet de donner des résultats semblables entre Sigma/W et FLAC2D. Les propriétés de l'interface sont les mêmes que celles du remblai avec la valeur du module de Young de l'interface qui varie selon celle du module de Young du remblai. Le schéma du modèle utilisé dans cette étude est présenté à la figure C.1. À partir de la configuration de référence présentée précédemment (figure C.1a et b), une série de simulations est réalisée en variant un paramètre à la fois pour évaluer et calibrer le modèle réalisé avec le code SIGMA/W avec celui réalisé avec le code Falc-2D. Les différents cas simulés sont résumés dans le tableau C.1.

La figure C.2 montre la variation des contraintes verticales et horizontales obtenues numériquement (FLAC2D et Sigma/W) le long de la ligne centrale du chantier minier pour différentes largeurs du chantier *B*. Les résultats montrent que la fonction utilisée (voir figure 4.3) donne des contraintes obtenues avec le code Sigma/W sont semblable avec celles obtenues avec le code FLAC2D pour différentes largeurs du chantier. On remarque aussi que pour des largeurs très grandes (18 m), l'utilisation de cette fonction mène à une différence considérable des contraintes obtenues numériquement avec les deux codes.

La figure C.3 montre la variation des contraintes verticales et horizontales obtenues numériquement (FLAC2D et Sigma/W) le long de la ligne centrale du chantier minier pour différent angle de friction du remblai (voir le tableau C.1). Les résultats indiquent que la fonction utilisée pour calibrer le modèle numérique avec Sigma/W donne des résultats semblables à ceux obtenus avec le code FLAC2D.

Des simulations numériques additionnelles ont été réalisées avec le modèle numérique calibré (c'est-à-dire que les propriétés mécaniques des interfaces qui sont utilisées dans les modèles numériques précédents du SIGMA/W sont fixées et utilisées dans ces nouvelles simulations numériques) pour voir si l'on peut toujours obtenir des résultats comparables à ceux obtenus avec

FLAC2D sans éléments d'interface. Les figures C.4 à C.7 montrent la variation des contraintes verticales et horizontales obtenues numériquement avec le code Sigma/W et FLAC2D pour différente valeur de module de Young et du coefficient de Poisson et de l'angle de dilatance. On remarque aussi que pour des valeurs de l'angle de dilatance différente de 0 degré, la fonction utilisée (figure 4.3) ne donne pas des résultats semblables.

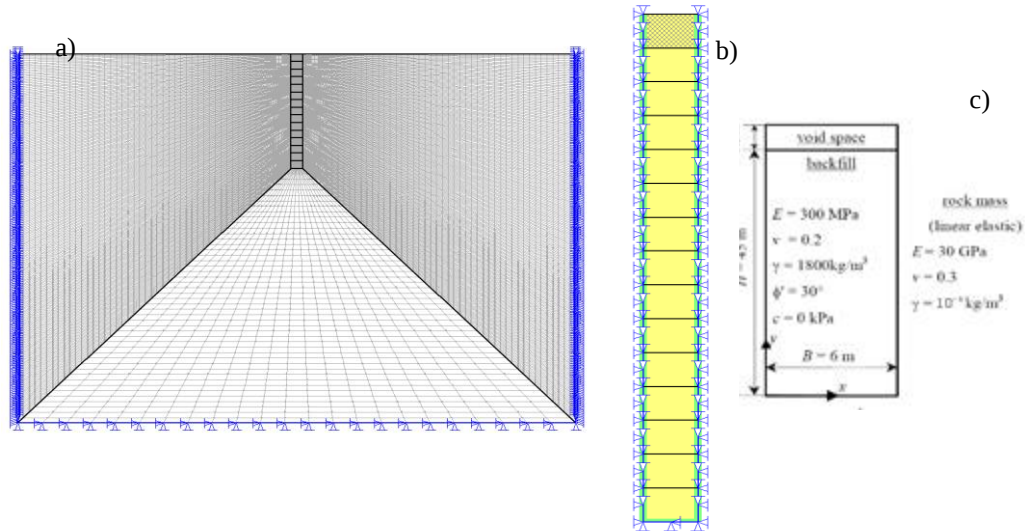


Figure C.1 Modèles typiques d'un chantier minier avec les conditions aux frontières imposées réalisés avec (a) FLAC2D, (b) SIGMA/W sans la masse rocheuse et avec l'interface et (c) schéma d'un chantier minier avec les propriétés géotechniques utilisées.

Tableau C.2 Simulations réalisées et les cas correspondants.

Cas	Géométrie $B \text{ (m)}$	Propriétés géotechniques du remblai (Sigma/W et FLAC2D)				Propriétés géotechniques du Roc (FLAC2D)	
		$E \text{ (MPa)}$	μ	$\phi \text{ (}^\circ\text{)}$	$\psi \text{ (}^\circ\text{)}$	$E \text{ (GPa)}$	μ
1	Var	300	0,2	30	0	30	0,3
2	4,5	300	0,2	Var	0		
3	4,5	300	Var	30	0		
4	4,5	100	Var	30	0		
5	4,5	300	0,2	30	Var		
6	4,5	300	0,2	30	0		

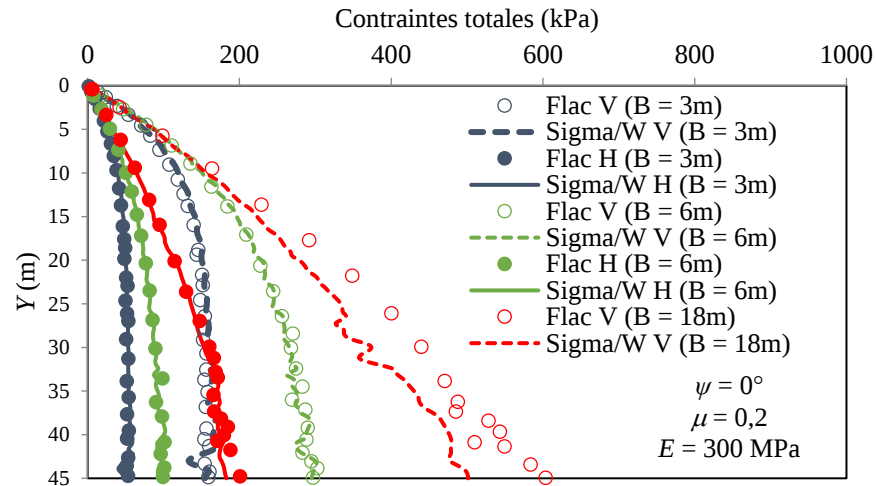


Figure C.2 Variation des contraintes verticales et horizontales obtenues numériquement (FLAC2D et Sigma/W) le long de la ligne centrale du chantier minier pour différentes largeurs du chantier B. cas 1 (voir le tableau C.1)

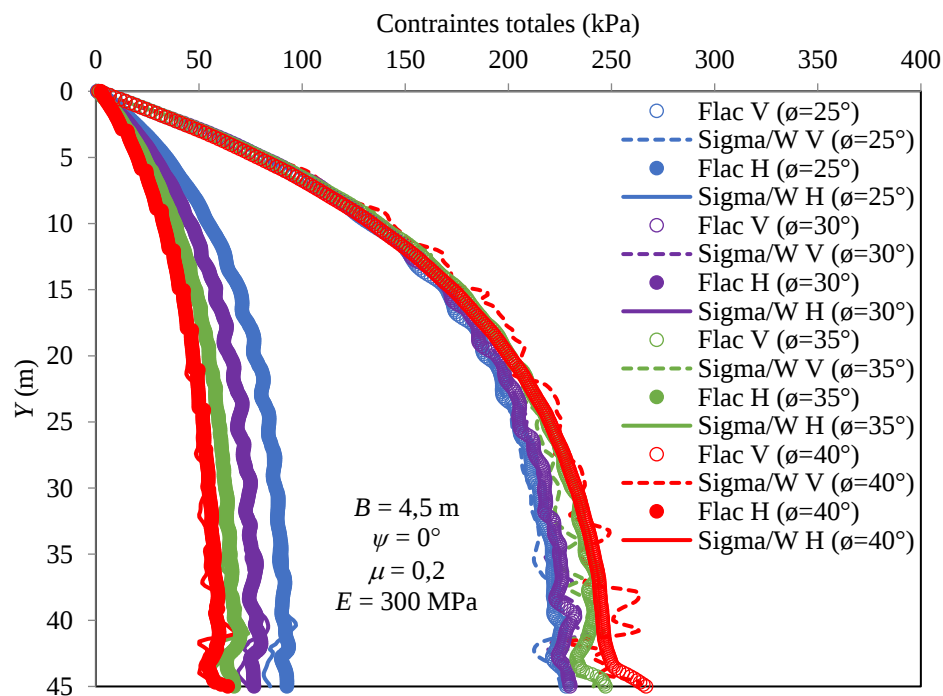


Figure C.3 Variation des contraintes verticales et horizontales obtenues numériquement (FLAC2D et Sigma/W) le long de la ligne centrale du chantier minier pour différent angle de friction du remblai ϕ cas 2 (voir le tableau C.1)

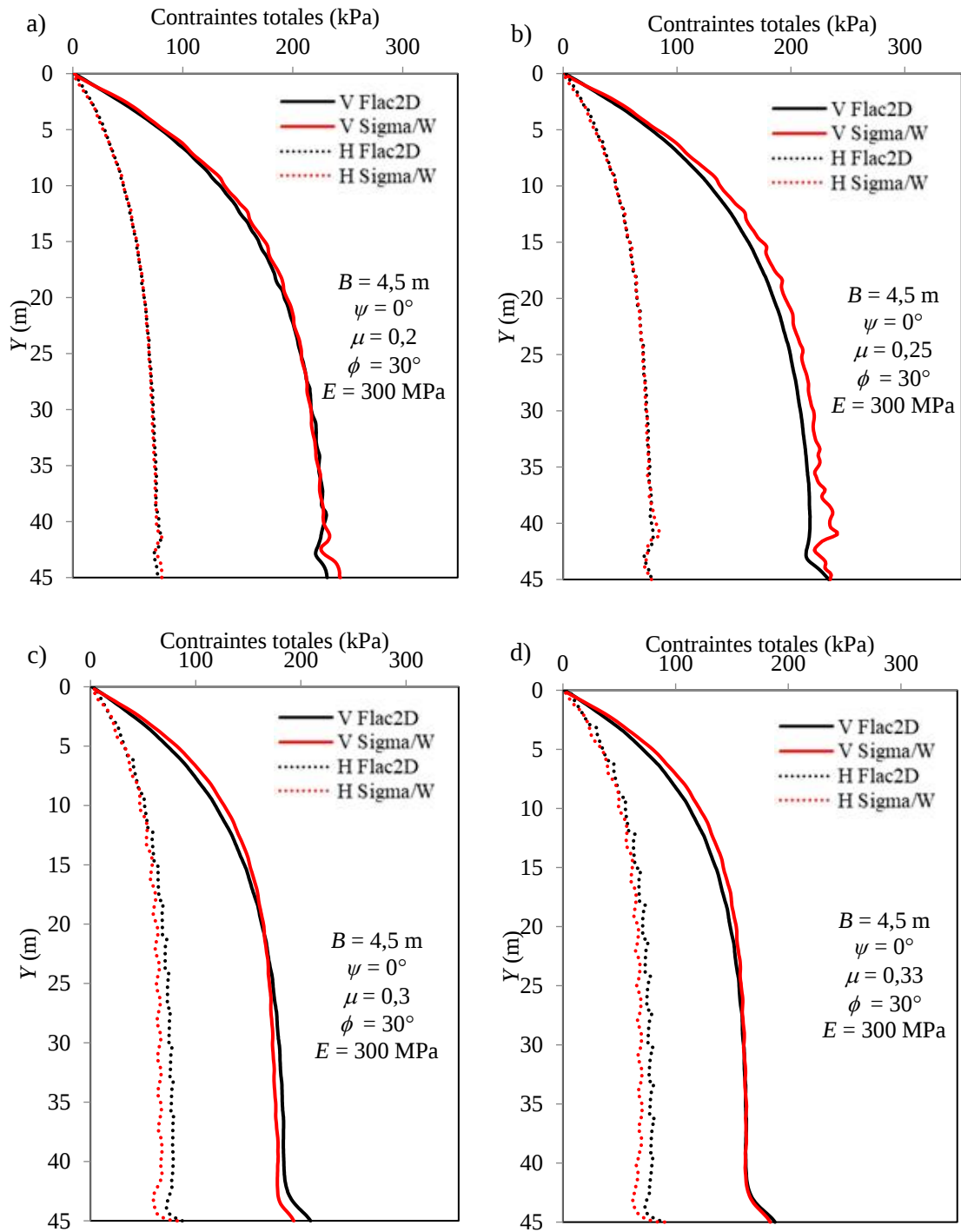


Figure C.4 Comparaison entre la variation des contraintes verticales et horizontales obtenues par SIGMA et FLAC 2D le long de la ligne centrale d'un chantier remblayé avec différentes valeurs du coefficient de Poisson du remblai (a) $\mu = 0,2$ (b) $\mu = 0,25$ (c) $\mu = 0,3$ et (d) $\mu = 0,333$, cas 3 (voir le tableau C.1)

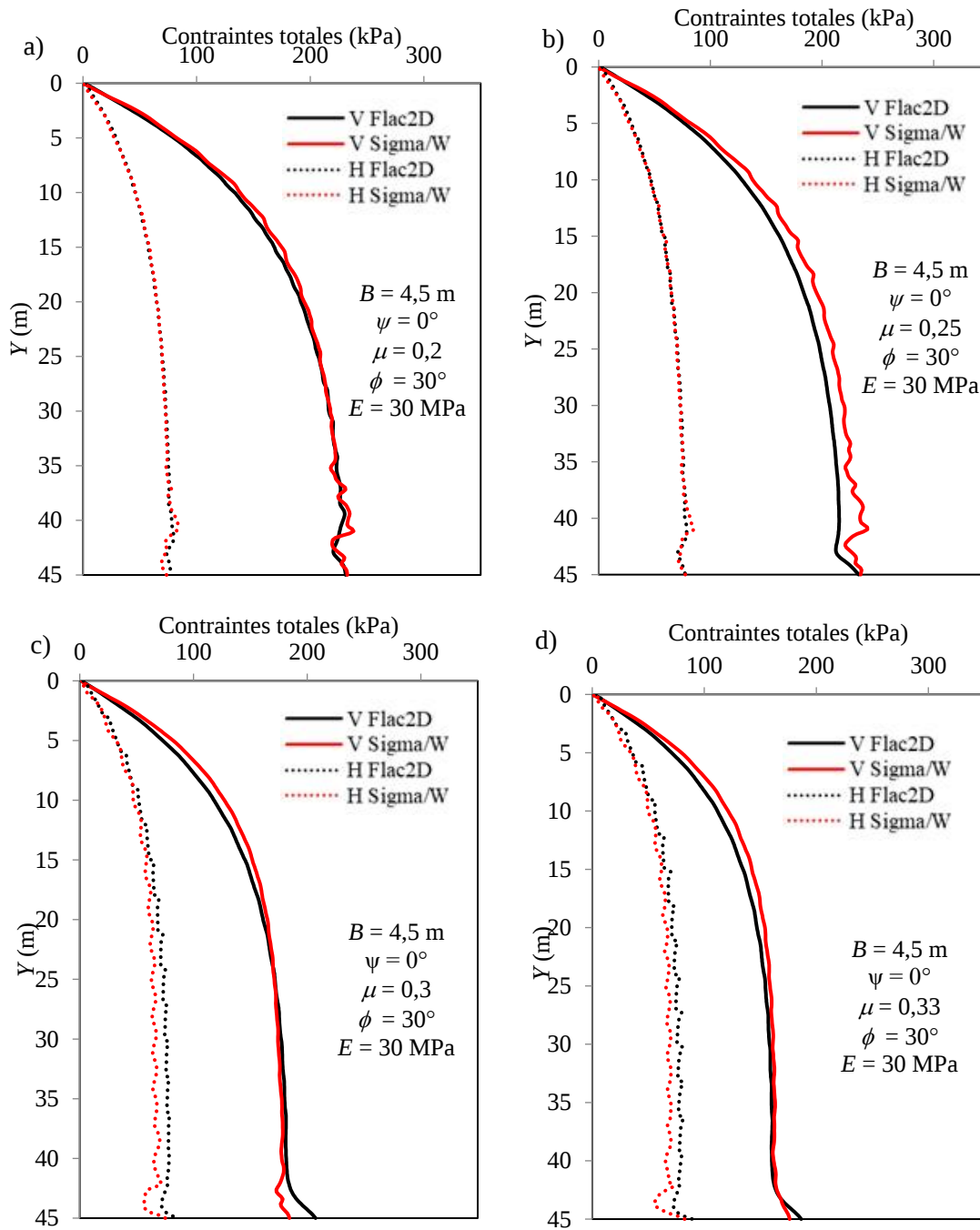


Figure C.5 Comparaison entre la variation des contraintes verticales et horizontales obtenues par SIGMA et FLAC 2D le long de la ligne centrale d'un chantier remblayé avec différentes valeurs du coefficient de Poisson du remblai (a) $\mu = 0,2$, (b) $\mu = 0,25$, (c) $\mu = 0,3$ et (d) $\mu = 0,333$, cas 4 (voir le tableau C.1)

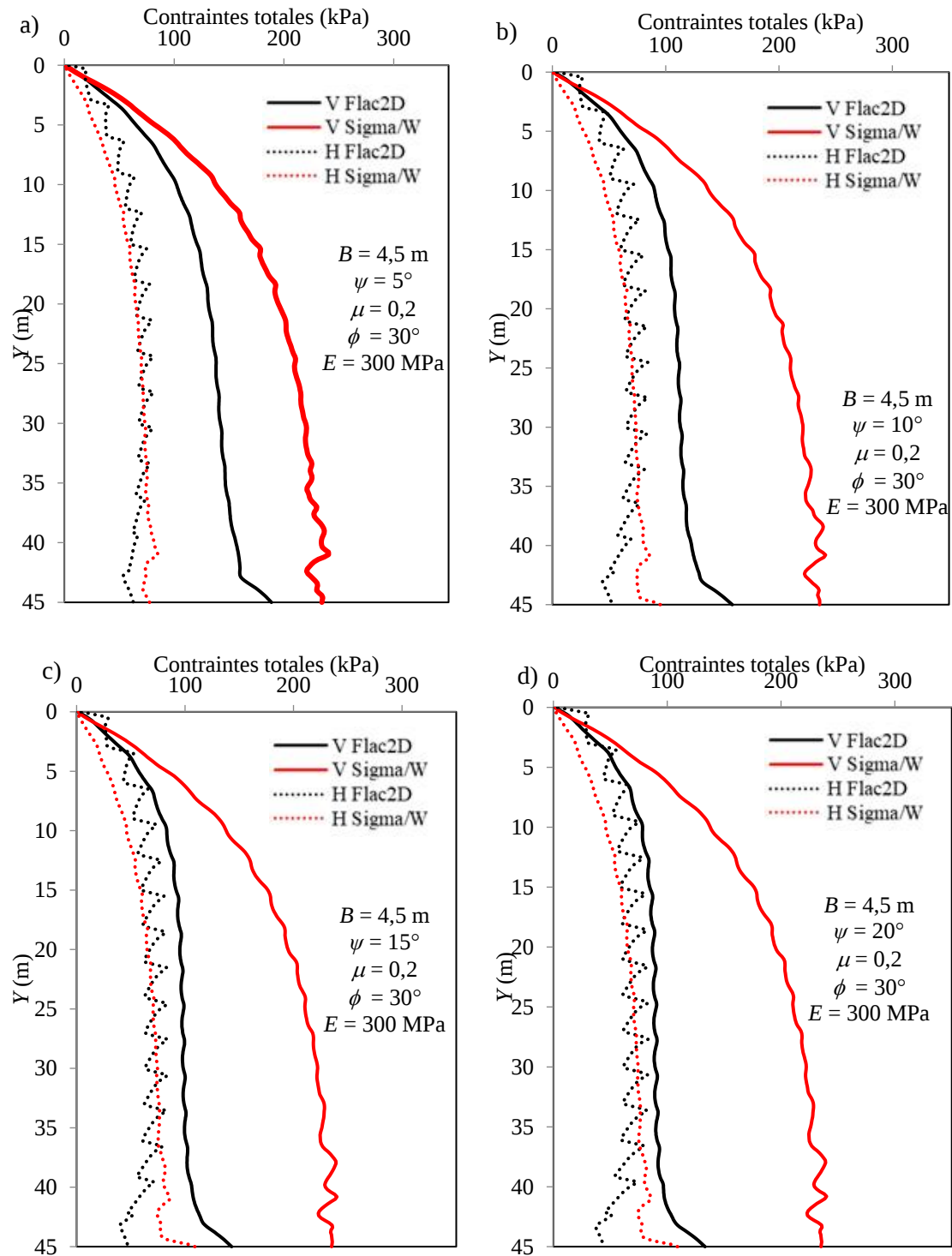


Figure C.6 Comparaison entre la variation des contraintes verticales et horizontales obtenues par SIGMA et FLAC 2D le long de la ligne centrale d'un chantier remblayé avec différentes valeurs de l'angle de dilataance du remblai (a) $\psi = 5^\circ$, (b) $\psi = 10^\circ$, (c) $\psi = 15^\circ$ et (d) $\psi = 20^\circ$, cas 5 (voir le tableau C.1)

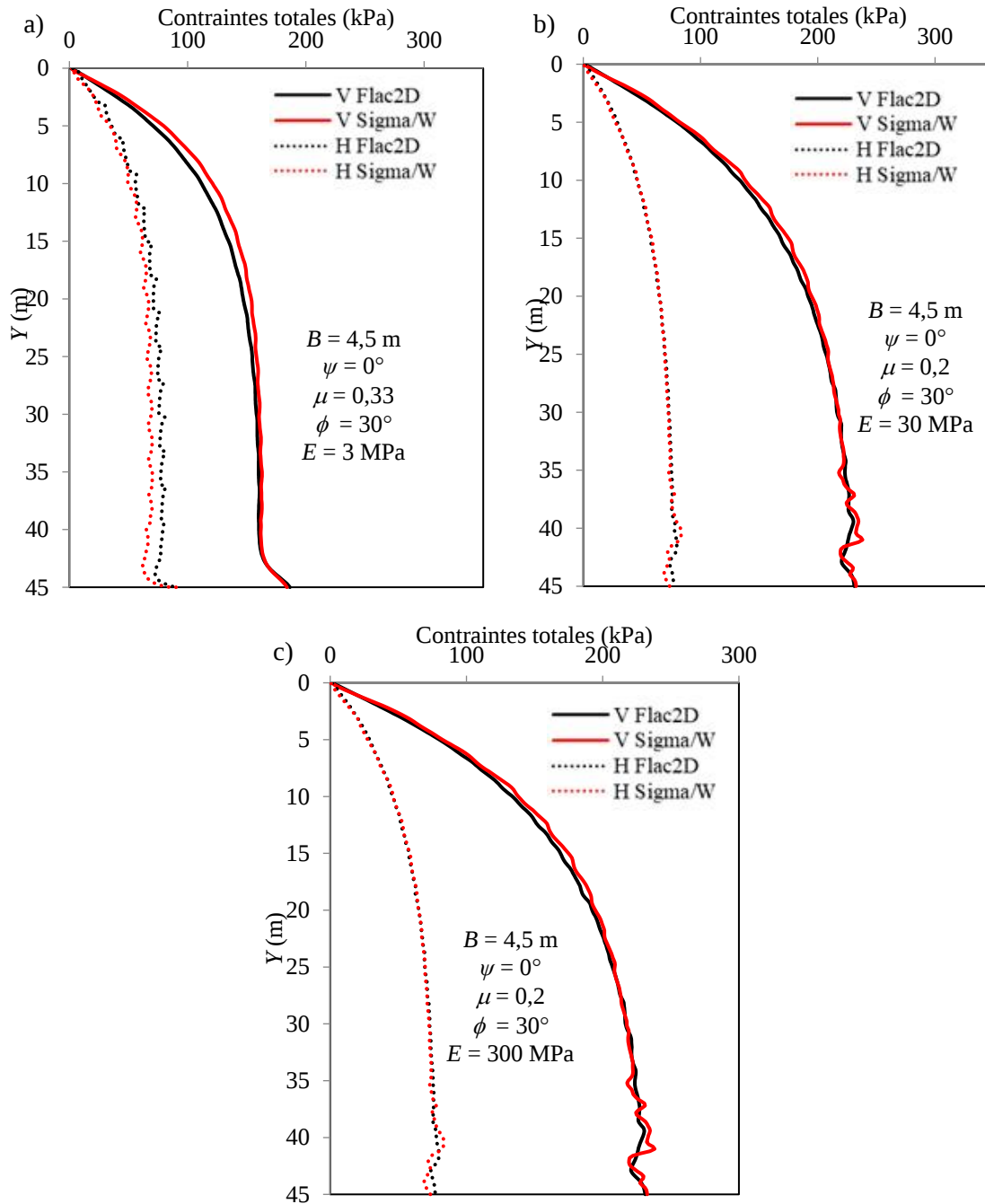


Figure C.7 Comparaison entre la variation des contraintes verticales et horizontales obtenues par SIGMA et FLAC 2D le long de la ligne centrale d'un chantier remblayé avec différentes valeurs de module de Young (a) $E = 3$ MPa, (b) $E = 30$ MPa et (c) $E = 300$ MPa, cas 6 (voir le tableau C.1)

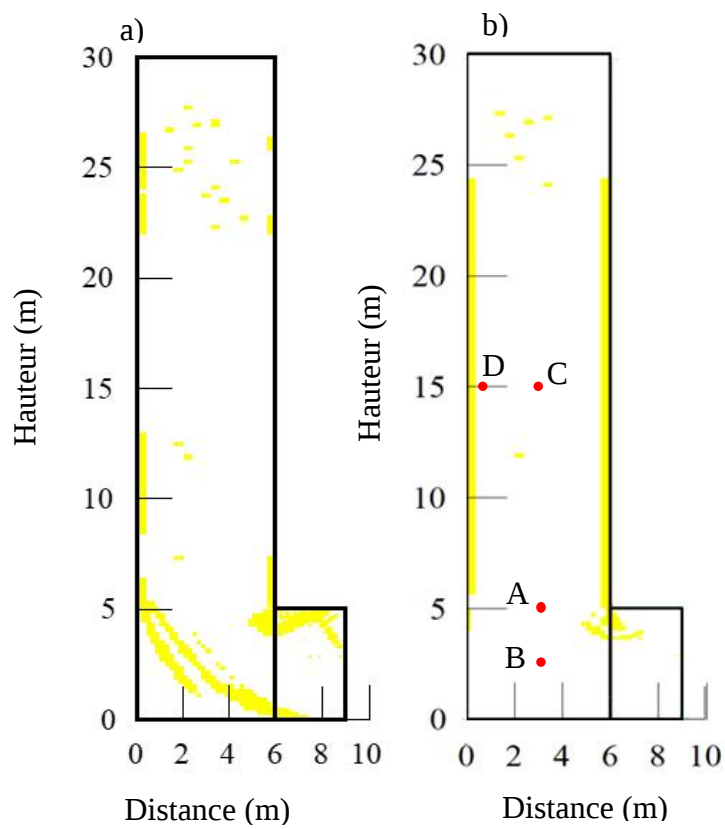
ANNEXE D SIMULATIONS NUMÉRIQUES ADDITIONELLES

Figure D.1 La plasticité dans le modèle a) à la fin de remplissage b) à 40 jours de la fin de remplissage

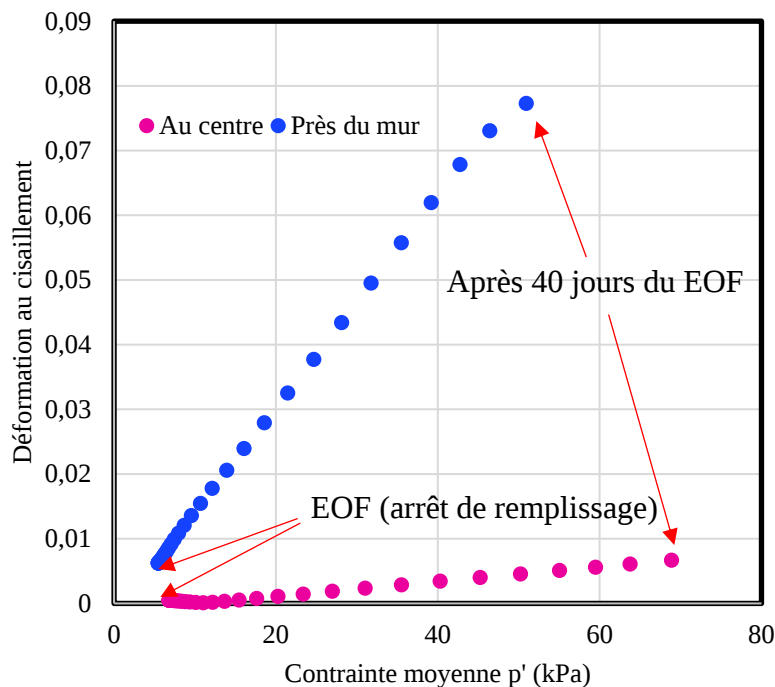


Figure D.2 La variation de la déformation au cisaillement en fonction de la contrainte moyenne au point C et D (voir la figure D.1).

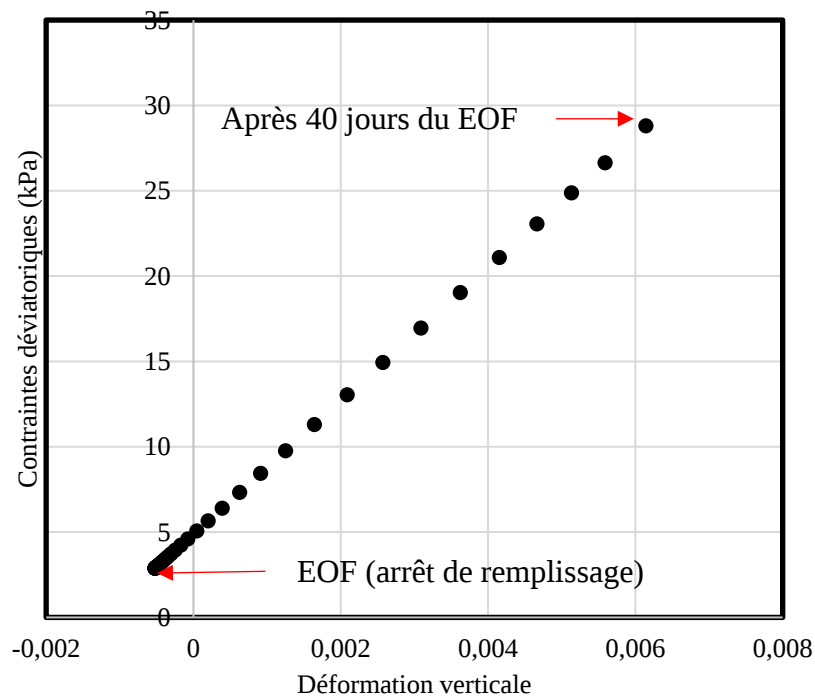


Figure D.3 La variation de la contrainte déviatorique en fonction de la déformation verticale au point C (voir la figure D.1) pour une période de 40 jours après l'arrêt du remplissage

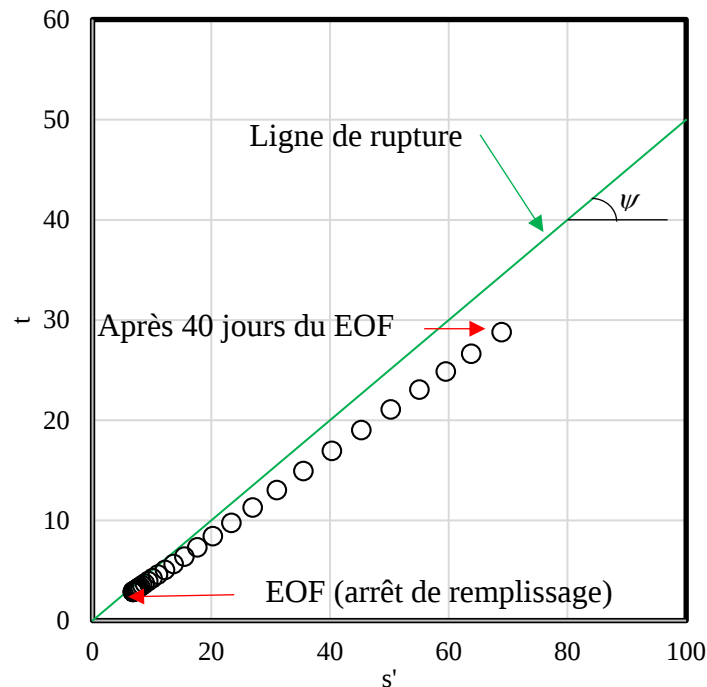


Figure D.4 Le cheminement des contraintes au point C (voir la figure D.1)

La figure D.5 montre la variation de la conductivité hydraulique et le coefficient de consolidation en fonction du temps aux points A et B. Cette figure montre une réduction de la conductivité hydraulique en fonction du temps, cette réduction est contrôlée par la fonction montrée dans la figure 4.3. Cette réduction peut être expliquée par l'augmentation de la contrainte effective verticale durant le processus de la consolidation dans les deux points A et B. la figure indique aussi que la conductivité hydraulique au point A diminue plus rapidement que celle au point B ceci reflète l'évolution de la contrainte effective au point A comparativement au B. cette figure montre aussi que le coefficient de consolidation suit la même tendance que celle de la conductivité hydraulique dans les deux points, ceci est due à la valeur constante imposée du module de Young $E = 1000 \text{ kPa}$ ($m_v = 6,67 \times 10^{-5} \text{ kPa}^{-1}$) dans le modèle numérique.

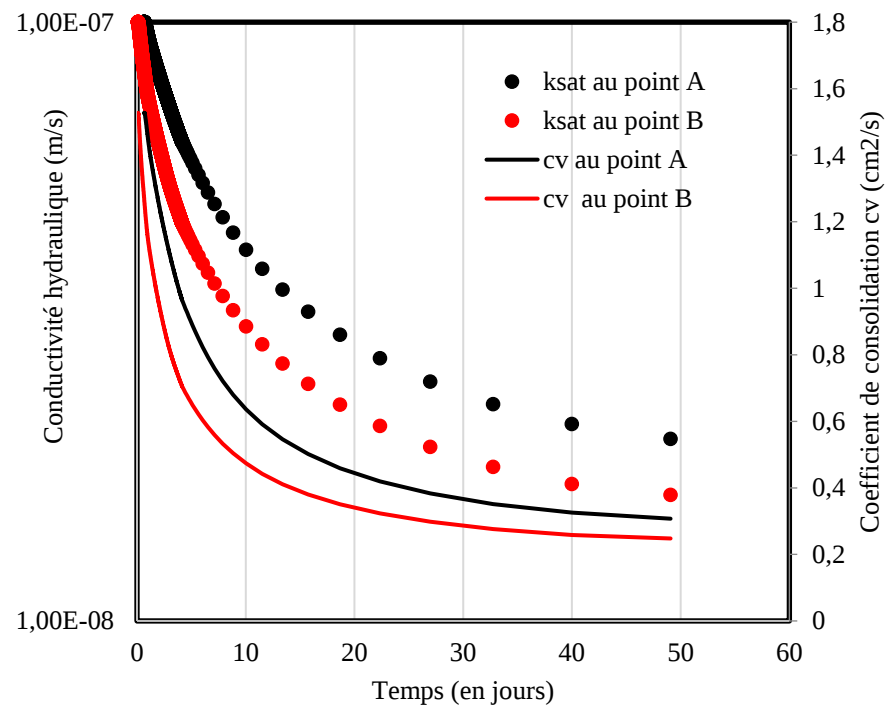


Figure D.5 La variation de la conductivité hydraulique et du coefficient de consolidation en fonction du temps au point A et B (voir la figure D.1)

ANNEXE E ANALYSE DES ERREURS DES CAPTEURS

Le capteur de pression totale de type (TML PDA-200kPa) a été utilisé dans l'étude expérimentale (article 3), l'erreur dans ce type de capteur est de 1%. Une analyse a été effectuée pour étudier l'effet de l'erreur de ces capteurs sur l'ampleur des résultats. La figure E.1 montre la variation des contraintes totales verticales dans le capteur vertical (S2V) pour le cas 0 et 5 (voir tableau 5.2) avec les erreurs possibles pour les deux cas. Cette figure indique que l'erreur de 1% n'a aucun effet sur la distribution et l'ampleur des contraintes verticales dans la colonne.

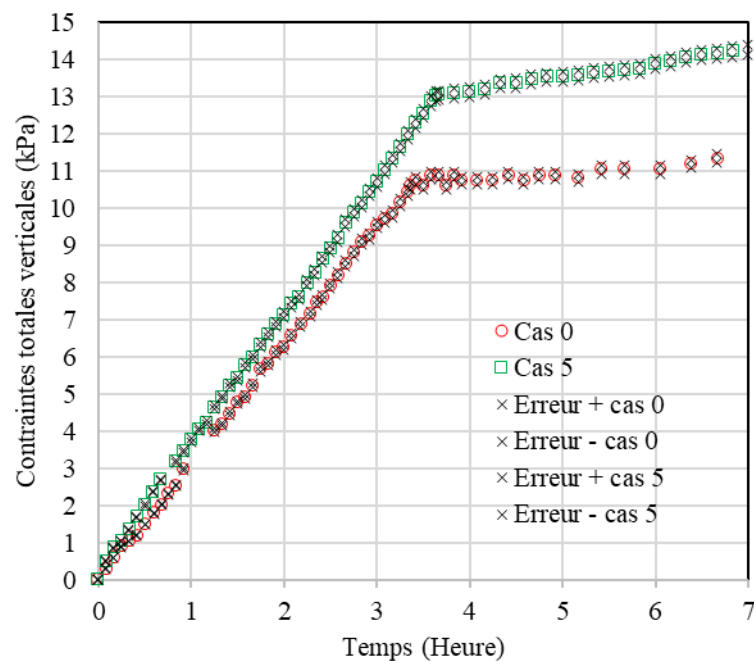


Figure E.1 L'effet de l'erreur du capteur vertical sur la distribution des contraintes totales verticales pour le cas 0 et 5 (voir tableau 5.2)

ANNEXE F COMPARAISON ADDITIONNELLE ENTRE SIGMA/W ET FLAC2D

Dans le chapitre 4, les simulations numériques ont été menées en introduisant des éléments d'interface entre le remblai et les faces du modèle (sans le massif rocheux), ceci est dû à une sous-estimation des contraintes obtenues par Sigma/W comparativement à celles obtenues par FLAC2D pour un chantier avec le massif rocheux pour les deux codes. Cette introduction des éléments d'interface est jugée nécessaire afin d'obtenir des distributions des contraintes verticales et horizontales comparables à celles obtenues avec FLAC2D (avec le massif rocheux). Pour identifier le problème, une série de simulations numériques a été effectuée après la soumission du troisième article en vérifiant la stabilité et la fiabilité des résultats numériques du code Sigma/W. La modélisation du chantier minier à l'aide de SIGMA/W et FLAC2D a été réalisée en imitant la séquence réelle d'un chantier remblayé (modèle initial, excavation et remblayage). Le chantier a une largeur de 4,5 m et une hauteur de 45 m. Chaque couche de remblai fait 3 m de hauteur. L'effet de temps n'est pas pris en compte dans ces simulations menées avec les logiciels SIGMA/W et FLAC2D. Le schéma du modèle est présenté à la figure F.1. Comme le remblai est mis dans le chantier après le relâchement des déformations élastiques des roches dues à l'excavation, le domaine n'a pas d'influence sur les contraintes dans le remblai. Un domaine assez grand a été pris sans l'analyse de sensibilité de ce paramètre.

Une analyse de sensibilité de maillage a été effectuée pour déterminer un maillage dont les résultats des contraintes verticales se stabilisent au point A (2,15, 9). La figure F.2 montre la variation de la contrainte verticale en fonction de la taille du maillage au point A. Les résultats de cette analyse montrent que les contraintes verticales se stabilisent à partir d'un maillage carré de 0,2 m par 0,2 m.

Après avoir déterminé le maillage qui permet la stabilisation des contraintes, une analyse de sensibilité de la tolérance (la précision) a été menée pour déterminer la valeur de la tolérance qui permet la stabilisation des résultats. À partir de la configuration de référence présentée précédemment, une série de simulations a été réalisée en variant le pourcentage de la tolérance de 1%, 0,5%, 0,1%, 0,01%, 0,001% et 0,0001% et en maintenant une valeur maximum d'itérations de 50000. La figure F.3 montre la variation de la contrainte verticale en fonction du pourcentage de la tolérance (précision) au point B (2,25, 9). Les résultats montrent que les contraintes verticales se

stabilisent à partir d'une valeur de tolérance de 0,01. Ceci montre que l'effet de la tolérance a un effet majeur sur la fiabilité et la stabilité des résultats numériques obtenus avec le code Sigma/W. La figure F.4 montre la variation des contraintes verticales et horizontales obtenues avec le code Sigma/W et le code FLAC2D en fonction de la profondeur pour différentes valeurs de tolérance utilisées dans le code Sigma/W. Cette figure montre que les contraintes verticales et horizontales obtenues avec le code Sigma/W se concordent assez bien avec celles obtenues avec le code FLAC2D. Ces résultats montrent que le code Sigma/W permet d'obtenir des résultats comparables aux résultats numériques obtenus avec le code FLAC2D si l'on impose une valeur de tolérance égale ou inférieure à 0,01 % dans les calculs numériques avec le code Sigma/W.

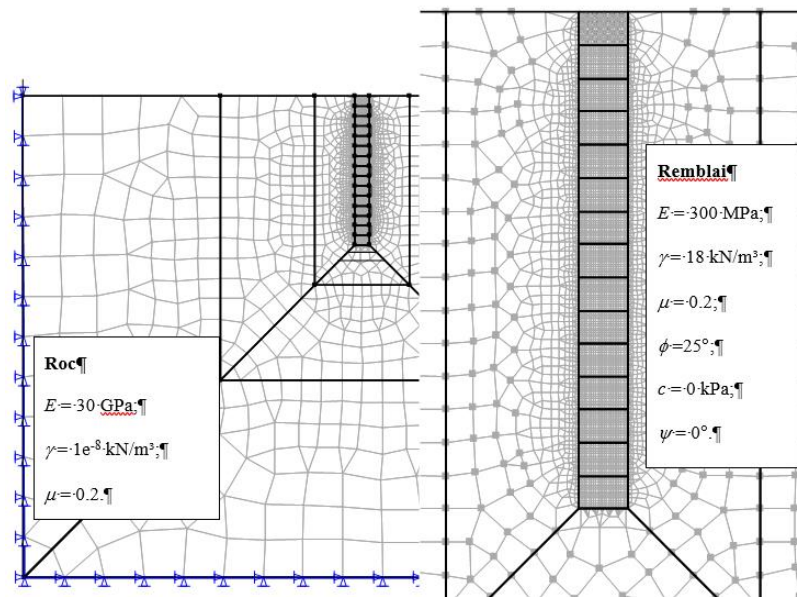


Figure F.1 Modèle utilisé pour étudier l'effet du pourcentage de la tolérance

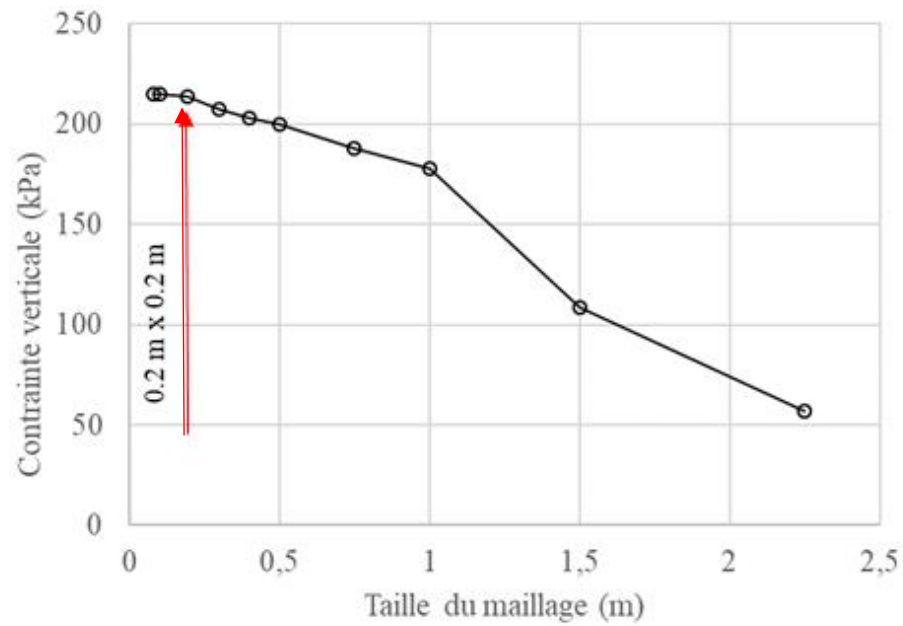


Figure F.2 Variation de la contrainte verticale en fonction de la taille du maillage au point A
(2,15, 9)

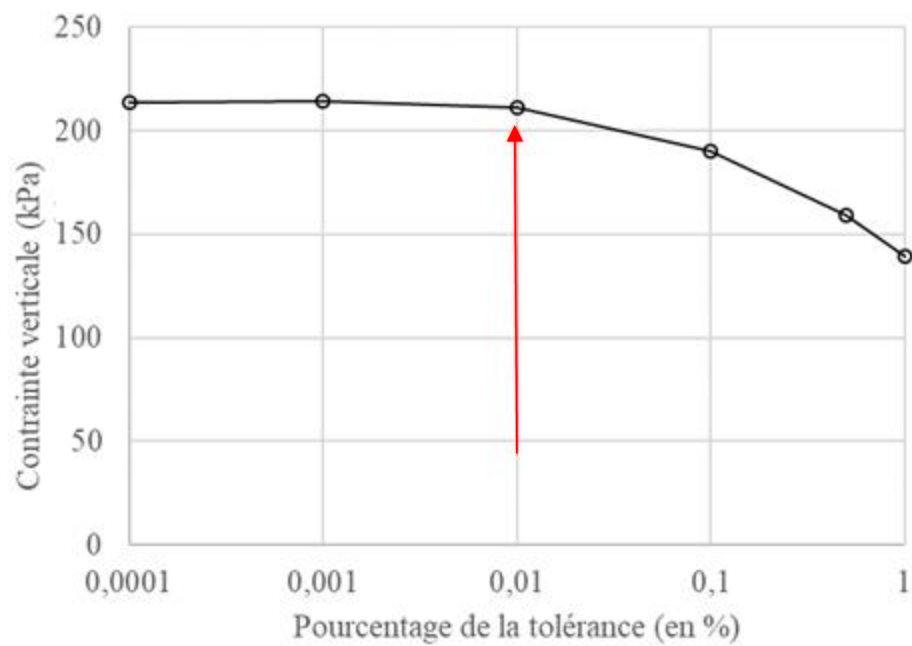


Figure F.3 Variation de la contrainte verticale en fonction du pourcentage de la tolérance
(précision) au point B (2,25, 9)

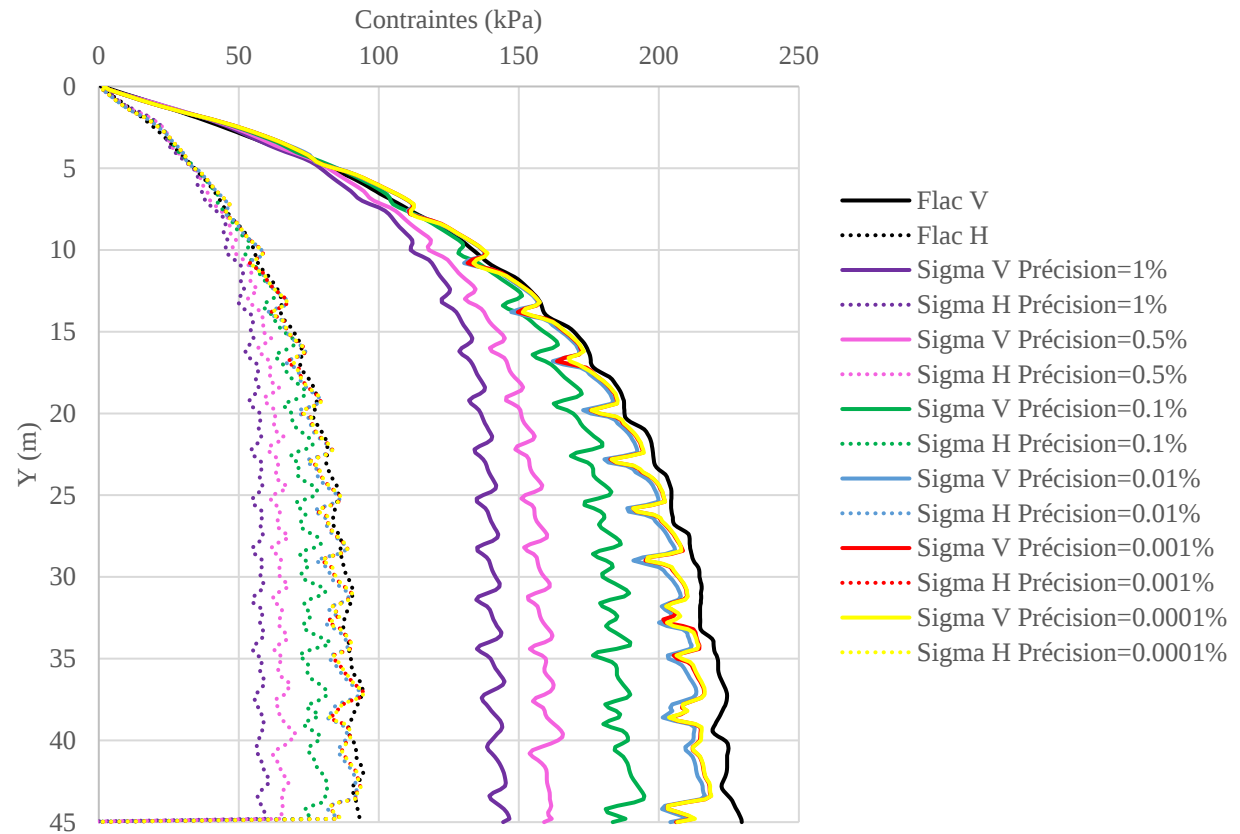


Figure F.4 Variation de la contrainte verticale et horizontale en fonction du pourcentage de la tolérance (précision) à la ligne centrale du chantier