POLYTECHNIQUE MONTRÉAL

affiliée à l'Université de Montréal

Étude expérimentale des propriétés géotechniques du remblai en pâte cimenté renforcé de fibres à courte période de cure

JEAN BÉKET DALCÉ

Département des génies civil, géologique et des mines

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

Génie Minéral

Décembre 2025

© Jean Béket Dalcé, 2025.

POLYTECHNIQUE MONTRÉAL

affiliée à l'Université de Montréal

Cette thèse intitulée :

Étude expérimentale des propriétés géotechniques du remblai en pâte cimenté renforcé de fibres à courte période de cure

présentée par **Jean Béket DALCÉ**

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

Karine SYLVAIN, membre

Damien Pham VAN BANG, membre externe

DÉDICACE

Cette thèse est dédiée à mon père et à ma famille qui m'ont enseigné cet adage fondamental :

« Il n'existe pas de long chemin, il suffit d'avancer. »

REMERCIEMENTS

La complétion de cette thèse a été possible grâce au support inconditionnel de mon directeur de recherche et professeur à l'école Polytechnique de Montréal, Monsieur Li Li. Les mots ne suffiront pas pour témoigner ma gratitude envers cet homme, ce mentor qui depuis 13 ans guide mes pas dans le monde de la recherche scientifique. Grâce à vous Professeur Li, je suis un meilleur ingénieur, mais avant tout une meilleure personne.

Je tiens aussi à remercier le Professeur Richard Simon qui m'accompagne depuis autant d'années, baccalauréat, maitrise et maintenant doctorat, qui par sa générosité a évalué mon pré-doctorat et orienté une partie des recherches menées dans cette étude.

Je tiens aussi à remercier Madame Dominique Richard, Associée de recherche à l'IRME UQAT-Polytechnique, qui a corrigé cette thèse et qui en 2018 m'a accordé sa confiance et donné ma première expérience de travail en tant qu'ingénieur, ce qui a grandement facilité mon intégration sur le marché du travail.

Je remercie également les membres du comité de sélection, Professeur Damien Pham Van Bang et Dr. Karine Sylvain pour leur temps d'évaluer mes travaux de recherche ainsi que Professeur Michel Gamache comme représentant du directeur d'études supérieures.

Mes remerciements vont aussi à Monsieur Robert Chapuis, professeur à l'École Polytechnique de Montréal, pour sa disponibilité et dont les discussions enrichissantes, soit directement dans le couloir ou à son bureau ont grandement facilité la compréhension de certaines notions.

Je remercie également Madame Noura El-Harrak, Monsieur Éric Turgeon, Monsieur Patrick Bernèche et Monsieur Samuel Chénier pour leur support technique et explications lors de la réalisation des essais.

Je remercie aussi mes collègues de l'institut pour leur encouragement, ainsi que les stagiaires pour leur dévouement.

Finalement, j'aimerai remercier le CRSNG, FRQNT et les partenaires industriels de l'IRME UQAT-Polytechnique pour leur soutien financier qui m'a permis de réaliser les travaux de recherche présentés dans cette thèse.

RÉSUMÉ

Le remblayage des chantiers miniers constitue une alternative pour réduire la source des risques reliés à l'entreposage en surface des rejets miniers. Par cette opération, l'industrie minière peut diminuer son empreinte environnementale tout en améliorant la stabilité des chantiers souterrains. Cette opération se pose désormais comme un pilier de pratiquement toutes les méthodes de minage en souterrain. Différents types de remblais miniers existent. Le remblai en pâte cimenté (RPC) est devenu le plus utilisé dans les mines souterraines. En effet, le RPC peut permettre le retour de plus de 50% des résidus miniers dans les chantiers souterrains. Cependant, le RPC exige l'ajout des liants (ciment, cendre volant, scorie, etc.) et même des additifs et des adjuvants pour améliorer autant les propriétés mécaniques que rhéologiques. Cette demande en liants et additifs peut s'accroitre davantage pour les mines profondes où une plus grande résistance mécanique est nécessaire pour assurer la stabilité des remblais et des chantiers. Dans ce contexte, l'ajout de fibres devient une option intéressante car plusieurs études ont montré que l'ajout de fibres permet d'augmenter la résistance mécanique et de diminuer le besoin en liants. Cependant, plusieurs incertitudes demeurent quant à l'impact réel de l'ajout de fibres sur les propriétés hydro-géotechniques du RPC une fois déposé dans les chantiers souterrains. Notre revue littérature montre que la majorité des travaux de recherche ont été menés avec une teneur en ciment beaucoup plus élevée que celle couramment utilisée dans les mines au Canada qui varie entre 3% à 7%. Peu ou pas d'études portent sur l'influence de fibres sur la conductivité hydraulique des RPC. Il reste à clarifier si l'ajout des fibres améliore de façon significative la résistance mécanique autant en compression qu'en traction du RPC sur toute sa durée de vie dans le chantier, notamment à un temps de cure rapproché de sa déposition. Peu d'études évaluent les effets du pourcentage en solide du RPC sur l'amélioration des résistances mécaniques par l'ajout des fibres. D'ailleurs, l'étude de la forme des fibres sur les résistances mécaniques du RPC est inexistante.

L'objectif principal de cette thèse est de combler ces lacunes de connaissance pour mieux comprendre les effets d'ajout des fibres sur les propriétés mécaniques, rhéologique et hydrauliques du RPC. Pour atteindre cet objectif, nos investigations ont été réalisées en trois parties. Pour la première partie, on a évalué l'impact du pourcentage en solide et de la teneur en fibres sur la résistance mécanique et l'affaissement du RPC à un temps de cure de 7 jours. Pour la deuxième partie, un essai en colonne a été réalisé pour montrer l'influence réelle des fibres sur le drainage, la sédimentation et la consolidation ainsi que la conductivité hydraulique du RPC dans un chantier.

Les tassements et les drainages de quatre mélanges de remblai ont été ont été évalués : un remblai non-cimenté, un remblai non-cimenté renforcé de fibres, un remblai cimenté et un remblai cimenté renforcé de fibres. Pour la troisième partie, on a modifié la forme des fibres de sorte que chaque fibre contient deux nœuds afin d'améliorer la résistance mécanique autant en compression qu'en traction.

Pour la première partie, les résultats montrent que la résistance mécanique augmente avec l'augmentation du pourcentage en solide, peu importe si le RPC contient ou ne contient pas des fibres. L'intégration des fibres augmente les propriétés rhéologiques, ainsi affecte négativement les propriétés d'écoulement du RPC. De plus, cette étude démontre que l'intégration des fibres de polypropylène n'améliore pas la résistance mécanique du RPC à 7 jours de murissement avec une teneur en ciment approximative de 5%, une valeur assez typique dans des mines au Canada, en Australie et aux États-Unis. Ces résultats, différents de ceux rapportés dans la majorité des publications, peuvent être expliqués par le fait que l'intégration des fibres pourrait contraindre l'hydratation du ciment et créer des zones de faiblesse à cause de la faible teneur en ciment et de la courte durée d'hydratation. Plus d'essais sont nécessaires pour vérifier si cette tendance se maintient avec des périodes de cure plus longues ou avec des teneurs en ciment différentes. Cependant, les résultats de cette étude mettent en garde contre les effets de l'intégration des fibres sur les propriétés mécaniques et rhéologiques du RPC, tant pour le transport du remblai que pour la stabilité de celui-ci lorsqu'il doit être exposé peu longtemps après sa mise en place.

Pour la deuxième partie, les résultats montrent que l'hydratation du ciment ainsi que l'ajout des fibres limitent la sédimentation et annihilent complètement la phase de consolidation du remblai dans le chantier. L'intégration des fibres. en dépit de son effet d'augmentation de la porosité, n'a pas d'effet significatif sur la conductivité hydraulique du remblai. Les fibres améliorent la conductivité hydraulique du remblai non-cimenté une fois que les phases de sédimentation et de consolidation du remblai sous son propre poids sont complétées. Cependant, pour les remblais cimentés, l'intégration des fibres diminue la conductivité hydraulique du remblai. Ces résultats mettent en évidence l'influence complexe de l'ajout de fibres sur le comportement hydro-géotechnique du RPC dans le chantier.

Pour la troisième partie, les résultats montrent que les fibres modifiées améliorent de façon significative la résistance mécanique du RPC autant en compression qu'en traction. De plus, le

RPC renforcé avec nos fibres modifiées montre deux résistances au pic avec la deuxième supérieure que la première. Cela serait très bénéfique non seulement pour les remblais exposés latéralement ou à la base, mais aussi pour réduire les effets des coups de terrain

ABSTRACT

Backfilling mined-out stopes has become a critical strategy for reducing the risks associated with surface disposal of tailings. By returning a substantial fraction of tailings underground, this practice reduces environmental impacts while enhancing the stability of underground workings. Today, backfilling is integral to nearly all underground mining methods. Among the various backfilling technologies, cemented paste backfill (CPB) is the most widely adopted, enabling the placement of more than 50% of tailings back into stopes.

However, CPB requires the addition of binders such as cement, fly ash, or slag, and sometimes chemical additives to achieve adequate mechanical and rheological performance. In deep mines, where higher mechanical strength is essential to ensure the stability of both the backfill and the surrounding rock mass, the demand for binders can increase substantially. In this context, the use of fibers has become an attractive alternative because numerous studies suggest that fiber inclusion can enhance mechanical strength while reducing the amount of binder required.

Despite this potential, significant uncertainties remain regarding the actual influence of fibers on the hydro-geotechnical behavior of fiber-reinforced cemented paste backfill (FR-CPB), particularly at early ages and under in-stope deposition conditions. Our literature review reveals major knowledge gaps. Cement contents used in prior studies are typically far higher than those used in Canadian, Australian, and U.S. mining operations, where cement contents generally fall between 3-7%. The effect of fibers on hydraulic conductivity and thus on drainage, sedimentation, and consolidation has been scarcely examined. It also remains unclear whether fiber addition consistently improves mechanical strength throughout the curing period, especially when curing times are short and binding agents are limited. Furthermore, only a limited number of studies have evaluated how solids content influences the mechanical improvement provided by fibers, while the influence of fiber geometry on CPB mechanical strength remains essentially unexplored.

The main objective of this thesis is to address these knowledge gaps in order to improve the understanding of the effects of fiber addition on the mechanical, rheological and hydraulic properties of CPB. To achieve this objective, the research program was conducted in three complementary parts. The first part evaluates the influence of solids content and fiber dosage on the mechanical strength and slump of CPB at a curing age of 7 days. The second part involves column tests designed to investigate the influence of fibers on drainage, sedimentation,

consolidation, and hydraulic conductivity of CPB under conditions representative of in-stope placement. Settlement and drainage responses were analyzed for four backfill mixtures: uncemented paste backfill, fiber-reinforced uncemented paste backfill, cemented paste backfill, and fiber-reinforced cemented paste backfill. The third part evaluates the improvement in both compressive and tensile strengths of CPB through a fiber geometry modification to the fibers by adding one knot on each end of a fiber.

Results from the first part show that mechanical strength increases with solids content, independently of whether fibers are present. Fiber addition significantly increases rheological yield stress, reducing flowability. At a cement content of approximately 5%, a representative value of common practice in mines in Canada, Australia, and the United States, polypropylene fibers do not increase 7-day mechanical strength of CPB. These findings, which contrast with most published studies, may be explained by that, under low-binder conditions, fiber inclusion may locally disrupt cement hydration and create weak zones within the material at early ages. Additional testing is required to determine whether this trend persists at longer curing times or higher cement contents. This highlights the need for careful evaluation of fibers integration in mine backfills, as their effects on mechanical and rheological properties may influence both backfill transport and stability, particularly for backfill exposed shortly after placement.

Results from the second part show that cement hydration, combined with fiber addition, significantly reduces sedimentation and completely suppresses the self-weight consolidation phase of the backfill in stope. Despite the increase in porosity induced by fiber inclusion, fibers do not have a significant effect on the overall hydraulic conductivity of the backfill. However, fibers enhance the hydraulic conductivity of uncemented backfill once sedimentation and consolidation phases are completed. In contrast, for cemented backfill, fiber inclusion leads to a reduction in hydraulic conductivity. These results underline the complex role of fibers in governing early-age hydro-geotechnical behavior of CPB.

For the third part, the results demonstrate that the modified fibers significantly improve mechanical strength of CPB in both compression and tension. In addition, CPB reinforced with the modified fibers exhibits two peak strengths, with the second peak exceeding the first. This mechanical behavior is particularly advantageous not only for side- or base-exposed backfill, but also for mitigating the effects of rockburst in deep underground mines.

TABLE DES MATIÈRES

DÉDICACE III

REMERCIEMENTS IV

RÉSUMÉ V

ABSTRACT VIII

LISTE DES TABLEAUX XIV

LISTE DES FIGURES XV

LISTE DES SYMBOLES ET ABRÉVIATIONS XXII

LISTE DES ANNEXES XXV

CHAPITRE 1 INTRODUCTION 1

1.1 Mise en contexte et problématique 1

1.2 Objectifs de la recherche 9

1.3 Méthodologie 10

1.4 Contributions 11

1.5 Organisation 12

CHAPITRE 2 REVUE DE LITTÉRATURE 14

2.1 Généralités 14

2.2 Historique 14

2.3 Types des remblais miniers 15

2.3.1 Remblai rocheux 16

2.3.2 Remblai hydraulique 19

2.3.3 Remblai en pâte 24

2.4 Conception du remblai 37

2.4.1 Solutions analytiques pour la résistance nécessaire d'un remblai cimenté exposé latéralement 38

2.4.2 Détermination de la résistance nécessaire d'un remblai cimenté exposé à la base 61

2.5 Remblai renforcé 78

2.5.1 Types de fibres 79

2.5.2 Comportement mécanique et hydraulique du remblai en pâte renforcé de fibres 80

CHAPITRE 3 ARTICLE 1 : EXPERIMENTAL STUDY ON THE RHEOLOGICAL AND MECHANICAL BEHAVIORS OF FIBER REINFORCED CEMENTED PASTE BACKFILL AT A CURING TIME OF 7 DAYS 87

3.1 Introduction 88

3.2 Laboratory Tests 91

3.2.1 Materials 91

3.2.2 Sample Preparation 94

3.2.3 Laboratory Tests 95

3.3 Test Results and Interpretation 102

3.3.1 Workability 102

3.3.2 Mechanical Strength 103

3.4 Conclusion 107

CHAPITRE 4 ARTICLE 2 : EARLY-AGE SEDIMENTATION AND SELF-WEIGHT CONSOLIDATION BEHAVIOR OF FIBER REINFORCED CEMENTED PASTE BACKFILL 109

4.1 Introduction 111

4.2 Materials and Methods 114

4.2.1 Sample preparation of cemented paste backfill with or without fibers 114

4.2.2 Experimental Set-up 118

4.2.3 Testing Procedure 120

4.3 Results and Discussion 126

4.3.1 Settlement 126

4.3.2 Density and void ratio 128

4.3.3 Drainage 130

4.3.4 Relationship between hydraulic conductivity and void ratio 133

4.4 Conclusion 134

CHAPITRE 5 ARTICLE 3 : IMPROVING THE COMPRESSIVE AND TENSILE STRENGTHS OF CEMENTED PASTE BACKFILL THROUGH MODIFIED FIBER 136

5.1 Introduction 138

5.2 Laboratory Tests 142

5.2.1 Sample Preparation 142

5.2.2 Specimen preparation for UCS and STS tests 144

5.2.3 Uniaxial Compressive and Splitting Tensile Tests 147

5.3 Results and Discussion 149

5.3.1 Unconfined Compressive Strength (UCS) 149

5.3.2 Tensile Strength 152

5.4 Conclusion 155

CHAPITRE 6 DISCUSSION GÉNÉRALE 157

6.1 Représentativité des échantillons et ségrégation 158

6.2 Effet d’échelle 160

6.3 Interprétation des résultats 161

CHAPITRE 7 CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS 163

7.1 Conclusion 163

7.2 Recommandations 164

7.2.1 Mécanismes d'interaction fibre-matrice 164

7.2.2 Optimisation géométrique et matérielle des fibres 165

7.2.3 Modélisation numérique du comportement géotechnique du remblai 165

7.2.4 Représentativité des essais de laboratoire et validation in-situ 166

RÉFÉRENCES 167

ANNEXES 190

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 2.1 : Classification des résidus miniers utilisés pour la fabrication du remblai hydraulique (tirée de Thomas & Holtham, 1989) 21

Tableau 2.2 : Modes de rupture en fonction de la géométrie du chantier et de son inclinaison (adapté de Keita et al., 2021) 73

Tableau 2.3 : Caractéristiques des fibres les plus utilisées, (adapté de Sivakumar & Santhanam, 2007)..... 79

Table 3.1 : Physical characteristics of the tailings used to produce the CPB 93

Table 3.2 : Slump test program; samples having a cement content B_W of 5% prepared with the tailings of 2024..... 96

Table 3.3 : UCS test program; samples having a cement content B_W of 5%..... 97

Table 3.4 : Testing conditions of published works and this study for UCS of unreinforced and fiber reinforced CPB at a curing time of 7 days 107

Table 4.1 : Physical characteristics of the tailing's material..... 115

Table 4.2 : Heights and time at stabilization of the uncemented mixtures (UCPB and fiber reinforced UCPB) and cemented mixtures (CPB and fiber reinforced CPB)..... 127

Table 5.1 : UCS and STS test program; samples having a cement content B_W of 5% and a solids content C_W of 75% 148

Tableau 6.1 : Variation des propriétés physiques du remblai en pâte cimenté et renforcé dans la colonne 160

LISTE DES FIGURES

Figure 1.1 : Rôles des remblais miniers dans les mines souterraines (adaptée de De Souza et al., 2004)..... 2

Figure 1.2 : Statistique de la résistance mécanique requise en fonction de l'objectif du remblai dans le chantier (adaptée de Belem et al., 2009) 4

Figure 1.3 : Rôles des fibres à l'origine du renforcement des mélanges (adaptée de Warren & Sarin, 1989)..... 6

Figure 1.4 : Interaction de la fibre régulière avec la matrice du remblai en pâte renforcé 11

Figure 1.5 : Interaction de la fibre modifiée avec la matrice du remblai en pâte modifié 11

Figure 2.1 : Chronologie d'utilisation du remblai dans les mines souterraines (adaptée de Qi & Fourie, 2019) 15

Figure 2.2 : Photo et distribution granulométrique typique d'un remblai rocheux (adaptée de Sainsbury & Sainsbury, 2014) 18

Figure 2.3 : Distribution granulométrique des remblais hydrauliques (en lignes pleines sur la figure) utilisés en Australie (tirée de Sivakugan, 2008)..... 21

Figure 2.4 : Variation de la résistance en compression uniaxiale d'un remblai hydraulique en fonction du temps de malaxage pour différents temps de cure (tirée de Kermani et al., 2015) 23

Figure 2.5 : Distribution granulométrique des résidus miniers de 12 mines Canadiennes (adaptée de Belem, 2015) 26

Figure 2.6: Configurations typiques de transport et de déposition du remblai en pâte dans les chantiers souterrains (tirée de Belem et al., 2003) 28

Figure 2.7 : Configuration du rhéomètre à croisillon ou «vane» (Tirée de Cullen et al., 2003)... 29

Figure 2.8 : Courbe typique obtenue d'un essai au rhéomètre à croisillon «vane» (Tirée de Cullen et al., 2003)..... 30

Figure 2.9 : Configuration de la géométrie initiale et finale du remblai lors de la réalisation de l'essai d'affaissement avec une moule cylindrique (adaptée de Pashias et al., 1996) 32

Figure 2.10 : Variation du seuil de cisaillement d'un remblai en pâte à 70% de pourcentage solide en fonction du type et du pourcentage de liant (adaptée de Ouattara et al., 2010) 33

Figure 2.11 : Évolution de la résistance en compression uniaxiale en fonction du pourcentage de particules inférieur à 20 µm (tirée de Benzaazoua et al., 2004) 34

Figure 2.12 : Influence de la proportion de liant (% Ciment), de la quantité d'eau (*W/C* ratio massique eau/ciment), du pourcentage des fines et de la densité du remblai sur la résistance mécanique *(UCS)* du remblai en pâte (tirée de Fall & Benzaazoua, 2003) 36

Figure 2.13 : Évolution de la conductivité hydraulique du remblai en pâte cimenté en fonction du temps de cure (adaptée de Belem et al., 2001) 37

Figure 2.14 : Modèle du bloc confiné de Mitchell (adaptée de Mitchell et al., 1982) 40

Figure 2.15 : Abaque de stabilité de la résistance en compression uniaxiale (UCS) en fonction de la largeur pour des chantiers exposés latéralement pour différentes épaisseurs avec un $FS \geq 2$ (adaptée de Stone, 1993) 43

Figure 2.16 : Présentation schématique du modèle avec la veine minéralisée et disposition des différents chantiers (adaptée de Li, 2014b) 46

Figure 2.17 : Mécanisme de rupture d'un chantier remblayé et modèle d'analyse par méthode d'équilibre limite pour les deux types de glissement considérés, (tirée de Li & Aubertin, 2014). 48

Figure 2.18 : Coupe typique d'un chantier minier après excavation du chantier secondaire et présentation du bouchon (adaptée de Li, 2014b) 50

Figure 2.19 : Plans de rupture d'un chantier avec un ratio hauteur/largeur élevé et un bouchon à la base (adaptée de Li, 2014b) 51

Figure 2.20 : Illustration du modèle de rupture, de la fissure en tension verticale et des différentes forces agissant dans le chantier, (adaptée de Yang et al., 2017) 53

Figure 2.21 : Illustration des forces et pressions agissant sur un chantier remblayé cimenté, (adaptée de Liu et al., 2018) 54

Figure 2.22 : Structure et éléments considérés pour le calcul de la résistance requise pour un bouchon de remblai pour la méthode de minage par Long-trou (adaptée de Grabinsky et al., 2021)..... 59

Figure 2.23 : Modèle d'un chantier minier remblayé avec l'excavation du chantier secondaire en présentant l'effet du massif rocheux, (adaptée de Wang & Li, 2022) 60

Figure 2.24 : Variation de la cohésion minimum requise pour un chantier remblayé en fonction de de la profondeur de la mine, (adaptée de Wang & Li, 2022)..... 61

Figure 2.25 : Illustration des différentes modes de rupture observées par Mitchell (1991) et vérifiées par Pakalnis et al. (2005) (tirée de Pakalnis et al., 2005) 62

Figure 2.26 : Illustration du modèle de Mitchell (1991) et présentations des modes de rupture et des paramètres géotechniques 63

Figure 2.27 : Abaque de stabilité pour un pilier semelle en minerai exposé à la base pour un $FS \geq 2$ (adaptée de Stone, 1993) 66

Figure 2.28 : Abaque de stabilité pour un pilier semelle en minerai exposé à la base pour un $FS \geq 2$ (adaptée de Pakalnis et al., 2005)..... 67

Figure 2.29 : Variation de la cohésion critique du pilier semelle en fonction de la profondeur et de l'inclinaison *(β)* du chantier (adaptée de Pagé et al., 2018) 68

Figure 2.30 : Variation de la cohésion critique du pilier semelle en fonction de la profondeur et de la largeur *(W)* du chantier (adaptée de Pagé et al., 2018)..... 68

Figure 2.31 : Variation de la cohésion critique du pilier semelle en fonction de la profondeur du chantier et de l'épaisseur *(e)* de la semelle (adaptée de Pagé et al., 2018) 69

Figure 2.32 : Variation de la cohésion critique du pilier semelle en fonction de la profondeur du chantier et du module de rigidité ou module de Young (E_s) de la semelle (adaptée de Pagé et al., 2018)..... 69

Figure 2.33 : Variation de la cohésion critique du pilier semelle en fonction de la profondeur du chantier et des caractéristiques du massif rocheux (a) module de rigidité ou module de Young (E_r) et (b) du coefficient de pression latérale du roc (K_r) (adaptée de Pagé et al., 2018)..... 70

Figure 2.34 : Variation de la cohésion critique du pilier semelle en fonction de la profondeur du chantier et de la hauteur de remblayage du chantier sous-jacent (adaptée de Pagé et al., 2018) 70

Figure 2.35 : Modèle d'excavation d'un chantier avec la méthode coupe et remblai descendant (adaptée de Keita et al., 2021) 72

Figure 2.36 : Variation de la cohésion minimum d'un remblai exposé à la base en fonction de la profondeur de la mine, de l'épaisseur du chantier remblayé et du module de Young du massif rocheux 74

Figure 2.37 : Variation de la cohésion minimum requise en fonction de la géométrie du chantier, Rs (forme rectangulaire), As (forme d'arche) (adaptée de Keita et al., 2022) 75

Figure 2.38 : Variation de la résistance mécanique minimale pour un chantier exposé à la base en comparaison avec le modèle analytique de Mitchell (1991) (adaptée de Fan et al, 2025) ... 76

Figure 2.39 : Variation de la cohésion minimum requis d'un remblai exposé à la base en fonction de la profondeur de la mine pour différent hauteurs du chantier (a), largeurs du chantier (b), épaisseurs du chantier (c), modules de Young du massif rocheux (d), coefficients de Poisson du massif rocheux (e), modules de Young du remblai (f), coefficients de Poisson du remblai (g), angles de frottement du remblai (h) et coefficients de pression du massif rocheux (i). . 78

Figure 2.40 : Différentes géométries de fibres (tirée de Andra, 2005) 80

Figure 2.41 : Comportement et propagation des fissures sur un échantillon de béton soumis à un essai de traction (tirée de Bernard, 2000) 81

Figure 2.42 : Essai de traction avec trois points de flexion réalisés sur un échantillon de remblai en pâte renforcé de fibres de polypropylène (adaptée de Cao et al., 2019) 82

Figure 2.43 : Représentation des courbes de résistance d'un sol renforcé de fibres en fonction du critère de Mohr-Coulomb, tirée de Li & Zornberg, (2013) 84

Figure 2.44 : Variation de la résistance en compression uniaxiale en fonction du temps de cure pour différents mélanges de remblai en pâte renforcé et non-renforcé de fibres, (adaptée de Chen et al., 2020) 85

Figure 3.1 : Particle size distribution of the two tailings materials used to produce the CPB 92

Figure 3.2 : Photo of a Polypropylene fiber used in this study for fiber reinforced CPB 93

Figure 3.3 : Weighing of materials for preparing a CPB sample having a solids content of 75%: (a) dry tailings; (b) cement, (c) fiber; (d) water 94

Figure 3.4 : UCS test sample preparation: (a) mixing of dry ingredients; (b) mixing of the well mixed dry ingredients with water 95

Figure 3.5 : A photo of the Plexiglas mold and backfill before slump test 96

Figure 3.6 : Illustration of a slump test conducted with a Plexiglas cylinder mold before (a) and after (b) removal of the mold (the white color is a reflection of celling lamp) 97

Figure 3.7 : A photo of ABS cylindrical mold for the UCS tests 98

Figure 3.8 : Pouring of the homogenous CPB into a mold for preparing a UCS test specimen ... 99

Figure 3.9 : Appearance of bleeding water after 2 minutes of manual vibration 99

Figure 3.10 : Picture of unreinforced and fiber reinforced CPB during curing process 100

Figure 3.11 : A CPB specimen under uniaxial compressive loading 101

Figure 3.12 : Variation of slump as a function of fiber content for different solids contents 102

Figure 3.13 Stress–strain curves of UCS tests on reinforced and unreinforced CPB with a solids content of 75% 103

Figure 3.14 : Variation in UCS of fiber reinforced CPB having a solids content of 70% after a curing time of 7 days as function of fiber content 104

Figure 3.15 : Variation in UCS of unreinforced CPB and fiber reinforced CPB having a fiber percent of 0.5% as function of solids content 105

Figure 3.16 : Variation in UCS of unreinforced and fiber reinforced CPB as a function of fiber percent; all the specimens were made from the tailings of 2024 and have a solids content of 75% 106

Figure 4.1 : Tailing's particle size distribution 115

Figure 4.2 : Polypropylene fiber used in this study to make fiber reinforced CPB 116

Figure 4.3 : A mixture with a solids content of at 65%, cement content of 5%, and fibers content of 0.5% 117

Figure 4.4 : Experimental apparatus example used to simulate in-stope CPB deposition..... 119

Figure 4.5 : Filling of a column with a paste backfill 121

Figure 4.6: Evolution of settlement and water pond on top of the paste backfill from time *T1* (a) to time *Tn* (b)..... 123

Figure 4.7 : Water collect of downward drainage 125

Figure 4.8 : Settlement evolution of the four mixtures upon deposition with an enlarged view for the cemented mixtures..... 127

Figure 4.9 : Evolutions of (a) void ratio and (b) density of the four mixtures at early age upon deposition 130

Figure 4.10 : Drainage rate of the (a) uncemented mixtures and (b) cemented mixtures 131

Figure 4.11 : Evolution of the hydraulic conductivity of (a) uncemented mixtures and (b) cemented mixtures 133

Figure 4.12 : Variation in hydraulic conductivity as a function of void ratio for (a) uncemented mixtures and cemented mixtures during sedimentation and self-weight consolidation processes and (b) for uncemented mixtures during the downward drainage phase 134

Figure 5.1 : Schematic acting forces and differences between regular and modified fibers..... 141

Figure 5.2 : Photograph of a regular (a) and a modified (b) Polypropylene fiber 143

Figure 5.3 : UCS and STS test sample preparation: (a) mixing of dry ingredients; (b) mixing of the well mixed dry ingredients with water 143

Figure 5.4 : Photos of ABS cylindrical molds for UCS (a) and STS (b) tests 145

Figure 5.5 : (a) Pouring of the homogenous CPB into a mold for preparing a UCS test specimen; (b) Appearance of bleeding water after 2 minutes of manual vibration..... 146

Figure 5.6 : Picture of unreinforced and fiber reinforced CPB during curing process, 6 days for UCS samples and 1 day for STS samples 147

Figure 5.7 : (a) A CPB specimen under uniaxial compressive test at 7 days of curing; (b) a CPB specimen under splitting tensile test at 14 days of curing 149

Figure 5.8 : Variation of the strain due to the increase of curing time for unreinforced CPB, regular FR-CPB, and modified FR-CPB 150

Figure 5.9 : Appearance of UCS specimen: (a) at 7 days of curing and (b) at 14 days of curing151

Figure 5.10 : Variation of UCS of unreinforced CPB, regular FRCPB and modified FRCPB as function of fiber content: (a) at a curing time of 7 days with a loading displacement rate of 1 mm/min; (b) at a curing time of 14 days with a loading displacement rate of 0.01 mm/min 152

Figure 5.11 : Strain and stress variation during splitting tensile test on unreinforced, Normal fiber reinforced, and Modified fiber reinforced CPB samples at 14 days of curing..... 153

Figure 5.12 : Variation in Tensile Strength of unreinforced, Normal fiber reinforced CPB and Modified fiber reinforced CPB as a function of fiber content at 14 days of curing..... 154

Figure 6.1 : Configuration de la colonne et du découpage effectué pour la récupération des échantillons..... 159

Figure 6.2 : Variation de la masse volumique (a) et de la quantité de fibres (b) en fonction de la hauteur de la colonne de remblai en pâte cimenté 160

LISTE DES SYMBOLES ET ABRÉVIATIONS

B	Largeur du chantier minier (en m)
c	Cohésion du sol ou du remblai (en kPa)
c_a	Cohésion entre le remblai et les murs de minerai adjacents (en kPa)
c_r	Cohésion de la roche (en kPa)
c_z	Cohésion entre le remblai et les murs de roches adjacents (en kPa)
CD	Essai consolidé drainé
CP	Ciment Portland
CRE	Courbe de rétention d'eau
CU	Essai consolidé non drainé (Consolidated Undrained)
C_U	Coefficient d'uniformité
C_c	Coefficient de courbature
D_r	Densité relative (en %)
D_x	Diamètre de X % massique cumulé sur la courbe granulométrique (en mm)
E	Module de Young du sol ou du remblai (en MPa)
E_r	Module de Young de la roche (en MPa)
FS	Facteur de sécurité
FR-CPB	Remblai en pâte cimenté renforcé de fibres
h	Profondeur d'un point à partir de la surface du sol ou du remblai (en m)
H	Hauteur du remblai (en m)
HAR	Chantier à haut ratio (High Aspect Ratio)
I_p	Indice de plasticité
I_r	Indice de densité relative
k	Conductivité hydraulique (en m/s)

k_{sat}	Conductivité hydraulique saturée (en m/s)
K	Coefficient de pression des terres
K_o	Coefficient de pression des terres au repos
$(K_o)_\mu$	Coefficient de pression des terres au repos dû au coefficient de Poisson
K_a	Coefficient de pression des terres actif
K_p	Coefficient de pression des terres passif
K_r	Coefficient de pression des terres de la roche
L	Longueur du chantier minier
LAR	Chantier à bas ratio (Low Aspect Ratio)
MM	Modèle modifié de Li et Aubertin (2012)
p_o	Charge appliquée sur le remblai (en kPa)
r_a	Coefficient d'adhérence entre le minerai et le remblai
r_z	Coefficient d'adhérence entre la roche et le remblai
r_b	Coefficient d'adhérence
$Réf$	Cas de référence
RPC	Remblai en pâte cimenté
UCS	Résistance en compression uniaxiale (en kPa)
UU	Essai non consolidé non drainé (Unconsolidated Undrained)
VAR	Variable
β	Angle d'inclinaison de la surface du sol par rapport à l'horizontal (en °)
δ	Angle de frottement à l'interface entre les murs et le remblai (en °)
ε_h	Déformation horizontale
ε_v	Déformation verticale
ϕ, Φ	Angle de frottement interne du sol ou du remblai (en °)

ϕ_p	Angle de frottement interne du pilier-dalle (en °)
ϕ_r	Angle de frottement interne de la roche (en °)
γ	Poids volumique du sol ou du remblai (en kN/m³)
γ_d	Poids volumique sec (en kN/m³)
γ_p	Poids volumique du pilier-dalle (en kN/m³)
γ_r	Poids volumique de la roche (en kN/m³)
γ_{sat}	Poids volumique saturée du remblai (en kN/m³)
μ	Coefficient de Poisson du sol ou du remblai
μ_p	Coefficient de Poisson du pilier-dalle
μ_r	Coefficient de Poisson de la roche
φ	Angle de dilatance du sol ou du remblai (en °)
φ_p	Angle de dilatance du pilier-dalle (en °)
φ_r	Angle de dilatance de la roche (en °)
σ_c	Contrainte de confinement latéral des épontes (en kPa)
σ_{ci}	Compression simple du remblai intact (en kPa)
σ_h	Contrainte horizontale (en kPa)
σ_n	Contrainte normale (en kPa)
σ_t	Résistance à la traction (en kPa)
σ_v	Contrainte verticale (en kPa)
θ	Angle d'inclinaison du mur de soutènement par rapport à l'axe vertical (en °)
τ	Résistance au cisaillement (en kPa)

LISTE DES ANNEXES

ANNEXE A Photos exemples des essais de compression uniaxiale (UCS)..... 190

ANNEXE B Photos exemples des essais de traction indirecte (STS)..... 200

CHAPITRE 1 INTRODUCTION

1.1 Mise en contexte et problématique

L'industrie minière, bien qu'un pilier important de l'économie mondiale, génère des rejets qui ont des impacts considérables sur la société et l'environnement. L'une des conséquences significatives de la dernière décennie, qui a marqué un tournant dans la gestion des parcs à résidus miniers, fut la défaillance tragique du parc à résidus miniers de la mine de Córrego Do Feijão à Bumadinho au Brésil en janvier 2019, où plus de 250 personnes ont perdu la vie (Buch, et al., 2024). En effet, le risque de défaillances géotechniques des parcs à résidus miniers reliés à l'état constant saturé des résidus demeure une préoccupation majeure. Suivant cet évènement, des règlements et des normes ont été amendés pour mieux encadrer la gestion des risques environnementaux, géotechniques et sociaux reliés aux activités de l'industrie minière pour la gestion des parcs à résidus (Global Industry Standard on Tailings Management GISTM). Au Canada, l'initiative Vers un Développement Minier Durable (VDMD) de l'association minière du Canada (AMC) calquée sur la Norme industrielle mondiale pour la gestion des résidus miniers publiée en 2020, reprend soixante-dix-sept (77) exigences en matière de gestion des résidus miniers réparties sous les thèmes suivants :

- Les communautés concernées,
- La base de connaissance intégrée,
- La conception, la construction, l'opération et la surveillance des parcs à résidus miniers,
- La gestion et la gouvernance,
- L'intervention d'urgence et remise en état à long terme,
- La divulgation publique et accès à l'information

Outre le fait d'identifier ces risques, l'initiative VDMD permet de les réduire à un niveau pratique raisonnable (ALARP : as low as reasonably practicable) en intégrant un système de gestion responsable du parc à résidus miniers.

Bien que devenus plus faibles, les risques reliés à la gestion des parcs à résidus miniers ne sont pas nuls. L'exposition des rejets miniers en surface engendre diverses problématiques environnementales telles que les drainages miniers acide, neutre ou basique (Aubertin et al., 2002).

L'utilisation des rejets miniers comme matériaux de remblais des chantiers souterrains permet de réduire ces risques à la source. En effet, les opérations de remblayage adoptées dans les mines souterraines, en plus de réduire les risques environnementaux, géotechniques et sociaux reliés à l'entreposage des rejets miniers en surface (Benzaazoua, et al., 2008), facilitent l'exploitation économique et sécuritaire des chantiers souterrains (Mitchell, 1983; Aubertin et al., 2002; Benzaazoua et al., 2003; Belem & Benzaazoua, 2003; Potvin et al., 2005; Belem & Benzaazoua, 2007).

La figure 1.1 montre les résultats d'une étude menée par De Souza et al. (2004) sur l'utilisation des remblais miniers dans les mines souterraines. On voit que l'utilisation du remblai dans les chantiers miniers couvre des fonctions assez diversifiées et fondamentales à l'opération et l'exploitation des mines souterraines.

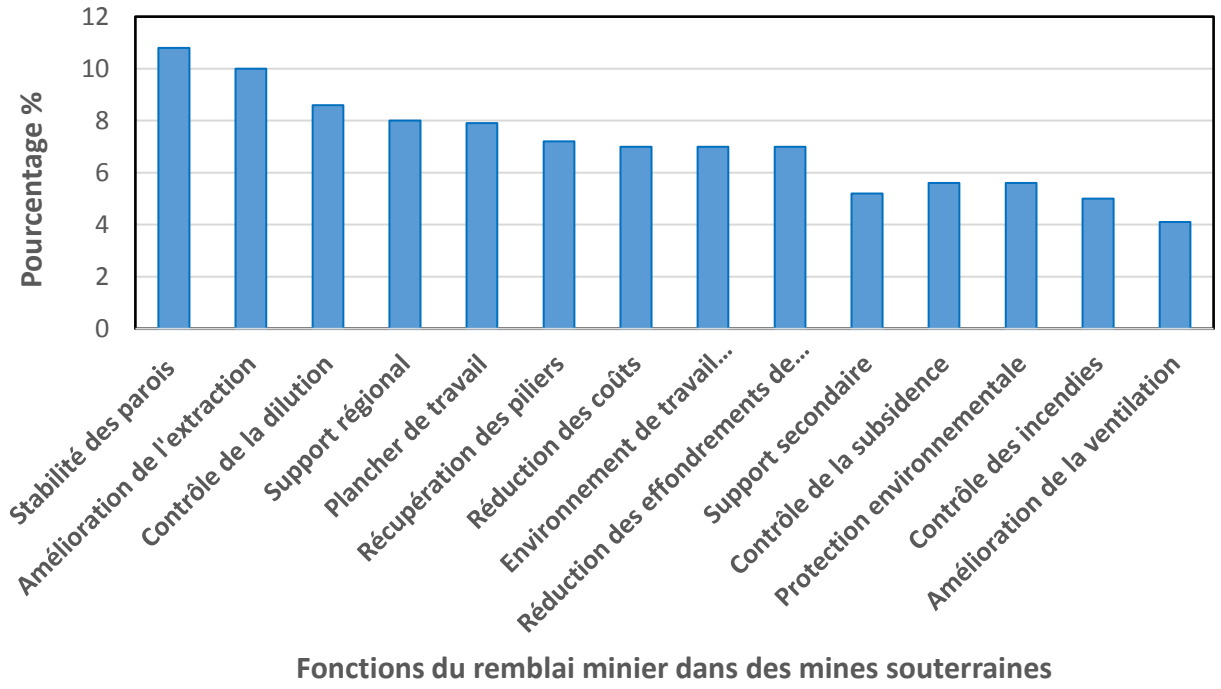


Figure 1.1 : Rôles des remblais miniers dans les mines souterraines (adaptée de De Souza et al., 2004)

Plusieurs types de remblai sont utilisés depuis le début du 20ème siècle dans les chantiers souterrains. On y distingue le remblai hydraulique, le remblai rocheux et le remblai en pâte (Hassani & Archibald, 1998; Potvin et al., 2005). Le choix du type de remblai est défini en fonction

de divers paramètres inhérents à chaque exploitation souterraine. Le remblai en pâte demeure à nos jours le plus utilisé (Belem et al., 2002, Qi & Fourie, 2019).

Le remblai en pâte est constitué de résidus miniers provenant directement du concentrateur à une densité de pulpe, *P* (rapport de la masse solide sur la masse totale) variant entre 70% et 85% (Landriault, 1995; Fall et al., 2009). Compte-tenu de sa granulométrie fine, de sa faible perméabilité, de sa forte capacité de rétention d'eau et du risque de liquéfaction, l'utilisation d'un liant est nécessaire pour la conception du remblai en pâte, même pour un chantier secondaire (Belem & Benzaazoua, 2008). Ceci a mené à un point de vue catégorique : jamais un remblai en pâte non-cimenté pour les mines en souterrain. Toutefois, ce point de vue catégorique reste discutable parce que l'on peut très bien utiliser des remblais en pâte non-cimentés dans des chantiers secondaires si les barricades sont conçues en considérant les pressions à la liquéfaction des remblais en pâte non-cimentés (Zheng & Li, 2020).

Selon Doherty (2015), plusieurs facteurs influencent le comportement mécanique du remblai en pâte dans le chantier: l'interaction entre le remblai et les parois du massif rocheux (Arioglu, 1984; Belem et al., 2000; Li et al., 2005; El Mkadmi et al., 2011; Li & Aubertin, 2012), l'hydratation du ciment (Benzaazoua et al., 2002; Benzaazoua et al., 2004), la consolidation du remblai dans les chantiers (Belem et al., 2002; Fall & Benzaazoua 2003; Belem & Benzaazoua, 2004), la distribution des contraintes dans le chantier, la convergence des murs et l'effet d'arche (Li & Aubertin, 2014). Ces aspects affectent les propriétés géotechniques du remblai en pâte comme sa résistance à la compression et à la traction (Xue et al., 2019). Il en découle que plusieurs paramètres intrinsèques aux propriétés physiques du remblai affectent l'acquisition de la résistance mécanique. Une étude menée par Fall & Benzazoua (2003) démontrait que l'augmentation du pourcentage de ciment améliore la résistance en compression uniaxiale du remblai, tandis que l'augmentation du ratio massique eau/ciment et du pourcentage de particules inférieur à 20 µm diminuaient sa résistance mécanique. De plus, un remblai en pâte avec une faible proportion de liant est sujet à être instable si les critères de conception ne sont pas définis correctement. Il est courant d'observer, lors de l'exploitation des chantiers secondaires adjacents, des fissures, des débris et d'autres instabilités du chantier primaire remblayé avec du remblai en pâte (Yi et al., 2015). Ces instabilités entrainent souvent la dilution du minerai (Dirige & De Souza, 2008). Un des choix préconisés pour contrer ces conséquences demeure l'augmentation de la consommation de liants. Cependant,

l'utilisation du ciment augmente considérablement le coût de production du remblai, l'amenant de 10% à 20% des coûts d'opération de la mine (Grice 1998; Yilmaz 2015).

Comme identifiée, la résistance mécanique requise pour l'exploitation sécuritaire des chantiers adjacents demeure le paramètre le plus important. La profondeur de la mine, la géométrie des chantiers et les caractéristiques géomécaniques du massif rocheux en place, entre autres, sont autant d'intrants à considérer dans l'évaluation de cette résistance mécanique (Wang et al., 2025). Grice (1998) a identifié une plage de résistance en compression uniaxiale variant entre 0,5 à 4 MPa pour garantir la stabilité d'un chantier. La figure 1.2 montre une synthèse sur la résistance en compression minimale nécessaire en considérant l'objectif d'utilisation du remblai dans le chantier.

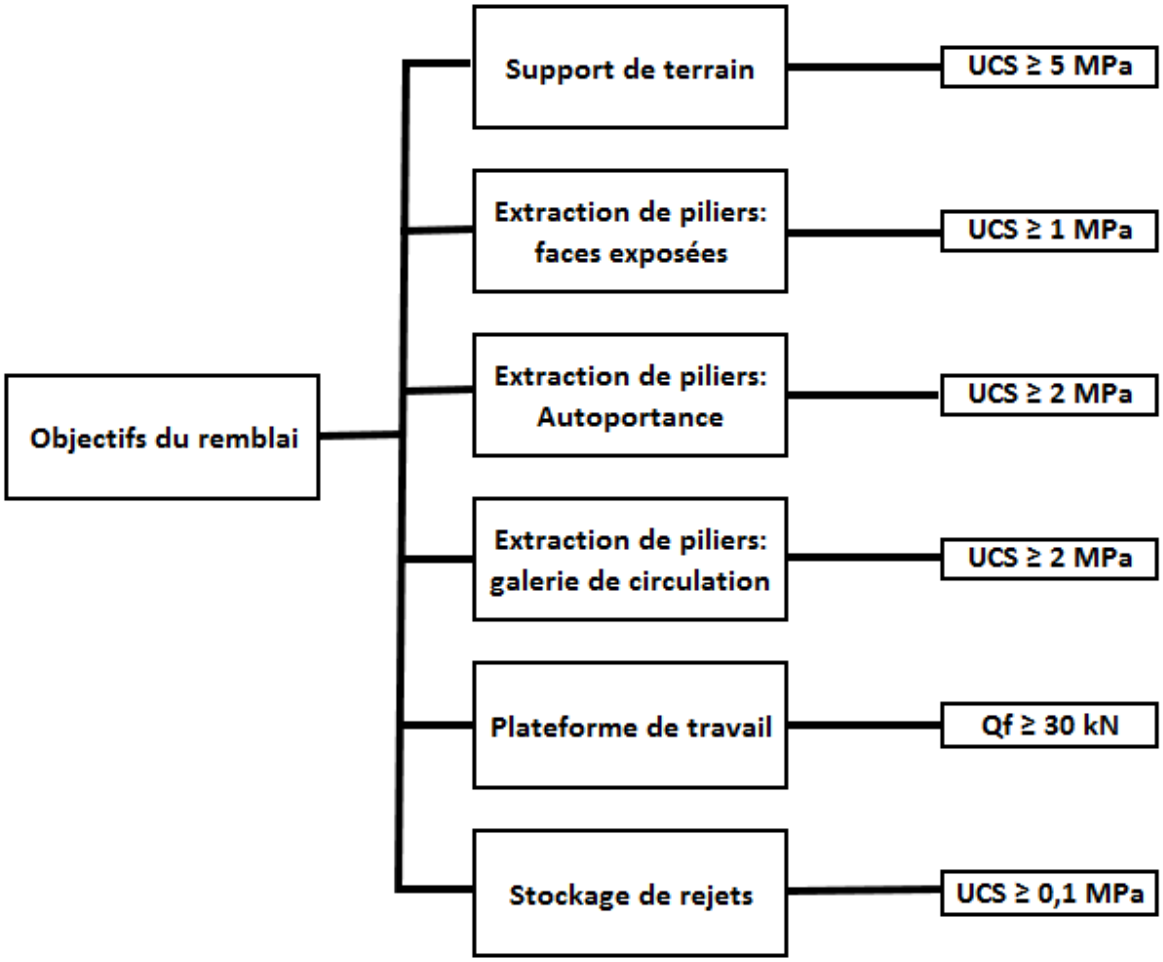


Figure 1.2 : Statistique de la résistance mécanique requise en fonction de l'objectif du remblai dans le chantier (adaptée de Belem et al., 2009)

Pour atteindre ou améliorer cette résistance mécanique, plusieurs additifs peuvent être ajoutés au remblai en pâte afin de réduire le besoin en ciment et de diminuer directement le coût de production du remblai (Mangane, 2016). Dans cette étude, il est aussi démontré que les procédés chimiques et les divers additifs dont le floculat ou la chaux, bien que montrant quelques propriétés pouzzolaniques, n'exercent aucune influence significative sur les propriétés mécaniques du remblai en pâte.

Depuis plusieurs années, un nombre important de publications portent sur l'ajout des fibres dans les remblais pour améliorer les propriétés mécaniques. Les études montrent que l'ajout des fibres constituées de métal, de fibre de verre, de carbone ou de plastique a l'effet d'augmenter la ductilité du remblai en pâte et de favoriser l'atteinte d'une meilleure résistance autant en compression qu'en tension (Consoli et al., 2012; Festugato et al., 2013; Qing-biao et al., 2018; Sudheer Kumar & Sharma, 2018; Zhang et al., 2018). Les fibres en ayant une bonne résistance à la traction empêchent la propagation des fissures au moment de la rupture des échantillons (Rossi & Harrouche, 1990; Festugato et al., 2013; Duong et al., 2015; Chen et al., 2018; Sudheer Kumar & Sharma, 2018; Xue et al., 2019). Le comportement fragile généralement observé lors de la mise en charge d'un échantillon de remblai en pâte n'est plus visible. L'ajout des fibres a donc l'effet d'empêcher la concentration de microfissures dans la zone en processus de fissuration et d'augmenter la ductilité du matériau. Les fibres, selon Warren & Sarin (1989), jouent quatre rôles essentiels au sein de la matrice d'un matériau (figure 1.3) :

- le pontage des fissures,
- la résistance à la déformation par la ductilité des fibres,
- la déviation des fissures à l'approche des fibres,
- la microfissuration du matériau dans l'environnement proche des fibres.

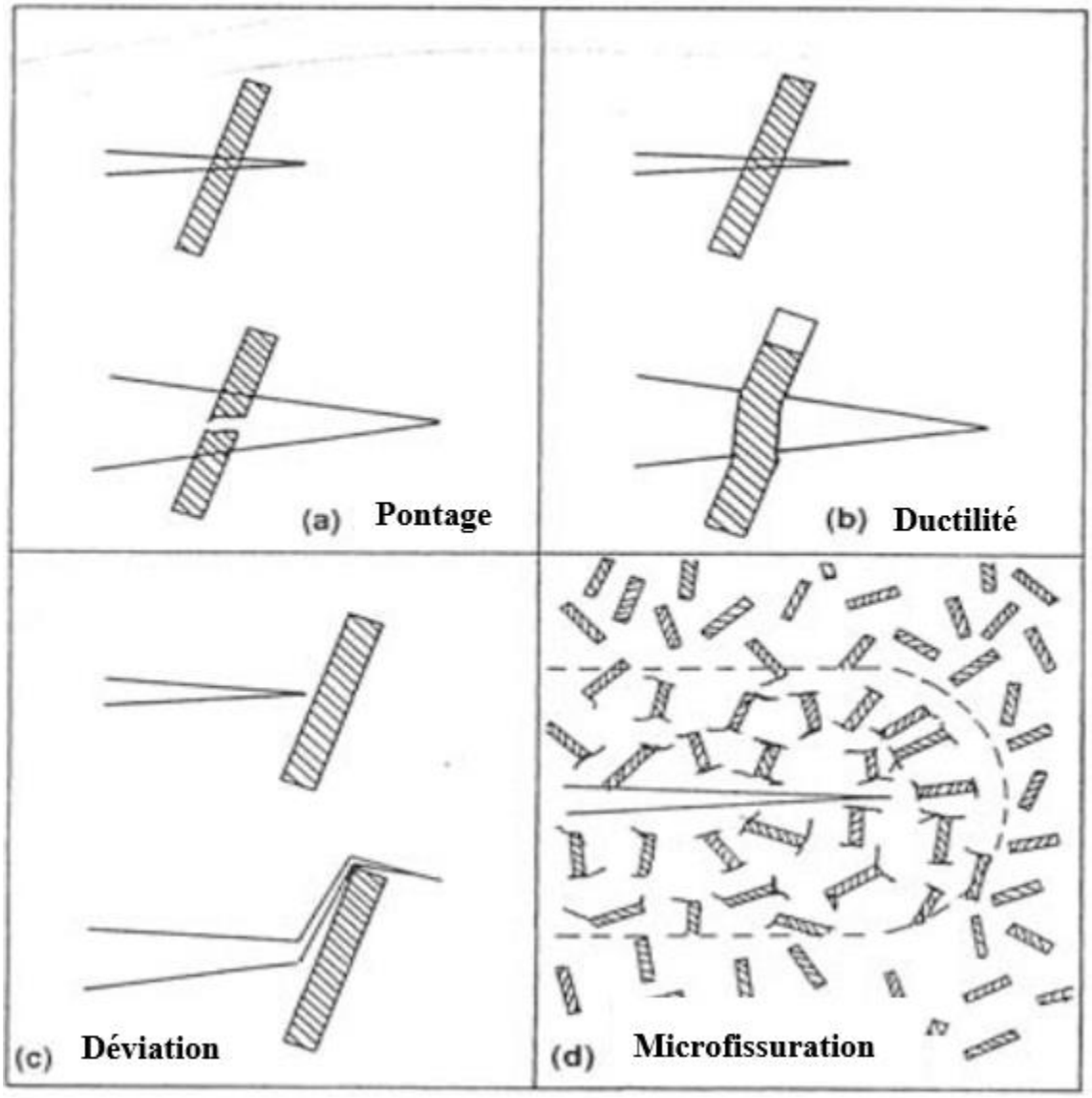


Figure 1.3 : Rôles des fibres à l'origine du renforcement des mélanges (adaptée de Warren & Sarin, 1989)

Les fibres, par ces mécanismes, empêchent la création d'une zone fracturée et augmentent la résistance mécanique du matériau et sa ductilité (Naaman, 2003, Li et al., 2020). Mitchell & Stone (1987) considéraient l'utilisation des fibres comme une bonne méthode pour réduire le coût de consommation du ciment tout en améliorant la résistance mécanique des mélanges. L'intégration de fibres dans le remblai peut augmenter jusqu'à 70 à 90% la résistance en compression uniaxiale d'un remblai (Yi et al., 2015). En étudiant l'effet des fibres sur la conductivité hydraulique d'un remblai renforcé juste après sa déposition dans le chantier, Chakilam & Cui (2020) ont montré que

la perméabilité du remblai augmentait avec la teneur en fibres et que l'augmentation de la longueur des fibres produisait l'effet inverse.

Cependant, la majorité des études effectuées sur le remblai en pâte renforcé de fibres ont été réalisées dans des conditions non représentatives des opérations des mines souterraines à travers le monde. En effet, les études qui démontrent une augmentation de la résistance mécanique du RPC avec l'intégration des fibres, considèrent un pourcentage de ciment se situant entre 10% et 25% (Chen et al., 2018; Xue et al., 2019; Cao et al., 2019; Zhao et al., 2023; Hou et al., 2023), alors que les mines souterraines en Australie, au Canada et aux États-Unis emploient un pourcentage de ciment entre 3% et 7%. L'utilisation de liants, surtout pour les mines profondes où une grande résistance mécanique est requise pour la stabilité des chantiers, représente plus de 3/4 du coût de remblayage des chantiers (Aref, 1988; Belem et al., 2000; Benzaazoua et al., 2002; Benzaazoua et al., 2004; Belem & Benzaazoua, 2008). Cette consommation de liants augmente de façon considérable le coût d'exploitation. Pour de petites mines avec un profit marginal, l'augmentation du coût d'exploitation pourrait contraindre à un arrêt des productions. D'autant plus, avec un pourcentage élevé de ciment, les produits d'hydratation sont abondants (Fall et al., 2007; Nasir & Fall, 2010; Fall et al., 2010; Li & Fall, 2018; Tian & Fall, 2021). Cela favorise une interaction des fibres avec la matrice du remblai. En revanche, ce comportement pourrait ne pas être représentative de l'interaction observée dans des chantiers avec un pourcentage de liants plus faible ou un temps de cure moins long.

Cette interaction des fibres avec la matrice cimentaire devient l'élément principal responsable de l'efficacité des fibres à l'amélioration des propriétés géotechniques (Zornberg 2002). Elle dicte les mécanismes de rupture des fibres à l'intérieur de la matrice du remblai. Une interaction faible conduit à l'arrachement des fibres où seulement les forces de frottement constituent la résistance, tandis qu'une interaction forte produit la sollicitation complète de la résistance en tension des fibres et conduit à la cassure de ces dernières (Li & Zornberg, 2013). Outre l'augmentation du pourcentage de ciment, diverses méthodes peuvent être adoptées pour améliorer l'interaction entre la fibre et la matrice du mélange (Abbas & Iqbal, 2016). Li & Stang (1997) identifiaient l'altération macroscopique des fibres comme étant la méthode la plus efficace, car cette dernière augmentait la surface de contact, donc le frottement et favorisait l'ancrage des fibres à la matrice du béton. Plusieurs études ont été menées en génie civil pour l'amélioration de cette interaction par la modification des fibres. Par exemple, Krenchel & Jensen (1980) ont proposé l'ajout de fibrillations

à une fibre principale pour augmenter la friction et améliorer l'ancrage de la fibre avec la matrice du béton. D'autre part, Naaman (2003) a proposé des encoches sur les fibres pour augmenter la surface de contact et améliorer la résistance à l'arrachement des fibres. À notre connaissance, cette proposition n'a pas encore été évaluée pour l'amélioration des propriétés géotechniques du RPC renforcé. Considérant la nécessité de réduction du pourcentage de liants dans les opérations minières, l'altération macroscopique des fibres usuelles pourrait être une avenue intéressante pour améliorer les propriétés géotechniques du RPC dans les chantiers.

En outre les propriétés mécaniques, un autre aspect important à considérer dans la conception des remblais est lié au transport des remblais et à la stabilité des barricades. D'une part, un remblai est défini comme remblai en pâte quand il remplit au moins deux conditions (Hassani & Archibald, 1998; Potvin et al., 2005) :

- Le remblai contient au moins 15% des particules inférieures à 40 μm selon Hassani et Archibald (1998) ou à 20 μm selon Potvin et al. (2005);
- Aucun suintement d'eau lors de la déposition du remblai dans le chantier.

Selon ces manuels, une légère construction des barricades suffit pour confiner les remblais en pâte dans les chantiers.

De l'autre côté, certaines mesures de terrain ont montré que les pressions dans des chantiers remblayés avec du remblai en pâte peuvent être très élevées (Thompson et al. 2012). De plus, treize ruptures de barricades pour des chantiers remblayés avec du remblai en pâte ont été rapportées de 2003 à 2006 (Yang et al., 2017). Selon Helinski et al. (2011), certaines instabilités sont causées par un remplissage trop rapide du chantier.

L'inconsistance entre les théories et la pratique a été analysée par Zheng et Li (2020). Ils ont montré que le premier critère en termes de granulométrie est rempli automatiquement avec la majorité des remblais faits des résidus miniers en roches dures de mine d'or tandis que le deuxième critère sur le suintement d'eau est rarement respecté dans la pratique. Selon Zheng et Li (2020), la seule manière pour un remblai de respecter le deuxième critère est qu'il soit non-saturé. Ainsi, le remblai possédera une cohésion apparente en raison de la succion. Un remblai en pâte non saturé avec des propriétés rhéologiques trop élevées dues à la cohésion apparente serait difficile d'être pompé et

transporté par tuyaux (Li et al., 2013; Zheng et al., 2018a; Zheng et al., 2018b). Plus d'eau doit être ajoutée pour assurer une fluidité suffisante pour le transport.

Étant constitué d'un pourcentage élevé de particules fines inférieures à 20 µm, les remblais â pate ont une perméabilité faible (Bussière, 1993; 2007). Lorsque les remblais sont déversés dans un chantier, ils se comportent comme un fluide sans effet d'arche. Les pressions pourraient être aussi élevées que la pression iso-géostatique (El Mkadmi et al., 2011; 2013; Li et al. 2013; Li 2019). Cela explique les pressions élevées observées dans des chantiers remblayés de remblai en pâte et constituerait l'une des principales causes des ruptures de barricade.

L'ajout de plus d'eau que nécessaire par rapport au critère d'un remblai en pâte est essentiel afin d'assurer sa pompabilité et son transport demeure une condition inévitable et courante dans les activités d'opération de remblayage. La valeur typique d'affaissement au cône d'Abrams pour atteindre cette condition se situe entre 15 et 25 cm (Yilmaz et al., 2015). Ce besoin d'eau est encore plus accentué avec l'utilisation des fibres, car ces dernières améliorent les propriétés rhéologiques du remblai renforcé (Niu et al., 2021; Hou et al., 2023). Très peu d'études couvrent le comportement géotechnique des remblais renforcés de fibres au moment de leur déposition, leur sédimentation et de leur consolidation dans le chantier. Considérant que plus de trois-quarts des accidents répertoriés surviennent soit au moment du remplissage ou dans un instant très rapproché de cette période, et que la cause principale ciblée est la liquéfaction du remblai due à un excès de la pression interstitielle (Yang & Li, 2015; Yang et al., 2017; Jaouhar & Li, 2019; Zhai et al., 2021), il devient alors un impératif d'évaluer l'évolution des propriétés géotechniques du remblai en pâte renforcé de fibres une fois déposé dans le chantier.

1.2 Objectifs de la recherche

L'objectif principal de cette thèse est de comprendre le comportement hydro-géotechnique et d'améliorer les propriétés mécaniques du remblai en pâte cimenté renforcé de fibres à différentes phases d'un chantier remblayé. L'objectif principal sera atteint via la réalisation des objectifs spécifiques suivants :

- Évaluer la résistance mécanique d'un remblai en pâte renforcé de fibres durant sa phase de murissement, à un temps de cure de 7 jours et en déterminer les caractéristiques géotechniques prépondérantes

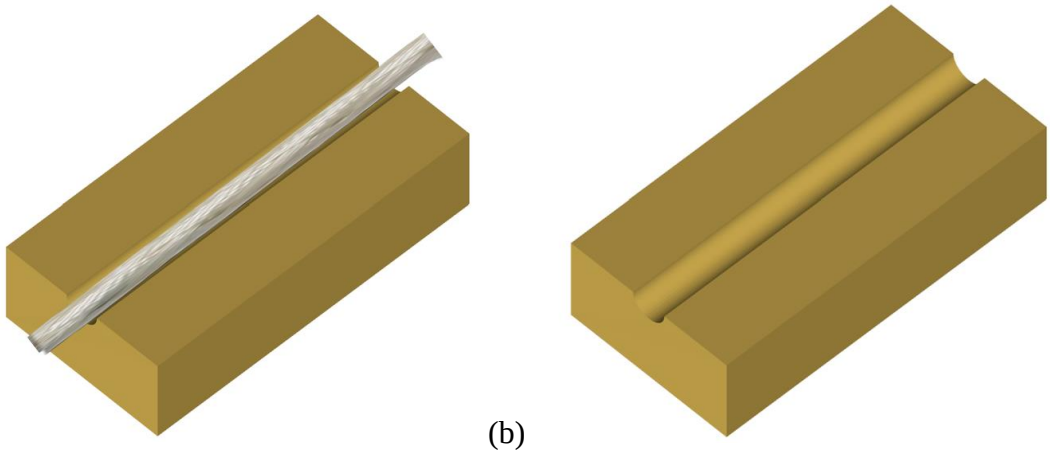
- Comprendre l'influence de l'apport des fibres sur la capacité de drainage, de sédimentation et de consolidation du remblai en pâte pendant et après la phase de remplissage du chantier
- Évaluer la résistance mécanique d'un remblai en pâte renforcé de fibres modifiées.

1.3 Méthodologie

Pour atteindre les objectifs de cette recherche, trois types d'analyses expérimentales et théoriques ont été réalisées sur des échantillons de remblai en pâte non-renforcé et renforcé de fibres de polypropylène. Ces analyses permettront de statuer de l'apport des fibres sur les propriétés rhéologiques, la capacité de drainage et les propriétés mécaniques du remblai en pâte renforcé:

- Mener des essais d'affaissement dans une moule cylindrique sur le remblai en pâte et sur le remblai en pâte renforcé de fibres de polypropylène en considérant des variations du pourcentage du solide et de fibres pour déterminer l'influence de l'intégration des fibres sur les propriétés rhéologiques, l'écoulement et la déposition gravitaire du remblai en pâte renforcé de fibres dans le chantier.
- Effectuer des essais de sédimentation et de drainage en colonnes sur des échantillons de remblai en pâte sans liant sans fibres, sans liant renforcé de fibres, avec liants sans fibres et avec liants renforcé de fibres. Ces essais permettront de déterminer les coefficients de perméabilité de chaque échantillon à un pourcentage solide de 65%. Les courbes de sédimentation et les propriétés géotechniques résultantes de chaque échantillon (masse volumique, indice de vide) permettront d'évaluer l'influence des fibres sur les propriétés hydrauliques du remblai en pâte renforcé.
- Effectuer des essais en compression uniaxiale en suivant la norme ASTM C39/C39M-12 et des essais de traction indirecte en suivant la norme ASTM C496/C496M-17, pour différents pourcentages solides et des temps de cure de 7 et 14 jours, sur des échantillons de remblai en pâte cimenté, de remblai en pâte cimenté renforcé avec des fibres de polypropylène régulières et de remblai en pâte renforcé avec des fibres de polypropylène modifiées en y intégrant un nœud à chaque extrémité de la fibre.

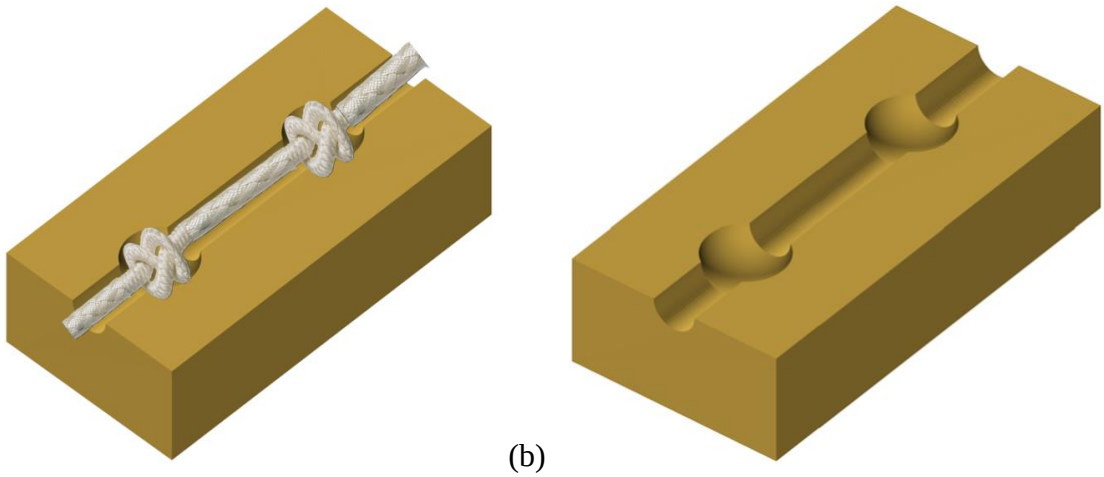
La figure 1.4 présente la possible interaction entre une fibre régulière et la matrice d'un remblai en pâte.



(a) (b)

Figure 1.4 : Interaction de la fibre régulière avec la matrice du remblai en pâte renforcé

La figure 1.5 montre la fibre modifiée (fig. 1.5(a)) et sa surface d'interaction résultante (fig. 1.5(b)). Cette altération est supposée pouvoir augmenter la surface de contact de la fibre avec la matrice du remblai facilitera son ancrage et améliorer l'interaction de la fibre avec la matrice du remblai lors des essais de compression et de traction, ce qui favorisera la mobilisation de la résistance en tension de la fibre.



(a) (b)

Figure 1.5 : Interaction de la fibre modifiée avec la matrice du remblai en pâte modifié

1.4 Contributions

La réalisation de ce projet a mené à la soumission de trois articles de revue:

- Article 1 : Experimental study on the rheological and mechanical behavior of fiber reinforced cemented paste backfill at a curing time of 7 days, soumis à la revue Construction and Building Materials en novembre 2025
- Article 2 : Early-age sedimentation and self-weight consolidation behavior of fiber reinforced cemented paste backfill, soumis à la revue International Journal of Mining Science and Technology en novembre 2025.
- Article 3 : Improving the compressive and Tensile strengths of cemented paste backfill through modified fiber, soumis en collégialité avec l'article 1 à la même revue Construction and Building Materials en novembre 2025

Les articles 1 et 2 ont permis d'atteindre le premier volet de l'objectif principal, c'est-à-dire de comprendre le comportement hydro-géotechnique du remblai en pâte et du remblai en pâte renforcé de fibres régulières. L'article 3 a permis d'atteindre le deuxième volet de l'objectif principal en clarifiant le bien-fondé de la modification proposée à la fibre régulière par l'amélioration des propriétés mécaniques du remblai en pâte renforcé.

1.5 Organisation

Le premier chapitre fait office d'introduction et sert à exposer la problématique, les objectifs du projet doctoral, la méthodologie suivie ainsi que les contributions de la thèse.

Le deuxième chapitre est une revue de littérature exhaustive sur l'utilisation du remblai, les différents types de remblai, la conception de remblai et les remblais renforcés. Le chapitre se termine par une mise en évidence des problématiques liées aux chantiers dans une mine profonde et par une explication du bien-fondé de cette recherche.

Le troisième chapitre sous forme d'un article de revue présente une étude sur la variation des propriétés rhéologique et mécaniques d'un remblai en pâte cimenté avec ou sans le renforcement de fibres à un temps de cure de 7 jours. On y présente une limitation par rapport au postulat partagé par les études antérieures. L'ajout des fibres n'améliorent pas la résistance mécanique du RPC dans le cas d'une teneur en ciment de 5% et pour un temps de cure avoisinant de 7 jours où le processus d'hydratation n'est pas complété.

Le quatrième chapitre, aussi sous forme d'un article de revue soumis, porte sur une méthode expérimentale pour déterminer l'évolution des paramètres physiques et hydrauliques d'un remblai

en pâte avec ou sans ciment et fibres lors la phase de sédimentation et de consolidation dans le chantier. Cet article permet de distinguer pour la première fois les phases de sédimentation et de consolidation du remblai une fois déposé dans le chantier. Il décrit le drainage transitoire du remblai, du remblai cimenté, du remblai renforcé et du remblai cimenté renforcé et propose une méthode pour évaluer la conductivité hydraulique de ces derniers. L'intégration des fibres augmente la perméabilité du remblai non-cimenté après sédimentation et consolidation dans le chantier par l'augmentation de la porosité du remblai. Cependant, elle réduit la sédimentation et la perméabilité du remblai cimenté même si elle contribue à une augmentation de sa porosité.

Le cinquième chapitre, toujours sous forme d'un article de revue, décrit, à l'aide des résultats des essais en compression uniaxiale et des essais de traction, l'apport des fibres régulières et modifiées sur les propriétés mécaniques d'un remblai en pâte cimenté. Les fibres modifiées augmentent de façon considérable la résistance autant en compression qu'en traction du RPC.

Le chapitre 6 est une discussion générale. Les hypothèses préalablement libellées sont réévaluées et les limitations du projet sont présentées.

Les conclusions et les recommandations de la thèse sont données au chapitre 7.

CHAPITRE 2 REVUE DE LITTÉRATURE

2.1 Généralités

Le choix d'une méthode et d'une séquence d'exploitation des mines souterraines demeure un exercice complexe et primordial à l'analyse de faisabilité d'un projet minier. Ce choix amène des impacts significatifs autant sur le déroulement des travaux miniers que sur les performances techniques et économiques de l'exploitation (Hakiel, 2000), car il détermine une optimisation des phases d'extraction en assurant simultanément la meilleure redistribution des contraintes, la sécurité des opérations minières et une meilleure rentabilité. Lorsque ce choix implique l'utilisation du remblai, il devient nécessaire de concevoir un système de remblayage adéquat qui fournira la stabilité structurale requise (Belem et al., 2009). Ce chapitre, en plus de présenter brièvement l'historique du remblai dans les opérations minières et d'en définir les différents types, retrace l'ensemble des éléments menant à la conception du remblai et le remblai en pâte renforcé de fibres.

2.2 Historique

Depuis sa première utilisation en Pennsylvanie aux États-Unis pour contrer la subsidence sous une église en 1864 (Lightfoot, 1951), le remblai ne cesse de se développer (Hassani & Archibald, 1998). La première guerre mondiale et les besoins urgents en métaux ont assuré l'essor de cette technique (Harvey, 2004). Depuis, plusieurs types de remblai sont adoptés dans les mines souterraines. Qi & Fourie (2019) ont retracé la chronologie d'utilisation du remblai et de leur système à travers le monde (figure 2.1). Cette ligne du temps concorde assez bien avec l'utilisation du remblai dans les mines canadiennes. En effet, l'adoption du remblai hydraulique n'a débuté au qu'aux alentours des années 50 pour faciliter l'exploitation par la méthode de coupe et remblai.

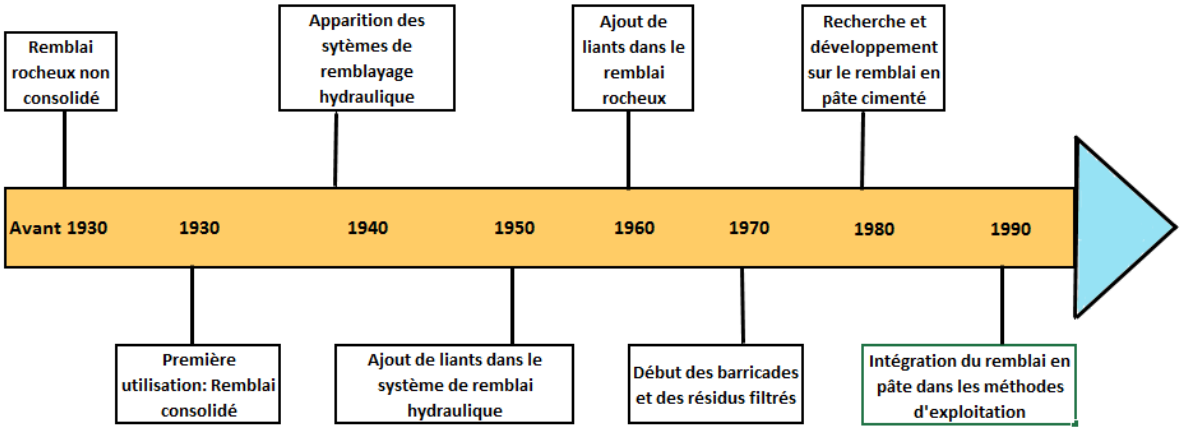


Figure 2.1 : Chronologie d'utilisation du remblai dans les mines souterraines (adaptée de Qi & Fourie, 2019)

D'un remblai hydraulique sans ciment, qui jouait seulement le rôle de plancher de travail, on est passé au remblai hydraulique cimenté pour pouvoir exploiter les chantiers souterrains par la méthode Longs-Trous (une variante de la méthode de minage « Sous-niveaux abattus » de la catégorie « Chambres ouvertes », Darling 1992). Cette méthode, comme le précise Hakiel, (2000), améliore la productivité des mines souterraines. L'apparition des remblais à haute densité ne s'est effectuée qu'aux alentours des années 1990. La première utilisation du remblai en pâte remonte à la fin des années 1970 à la mine Grund en Allemagne. Au Québec, c'est la mine Louvicourt, en 1994, qui a été la première à utiliser ce type de remblai (Mangane, 2016). Comme présenté à la figure 2.1, l'évolution de la technologie des remblais a suivi le besoin d'optimisation de la production et le besoin d'intégration de nouvelles méthodes d'exploitation (Hassani & Archibald, 1998). Cependant, plusieurs autres considérations, notamment l'acceptation sociale des projets miniers et les contraintes environnementales reliées à la gestion des résidus en surface, sont venues s'ajouter au choix du remblayage dans les méthodes de minage.

2.3 Types des remblais miniers

Trois types de remblais sont couramment utilisés dans l'industrie. On y distingue le remblai rocheux, le remblai hydraulique et le remblai en pâte. Leurs descriptions ainsi que leurs principales caractéristiques physiques, mécaniques et hydrauliques sont détaillées dans la section suivante.

2.3.1 Remblai rocheux

Le remblai rocheux présente une granulométrie grossière très étalée typique des roches stériles. Sa livraison dans le chantier est essentiellement assurée par camionnage sinon, lorsque la géométrie et la position du chantier est favorable, un convoyeur peut être utilisé. L'utilisation de ce dernier augmente les coûts de remblayage en raison de l'investissement préalable exigé. L'implantation du remblai rocheux dans les chantiers miniers demeure un processus assez simple. Toutefois, la ségrégation des particules, causant une certaine hétérogénéité dans le chantier lors de la déposition, affecte les propriétés mécaniques (Farsangi, 1996) et peut ainsi amener à la dilution du minerai lors de l'exploitation des chantiers limitrophes. Des coûts considérables peuvent être aussi nécessaires pour les activités de concassage, de tamisage et de transport du stérile au point de déversement sous terre à partir d'un matériau en surface (Belem, 2015; Benzaazoua et al., 2005).

Classification des remblais rocheux

Hassani et Archibald (1998) ont proposé une classification des remblais rocheux en quatre grandes catégories selon la nature des matériaux utilisés et le mode de consolidation. Ces catégories incluent : le remblai rocheux non cimenté (RF : Rockfill), le remblai rocheux consolidé (CRF : Consolidated Rockfill), le remblai rocheux sableux consolidé (CSRF : Consolidated Sand Rockfill) et le remblai de rejets rocheux sableux consolidé (CSWF : Consolidated Sand Waste Fill).

- Remblai rocheux non cimenté (RF)

Le remblai rocheux non cimenté est généralement employé dans les chantiers secondaires où les exigences de résistance mécanique demeurent faibles. Il est constitué de roches stériles issues des activités minières souterraines ou à ciel ouvert, présentant une granulométrie très étalée. Déposé en vrac, il se consolide uniquement sous son propre poids, sans ajout de liant, ce qui lui confère une cohésion et une résistance mécanique très limitées.

- Remblai rocheux consolidé (CRF)

Le remblai rocheux consolidé résulte du mélange de stériles et d'agrégats de granulométrie relativement uniforme avec un coulis de liant hydraulique. Ce coulis, caractérisé par une densité de pulpe variant généralement entre 50 % et 60 %, favorise la cimentation partielle des particules. Lorsqu'il est correctement mis en place, le CRF peut atteindre des résistances mécaniques élevées et contribue à réduire les risques de drainage minier acide, notamment lorsque les stériles contiennent une proportion significative de sulfures.

- Remblai rocheux sableux consolidé (CSRF)

Le remblai CSRF constitue une variante améliorée du CRF par l'ajout d'une proportion de sable, pouvant atteindre jusqu'à 10 % en masse. L'incorporation de sable permet un meilleur comblement des vides entre les particules grossières, augmentant ainsi la densité, la cohésion et la résistance globale du remblai. Grâce à ces propriétés, ce type de remblai est souvent privilégié dans les chantiers primaires nécessitant une meilleure stabilité structurale.

- Remblai de rejets rocheux sableux consolidé (CSWF)

Le remblai CSWF est formé à partir de roches stériles déposées dans un état relativement sec, sur lesquelles est ensuite versé un coulis de liant constitué d'un mélange de sable et de ciment. Ce coulis percole à travers le dépôt, entraînant une cimentation partielle entre les particules et conférant au matériau une résistance accrue. Toutefois, la pénétration inégale du coulis, les écoulements préférentiels et la ségrégation granulométrique peuvent nuire à l'homogénéité de la cimentation, créant ainsi une incertitude quant à la continuité structurale du remblai consolidé.

Propriétés physiques du remblai rocheux

Le remblai rocheux se caractérise par une granulométrie très étalée, généralement comprise entre 1 et 1000 mm (Yang, 2016). Cette grande variabilité granulométrique découle du mélange de blocs rocheux, de fragments et de fines issues des opérations minières. La figure 2.2 illustre une photographie et une courbe granulométrique typique d'un remblai rocheux. Lors du dépôt, une ségrégation inévitable des particules grossières se produit sous l'effet de la gravité, entraînant une disposition hétérogène des matériaux et la formation d'un mélange lâche à porosité *(n)* élevée, souvent de l'ordre de $n \approx 0{,}5$. Cette porosité importante réduit la densité et la cohésion du remblai, affectant ainsi sa stabilité et sa résistance mécanique.

Pour pallier ces effets, plusieurs méthodes de correction granulométrique ont été développées afin d'optimiser la distribution des particules et de minimiser les vides interstitiels. Parmi elles, la méthode de Talbot demeure l'une des plus répandues dans la conception des remblais granulaires (Potvin et al., 2005). Cette approche consiste à déterminer une distribution théorique idéale des

tailles de particules selon la loi de Talbot, permettant d'obtenir une gradation continue favorisant un compactage optimal et une réduction de la perméabilité du remblai dans le chantier.

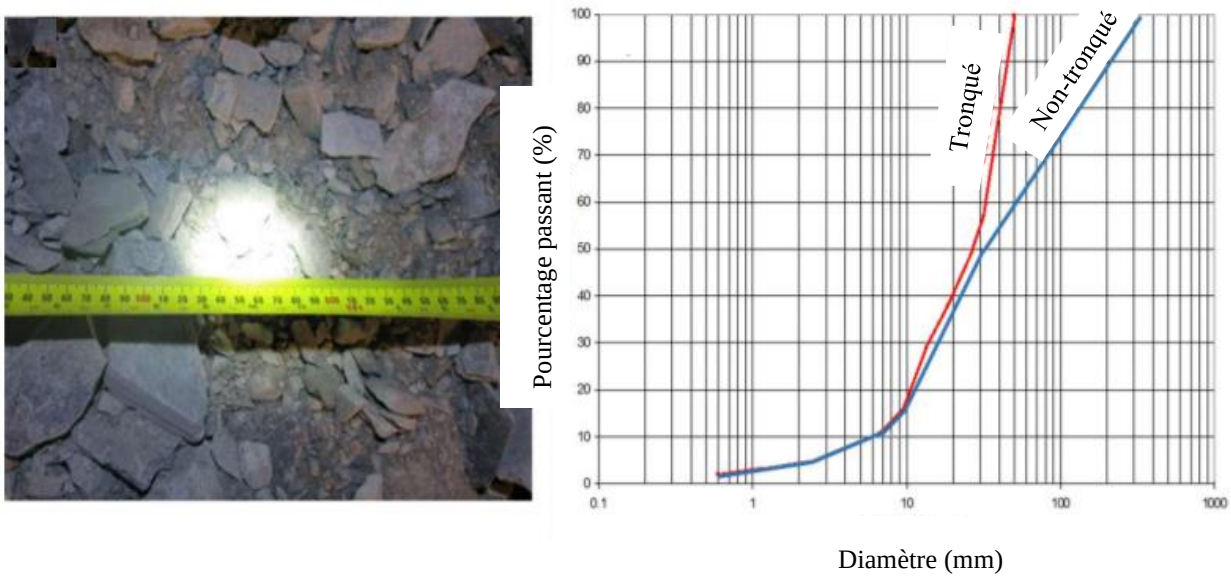


Figure 2.2 : Photo et distribution granulométrique typique d'un remblai rocheux (adaptée de Sainsbury & Sainsbury, 2014)

Propriétés mécaniques et hydrauliques du remblai rocheux

Les propriétés mécaniques et hydrauliques d'un remblai rocheux dépendent directement de sa composition et de ses caractéristiques granulométriques. La distribution des tailles de particules, la nature et la proportion du liant, ainsi que la méthode de déposition constituent les principaux paramètres influençant la résistance et la stabilité du remblai.

Durant sa mise en place, le remblai rocheux présente généralement un angle de frottement interne élevé, variant entre 35° et 45° (Farsangi, 1996; Aubertin, 2013), ce qui témoigne d'un bon comportement frictionnel. Les études de Farsangi (1996) indiquent que la résistance en compression uniaxiale *(UCS)* peut varier de 1,4 à 7 MPa, tandis que le module d'Young *(E)* se situe entre 2 et 3,8 GPa (Yu & Counter, 1983), traduisant une rigidité modérée mais suffisante pour le soutènement des chantiers miniers.

Sur le plan hydraulique, la conductivité hydraulique du remblai rocheux dépend à la fois de ses propriétés physiques, chimiques et minéralogiques. Des essais d'infiltration réalisés sur les haldes à stériles de la mine du Lac Tio ont révélé des valeurs de conductivité hydraulique saturée *(K_{sat})* comprises entre 4×10^{-5} m/s et 3×10^{-3} m/s (Lessard, 2011). De même, des essais en colonnes

menés par Peregoedova (2012) sur des matériaux tronqués au laboratoire ont donné des valeurs de l'ordre de 10^{-3} m/s, confirmant la perméabilité typique de ce de matériau.

Avantages et inconvénients du remblai rocheux

L'utilisation de roches stériles comme matériau de remblai présente plusieurs avantages majeurs. Selon Hassani et Archibald (1998), les principaux bénéfices sont :

- la réduction du volume de stériles à entreposer en surface,
- la simplicité du système de préparation et de mise en œuvre,
- l'obtention d'une bonne résistance mécanique du matériau,
- et l'absence de besoins en drainage et en barricades de confinement dans le chantier.

Cependant, certains inconvénients limitent l'utilisation généralisée du remblai rocheux. D'une part, le transport des matériaux depuis la surface engendre des coûts de remblayage élevés (Potvin et al., 2005). D'autre part, la mise en place du remblai entraîne souvent une ségrégation granulométrique, responsable d'une hétérogénéité locale et d'une diminution de la résistance mécanique, augmentant ainsi le risque de dilution dans les chantiers adjacents (Farsangi, 1996).

2.3.2 Remblai hydraulique

Le remblai hydraulique est généralement classé, selon le système de classification unifiée des sols USCS (Unified Soil Classification System), comme un sable silteux (SM) ou un silt sableux (ML). Il contient une proportion négligeable d'argiles, en raison du processus de classification par hydrocyclonage appliqué aux résidus miniers (Rankine & Sivakugan, 2005).

Selon Potvin et al. (2005), la fraction de particules inférieures à 10 µm dans un remblai hydraulique ne devrait pas excéder 10 %, tandis que Hassani et Archibald (1998) recommandent de maintenir cette proportion sous 20 % afin d'assurer une bonne performance mécanique et hydraulique. Ce type de remblai est constitué de résidus de concentrateur tamisés, d'eau, et, dans le cas des chantiers primaires, d'un agent liant, généralement du ciment Portland ou un liant mixte. Il peut être déposé en surface dans des parcs à résidus ou dans les chantiers souterrains, et sa teneur en solides demeure inférieure à 75 % (Hassani & Archibald, 1998).

La réduction du contenu en particules fines favorise la consolidation et le drainage du remblai, améliorant ainsi le développement de la résistance mécanique après dépôt (Rankine & Sivakugan,

2005). Par ailleurs, cette classification granulométrique contribue également à accroître la résistance à la liquéfaction, grâce à une meilleure capacité de drainage pendant et après la mise en place dans le chantier (Thomas & Holtham, 1989).

Caractéristiques physiques, mécaniques et hydrauliques du remblai hydraulique

Une étude détaillée portant sur la distribution granulométrique de plus de 20 échantillons de remblais hydrauliques a mis en évidence la présence persistante d'une proportion significative de particules fines, malgré le recours à des procédés de classification avancés des résidus miniers (Rankine et al., 2004). Cette observation s'explique principalement par la performance limitée des hydrocyclones, la variabilité des conditions de traitement et la finesse intrinsèque des résidus issus du procédé de concentration minérale (Thomas et al., 1979; Thomas & Holtham, 1989).

La figure 2.3 illustre, à travers des lignes pleines, les courbes granulométriques typiques de résidus miniers utilisés pour la production de remblais hydrauliques en Australie (Sivakugan, 2008). Ces courbes présentent un coefficient d'uniformité moyen et une distribution granulométrique relativement étalée, bien que moins dispersée que celle observée pour les remblais en pâte (RPC) ou les remblais rocheux. Cette caractéristique traduit un comportement intermédiaire entre les remblais grossiers, à forte perméabilité, et les remblais fins, plus susceptibles à la consolidation et à la réduction de perméabilité au cours du temps.

Le tableau 2.1 présente la classification des résidus miniers utilisés pour la fabrication des remblais hydrauliques, telle que proposée par Thomas et Holtham (1989). Cette classification repose principalement sur la granulométrie des résidus et leur capacité à assurer un drainage efficace après la mise en place. Dans le cas spécifique du remblai hydraulique, seules les deux premières catégories correspondant aux résidus très grossiers et grossiers sont jugées appropriées. Ces fractions granulaires assurent en effet une perméabilité suffisante pour permettre un drainage adéquat du remblai dans les chantiers souterrains, tout en réduisant le risque de surpression interstitielle et de liquéfaction post-déposition.

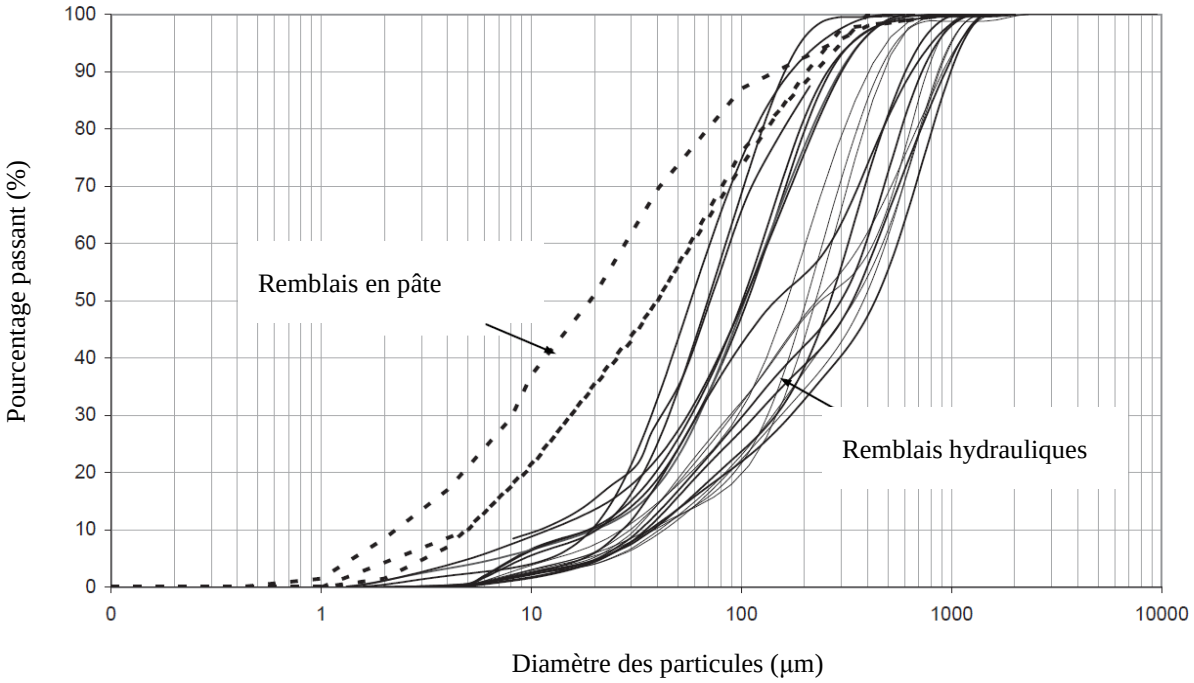


Figure 2.3 : Distribution granulométrique des remblais hydrauliques (en lignes pleines sur la figure) utilisés en Australie (tirée de Sivakugan, 2008)

Tableau 2.1 : Classification des résidus miniers utilisés pour la fabrication du remblai hydraulique (tirée de Thomas & Holtham, 1989)

Fraction massique (< 10 µm), %	**Classification**
0 to 10	Très grossier
10 to 20	Grossier
20 to 30	Moyen
30 to 40	Fin
40 to 50	Très fin
> 50	Extrêmement fin

- Densité spécifique des grains solides *(G_s)*

La densité spécifique des grains solides dépend directement de la composition minéralogique des résidus utilisés. Dans le contexte des mines québécoises, cette valeur varie généralement entre 2,4 et 4,0, avec une valeur moyenne d'environ 2,8 (Bussière, 1993). Ces variations traduisent la diversité minéralogique des rejets issus du traitement des minerais métalliques, notamment la proportion de silicates, d'oxydes et de sulfures.

- Indice des vides *(e)*

L'indice des vides des remblais hydrauliques se situe typiquement entre 0,6 et 0,9 (Bussière, 1993), correspondant à une porosité comprise entre 0,37 et 0,50. Ces valeurs relativement élevées traduisent la structure lâche du matériau après déposition, et peuvent résulter d'un empilement imparfait des particules et d'un drainage encore incomplet au sein du chantier.

- Angle de frottement interne *(ϕ)*

Pour des remblais hydrauliques présentant un indice de densité relative *(I_r)* compris entre 50 % et 80 %, Rankine et Sivakugan (2005) ont mesuré des angles de frottement interne variant de 37° à 45°. Ces valeurs reflètent le comportement essentiellement frictionnel du matériau. Les différences observées entre les remblais sont en partie attribuées à l'angularité des grains de résidus, issue du broyage mécanique dans les concentrateurs.

- Conductivité hydraulique saturée *(K_{sat})*

La conductivité hydraulique saturée *(K_{sat})* d'un remblai hydraulique est fortement influencée par la distribution granulométrique, l'indice des vides et la minéralogie du matériau (Bussière, 1993). Des essais réalisés sur des résidus classifiés présentant un pourcentage de particules fines (< 10 µm) inférieur à 10 % ont donné des valeurs de K_{sat} comprises entre 10^{-4} et 10^{-6} m/s (Bussière, 1993; Aubertin et al., 1996; Sivakugan et al., 2005; Bussière, 2007). Cette conductivité hydraulique tend à diminuer au cours du temps, sous l'effet combiné du drainage progressif et de la cure du liant dans le remblai, ce qui conduit à une diminution de la structure poreuse et à une réduction des chemins d'écoulement (Senyur, 1989; Thomas & Holtham, 1989).

- Résistance en compression uniaxiale *(UCS)*

La résistance en compression uniaxiale *(UCS)* du remblai hydraulique doit être dimensionnée de manière à répondre aux exigences mécaniques du chantier (Oliver & Landriault, 1989). Cette résistance évolue principalement en fonction du temps de cure, indépendamment du temps de malaxage (Kermani et al., 2015). Comme l'illustre la figure 2.4, l'acquisition de résistance au fil du temps traduit la progression des réactions d'hydratation du liant et la consolidation progressive du matériau en place.

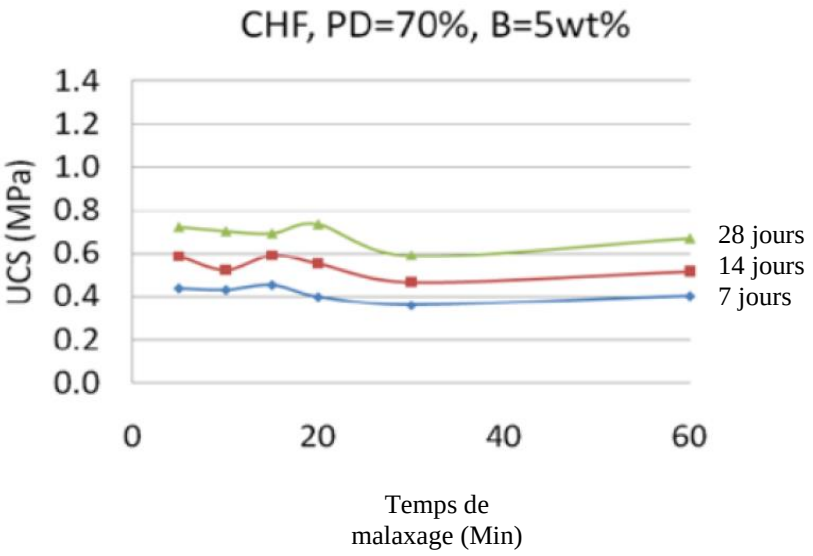


Figure 2.4 : Variation de la résistance en compression uniaxiale d'un remblai hydraulique en fonction du temps de malaxage pour différents temps de cure (tirée de Kermani et al., 2015)

Comme le montre la figure 2.4, la résistance mécanique in situ d'un remblai hydraulique atteint environ 800 kPa après 28 jours de cure. Cette résistance dépend d'un ensemble de paramètres liés à la minéralogie des résidus, à la nature de l'eau de gâchage, à la distribution granulométrique, à la teneur en eau du mélange, ainsi qu'au type et au dosage du liant utilisé (Hassani & Archibald, 1998; Benzaazoua et al., 2002). Ces facteurs influencent simultanément la cinétique d'hydratation du liant, la microstructure du matériau et la consolidation progressive du remblai en chantier.

- Module d'élasticité ou module de Young *(E)*

Le module d'élasticité *(E)*, également appelé module de Young, reflète la rigidité du remblai et dépend de la composition minéralogique des particules, du type de liant et de la qualité de l'eau de gâchage utilisée durant la préparation du mélange. Selon Leahy et Cowling (1978), pour un remblai hydraulique cimenté avec une teneur en liant comprise entre 3 % et 17 %, la valeur moyenne du module d'élasticité se situe autour de 150 MPa, traduisant un comportement semi-rigide adapté aux contraintes rencontrées dans les chantiers primaires.

Avantages et inconvénients du remblai hydraulique

Le remblai hydraulique présente de nombreux avantages techniques et économiques qui expliquent son utilisation historique dans les mines souterraines (Hassani & Archibald, 1998; Potvin et al., 2005) :

- la préparation du mélange et l'installation du réseau de distribution sont simples et peu coûteuses ;
- le processus de remblayage requiert peu de supervision opérationnelle ;
- les coûts de transport demeurent faibles, le matériau pouvant être acheminé par gravité à travers les galeries ;
- le drainage rapide du remblai favorise sa consolidation précoce dans le chantier ;
- enfin, cette technique contribue à réduire la quantité de résidus miniers nécessitant un entreposage en surface, limitant ainsi l'empreinte environnementale.

Cependant, plusieurs limites ou inconvénients restreignent l'usage du remblai hydraulique dans les conditions d'exploitation actuelles :

- Le lessivage du liant par l'eau de drainage peut compromettre l'acquisition homogène de la résistance mécanique dans le remblai.
- L'excédent d'eau drainée doit être collecté et traité, ce qui ajoute des contraintes opérationnelles.
- La conception de barricades adaptées aux conditions hydrauliques et mécaniques devient essentielle pour assurer la stabilité du chantier.
- La ségrégation granulométrique lors de la mise en place entraîne des variations locales de densité et de perméabilité, créant une incertitude entre les résultats obtenus en laboratoire et le comportement réel du remblai, pouvant ainsi augmenter les risques d'instabilité (Dalcé et al., 2019).
- Le transport du remblai hydraulique requiert une vitesse d'écoulement minimale pour prévenir la sédimentation prématurée des particules et le blocage du réseau de tuyauterie. Les incidents d'obstruction et l'usure excessive des conduites constituent des problèmes fréquents observés en pratique industrielle.

2.3.3 Remblai en pâte

Les limites identifiées dans l'utilisation des remblais rocheux et hydrauliques, combinées à la nécessité d'optimiser les méthodes d'exploitation minière, ont conduit à l'adoption progressive du

remblai en pâte cimenté (RPC) comme solution de remblayage privilégiée dans les chantiers souterrains modernes. Une étude réalisée par Lamos et Clark (1989) sur un remblai hydraulique modifié a démontré que l'augmentation du pourcentage de liant, la réduction de la teneur en eau, ainsi que l'accroissement de la concentration massique des résidus et du taux de particules fines entraînaient une hausse significative de la résistance mécanique par rapport au remblai hydraulique conventionnel. Des résultats similaires ont été obtenus par Yin et al. (2012), qui ont observé que la résistance du remblai augmente proportionnellement avec la densité massique des solides, tandis qu'elle diminue avec l'accroissement de la teneur en eau. L'étude de ces relations a permis de mettre en évidence le rôle déterminant des fines et du ciment dans le comblement des vides intergranulaires, favorisant ainsi une meilleure cohésion et une résistance accrue du matériau (Lamos & Clark, 1989; Yin et al., 2012).

Ces observations ont jeté les bases conceptuelles de plusieurs projets de recherche internationaux amorcés dans les années 1980, qui ont conduit au développement rapide de la technologie du remblai en pâte, aujourd'hui devenue une pratique standard dans de nombreuses exploitations minières à travers le monde.

Le remblai en pâte a été utilisé pour la première fois dans une mine allemande (Lerche & Renetzeder, 1984) et se distingue des autres types de remblais par sa nature triphasique (solide - liquide - air) et sa faible perméabilité. Il présente une haute densité en solides et contient une proportion importante de particules fines, dont au moins 15 % ont un diamètre inférieur à 45 µm (Hassani & Archibald, 1998). Constitué de résidus miniers non classifiés, le remblai en pâte affiche une densité de pulpe comprise entre 70 % et 85 % (Potvin et al., 2005). Pour atteindre cette concentration, les résidus sont d'abord épaissis ou filtrés, puis mélangés à une certaine proportion de liant hydraulique et d'eau à l'aide de malaxeurs adaptés. Plusieurs types de liants (ciment Portland, laitier, cendres volantes, ou combinaisons binaires et ternaires) sont employés, avec des dosages variant entre 2 % et 8 % selon les conditions du chantier et la résistance mécanique recherchée (Mangane, 2016). Néanmoins, un pourcentage minimal de particules fines demeure nécessaire pour garantir une viscosité suffisante, assurant à la fois le pompage et le transport homogène du mélange jusqu'aux chantiers souterrains (Yang, 2016).

Propriétés physiques du remblai en pâte

Le remblai en pâte est composé d'une phase solide (résidus et liant), d'une phase liquide (eau de mélange) et d'une phase gazeuse, qui apparait après le drainage, l'hydratation et la consolidation dans le chantier (Benzaazoua et al., 1999, 2001, 2002, 2003; Jung et al., 2002; Kesimal et al., 2005; Mangane, 2016). L'évolution de ces phases et des propriétés physiques impacte les caractéristiques géomécaniques et hydrauliques du remblai en pâte dans le chantier :

- Granulométrie

Plusieurs critères sont utilisés pour identifier la granulométrie idéale d'un remblai en pâte. Aref et al. (1992) utilisent un pourcentage minimal passant le diamètre de 45 micromètres à 15% pour atteindre une densité solide considérable du mélange. Tandis que pour Brackebusch (1995) et Potvin et al. (2005), le diamètre déterminant est de 20 micromètres résultant en un remblai plus fin avec des propriétés hydrauliques plus défavorables au drainage et à sa consolidation dans le chantier. Cette propriété devient un élément déterminant dans l'acquisition de la résistance mécanique (Whyatt et al., 1998; Jung et al., 2002; Benzaazoua et al., 2003). Comme le précisent Zheng et al. (2017a, b), Zheng et Li (2020), Qui et al. (2021), cette condition est facilement remplie par les résidus des mines canadiennes où la proportion de particules inférieures à 20 µm se situe entre 28% et 68% (Belem, 2015; Mangane, 2016) (figure 2.5).

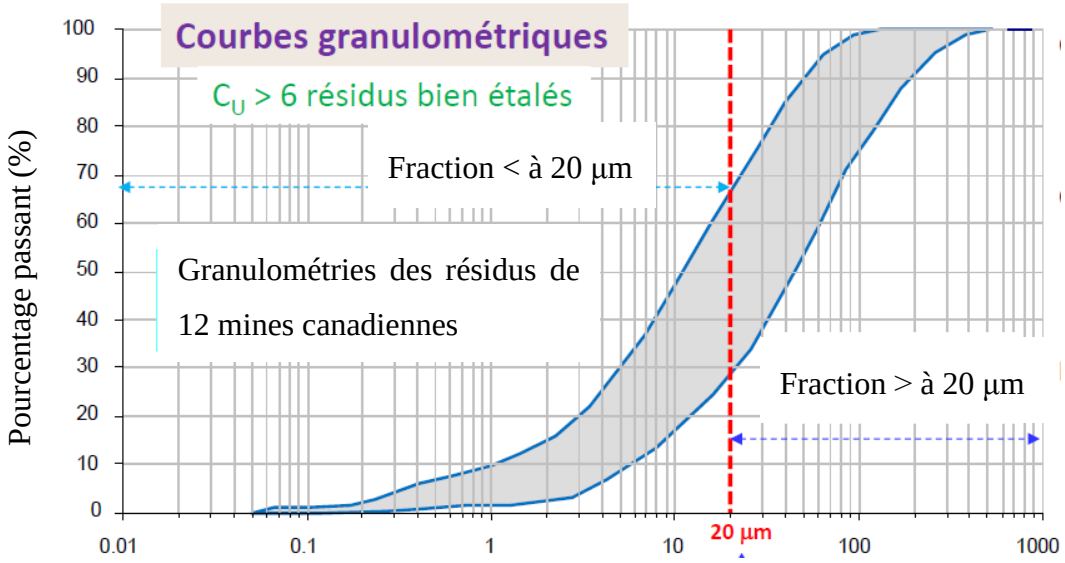


Figure 2.5 : Distribution granulométrique des résidus miniers de 12 mines Canadiennes (adaptée de Belem, 2015)

En ne considérant aucun traitement pour le résidu, le remblai en pâte a un coefficient d'uniformité *(C_u)* se situant entre 10 et 20 et un coefficient de courbature *(C_c)* se situant entre 1 et 2. En fonction de la classification USCS, le remblai en pâte est considéré comme un matériau avec une granulométrie bien étalée (Kuganathan 2005).

- Densité

Tout comme les autres matériaux artificiels issus de l'exploitation minière, la densité du remblai en pâte résulte de la minéralurgie de la roche encaissante. La masse volumique du remblai en pâte varie très peu au cours de l'hydratation du remblai dans le chantier (Benzaazoua et al., 2000) et se situe approximativement entre 3 et 4 g/cm³ (Fall et Benzaazzoua, 2003).

- Angle de frottement interne

Une étude menée par Bussière (1993) à partir d'essais triaxiaux a montré que l'angle de frottement interne pour les rejets de concentrateur non classifiés, soit du tout-venant, variait entre 30° et 40° en condition consolidée et drainée *(CD)* et diminuait entre 15° et 20° en condition consolidée et non-drainée *(CU)*. Ces résultats peuvent être directement corrélés à la porosité du remblai qui est plus faible en condition consolidée-drainée.

Propriétés rhéologiques du remblai en pâte

Selon Potvin et al. (2005), un remblai en pâte doit posséder au moins 15 % de particules inférieures à 20 micromètres, avec une densité de pulpe entre 70 et 85%. Cette exigence permet de diminuer grandement la ségrégation des particules. La figure 2.6 présente des configurations possibles pour acheminer le remblai à partir de l'usine de remblai dans les chantiers souterrains. Deux configurations nécessitent la présence de pompes pour acheminer le remblai dans les chantiers. Cependant seulement une étude approfondie des pertes de charges et des propriétés rhéologiques du remblai en pâte pourra garantir avec succès son acheminement par gravité dans les chantiers souterrains. En général, le remblai en pâte doit avoir un affaissement au cône d'Abrams se situant typiquement entre 150 et 250 mm pour assurer son transport (Benzaazoua et al., 2002).

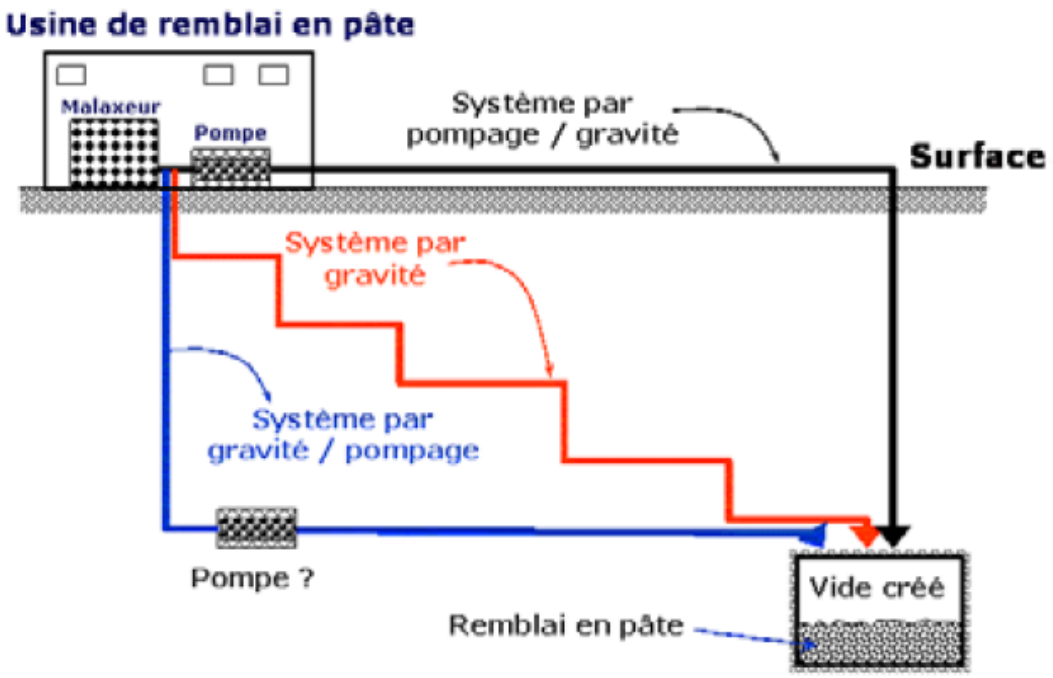


Figure 2.6: Configurations typiques de transport et de déposition du remblai en pâte dans les chantiers souterrains (tirée de Belem et al., 2003)

Deux propriétés rhéologiques gouvernent l'écoulement du remblai en pâte : son seuil de cisaillement *(τ_o)* et sa viscosité dynamique *(η)*. Le seuil de cisaillement est la contrainte de cisaillement minimale nécessaire pour initier la mobilité au remblai, tandis que la viscosité dynamique est le rapport entre la contrainte de cisaillement et le taux de cisaillement. Ces propriétés sont déterminées en majorité par des essais au laboratoire par rhéomètre en considérant le remblai en pâte comme un fluide de Bingham (Kalonji, 2016). Cependant, dû au comportement thixotropique du remblai en pâte, les propriétés rhéologiques du remblai varient lors de sa manutention. Pour cette raison, comme le précise Yang (2016), deux types d'essais constituent les techniques de mesure principales adoptées par l'industrie minière pour estimer ces propriétés et déterminer les paramètres rhéologiques du remblai en pâte dans les chantiers: l'essai de rhéomètre à croisillon ou «vane» et les essais d'affaissements.

- Essai au rhéomètre à croisillon (vane)

L'essai au rhéomètre à croisillon permet de déterminer le seuil de contrainte au cisaillement minimum nécessaire pour démarrer l'écoulement. Cette valeur facilite le choix des pompes et impose la configuration de transport à adopter. Calqué sur la géométrie et la configuration du

scissomètre communément utilisé en géotechnique dans les essais in-situ pour la détermination de la résistance au cisaillement d'un sol argileux, le rhéomètre utilisé pour l'essai (figure 2.7) comporte un croisillon constitué de quatre pales de faible épaisseur et de hauteur h qui forment un cylindre de diamètre d à chaque révolution autour de son axe (Cullen et al., 2003).

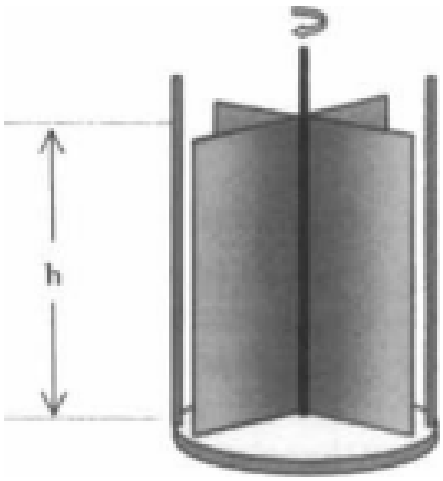


Figure 2.7 : Configuration du rhéomètre à croisillon ou «vane» (Tirée de Cullen et al., 2003)

Le matériau est cisaillé à une faible et constante vitesse de rotation et l'évolution du couple de résistance est enregistrée en fonction du temps (Estellé et al., 2011). La figure 2.8 présente l'allure typique de la courbe obtenue après l'essai.

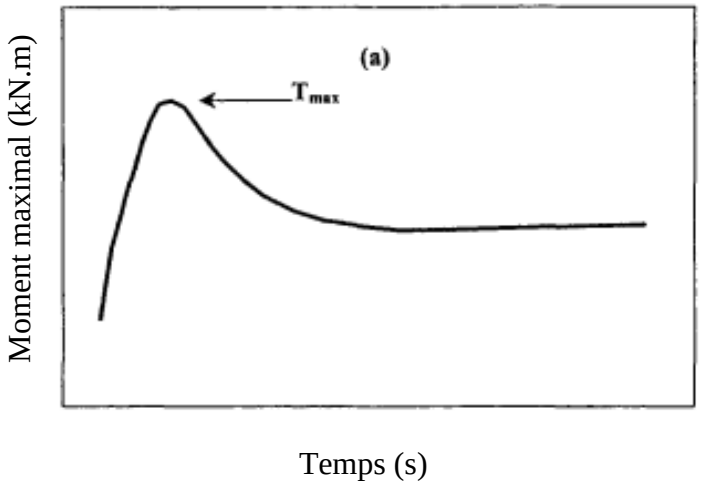


Figure 2.8 : Courbe typique obtenue d'un essai au rhéomètre à croisillon «vane» (Tirée de Cullen et al., 2003)

Pour un remblai en pâte, la zone pic correspond au seuil de cisaillement *(τ_o)* et elle est déduite par l'équation suivante (Estellé et al., 2011):

$$\tau_0 = \frac{2M_{max}}{\pi d^3}\left(\frac{h}{d} + C\right)^{-1} \tag{2.1}$$

(τ_o) = Seuil de cisaillement (kPa)

M_{max} = Couple ou Moment maximal (kN.m)

d = Diamètre de révolution (cm)

h = Hauteur des pales (cm)

C = Cisaillement sur les parties supérieure et inférieure des pales, *C*=1/3 si pales complètement enfouies dans le remblai, sinon 1/6

- Essais d'affaissement

Plusieurs types d'essais d'affaissement sont utilisés pour estimer les propriétés rhéologiques d'un remblai en pâte. On y distingue l'essai d'affaissement au cône Standard, communément appelé cône d'Abrams, et l'essai d'affaissement au cylindre. Ces essais consistent essentiellement à évaluer les conditions d'écoulement et d'arrêt d'un matériau pour un volume donné sous l'effet de son propre poids. Ils constituent une méthode simple et rapide pour déterminer le seuil de cisaillement du remblai en pâte.

- Affaissement au cône standard ou cône d'Abrams

Utilisé sur les chantiers de construction pour déterminer la maniabilité et l'ouvrabilité du béton, l'essai d'affaissement au cône standard est réalisé suivant la norme ASTM C143/C143-05a. Le cône d'Abrams a une hauteur de 12 pouces (30,48 cm) et des diamètres : inférieur 8 pouces (20,32 cm) et supérieur 4 pouces (10,16 cm). Malusis et al. (2008) ont adapté un cône qui nécessite seulement 16% du volume requis par le cône standard pour la réalisation des essais sur les remblais. La reproductibilité des essais au laboratoire et la quantité de matériaux disponibles furent les principales motivations de cette étude. Les résultats ont montré une corrélation linéaire parfaite entre les deux cônes pour des remblais ayant un affaissement compris entre 100 et 200 mm. Plusieurs auteurs dont Murata (1984), Hu et al. (1996) ont proposé des relations empiriques reliant l'affaissement au cône au seuil de cisaillement d'un remblai :

$$\tau_0 = \rho\left(\frac{300 - S}{270}\right) \tag{2.2}$$

ρ = Masse volumique du remblai (kg/m³)

S = Affaissement (cm)

- Affaissement au cylindre

L'essai d'affaissement au cylindre est très similaire à l'essai au cône, seul le moule utilisé diffère. Il s'agit en effet d'un moule cylindrique avec un ratio supérieur ou égal de la hauteur sur le diamètre. Réalisé pour la première fois en 1986 par Chandler (Pashias et al., 1996), l'essai d'affaissement au cylindre fournit comme résultats des seuils de cisaillement ayant une meilleure corrélation avec les essais normés de laboratoire sur des résidus miniers (Clayton et al., 2003). La configuration obtenue lors de la réalisation des essais d'affaissement avec le cylindre (Pashias et al., 1996) est présentée à la figure 2.9.

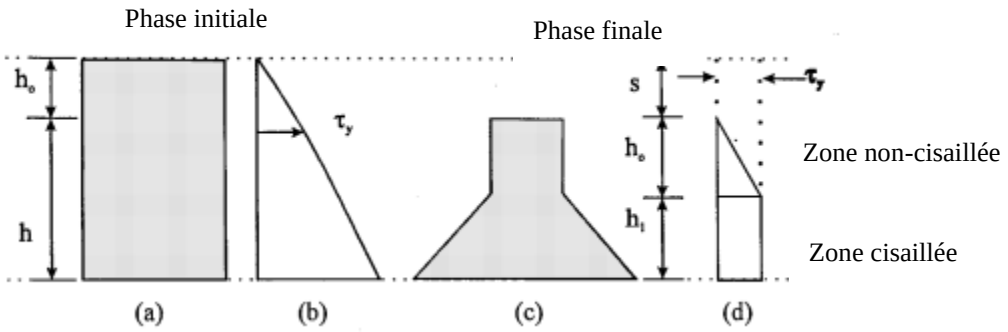


Figure 2.9 : Configuration de la géométrie initiale et finale du remblai lors de la réalisation de l'essai d'affaissement avec une moule cylindrique (adaptée de Pashias et al., 1996)

On y distingue trois zones : l'affaissement du remblai représenté par *(s)*, la zone du remblai non-cisaillée, où aucune déformation n'est observée *(h_0)* et la zone cisaillée *(h_1)* où un écoulement du remblai est apparent. L'équation analytique suivante proposée par Iveson et Franks (2000) permet de prédire le seuil de cisaillement avec les résultats de l'essai d'affaissement au cylindre :

$$\tau_0 = \frac{\rho g H}{2}\left(1 - \sqrt{\frac{s}{H}}\right) \tag{2.3}$$

Dans cette équation, $H = h_0 + h$ est la hauteur totale initiale.

Une modification à l'équation analytique est apportée par Zheng & Li (2020) en considérant la résistance au cisaillement à la base du remblai qui tend à réduire son écoulement latéral. L'équation devient :

$$S' = 1 - 2\tau'_y + 3\tau'_y \times Ln\left(2\tau'_y\right) \tag{2.4}$$

Dans cette équation S' est la valeur normalisée de l'affaissement, soit $S' = \frac{S}{H}$, et τ'_y est la valeur normalisée du seuil de cisaillement sur le poids volumique du remblai, soit $\tau'_y = \frac{\tau_y}{\gamma H}$

- Valeurs typiques des paramètres rhéologiques

Selon Potvin et al. (2005), il faudrait un affaissement au cône d'Abrams de 230 mm pour obtenir les caractéristiques d'un fluide non-newtonien pour le remblai en pâte. Benzaazoua et al. (2002) prescrit la valeur de cet affaissement entre 150 et 250 mm pour avoir une viscosité satisfaisante au transport du remblai en pâte. Des essais menés par Boger et al. (2006) ainsi que Cooke (2006, 2008) ont montré que les valeurs typiques des seuils de cisaillement pour le remblai en pâte se

situent entre 100 et 800 Pa. Pour d'autres auteurs, dont Simon et Grabinsky (2013), la valeur du seuil de cisaillement d'un remblai en pâte pourrait atteindre jusqu'à 1250 Pa. Cette variation du seuil de cisaillement est expliquée par sa forte dépendance aux constituants du remblai, qui incluent la granulométrie, le pourcentage solide, le type et la teneur en eau, la proportion et le type de liants (Kwak et al., 2005; Ouattara et al., 2010) (figure 2.10), mais aussi par le taux d'hydratation du ciment et les interactions chimiques entre les pores et les fluides (Sofra & Boger 2001; Simon & Grabinsky 2013; Wu et al., 2013).

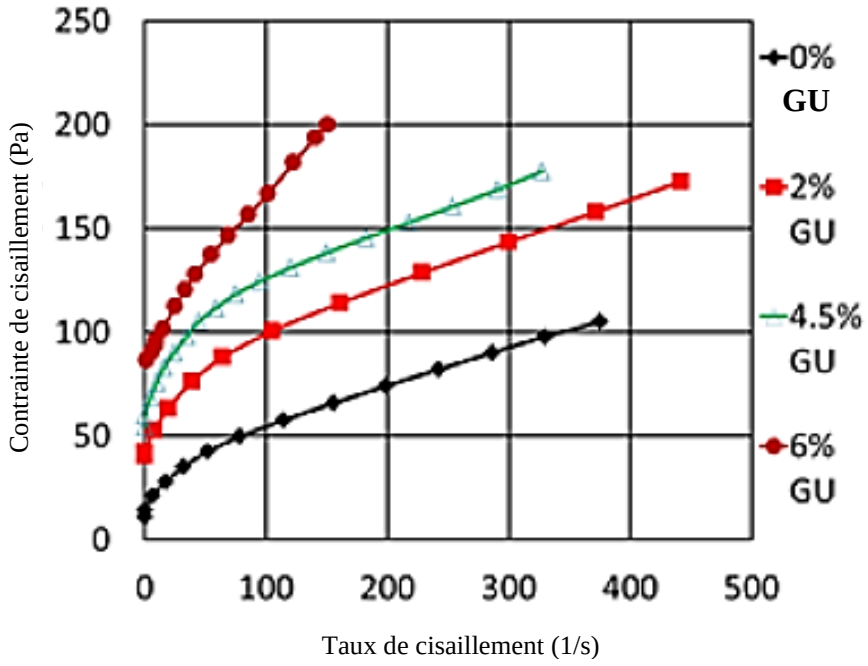


Figure 2.10 : Variation du seuil de cisaillement d'un remblai en pâte à 70% de pourcentage solide en fonction du type et du pourcentage de liant (adaptée de Ouattara et al., 2010)

Une étude menée par Kalonji (2016) a montré que les propriétés rhéologiques du remblai en pâte, viscosité et seuil de cisaillement évoluent grandement avec les conditions du milieu. La température et la salinité de l'eau ont des influences notables sur ses propriétés rhéologiques. Alors ces propriétés sont proportionnelles avec l'augmentation de la température, elles diminuent avec l'augmentation de la salinité de l'eau. Ces résultats sont principalement dus aux réactions d'hydratation du ciment et à la présence d'ions salins qui inhibent les réactions cimentaires et réduisent les forces entre les particules.

Propriétés mécaniques et hydrauliques du remblai en pâte

Plusieurs auteurs se sont penchés sur l'étude des propriétés mécaniques et hydrauliques du remblai en pâte depuis son apparition dans les années 80. Lamos & Clark (1989) ont identifié les éléments clés à l'acquisition d'une résistance mécanique et à la variation de la capacité de drainage du remblai dans le chantier suivant : la granulométrie, le type et le pourcentage de liant, le pourcentage solide du remblai.

- Granulométrie

La granulométrie étalée du remblai en pâte influence grandement sa résistance mécanique et ses propriétés hydrauliques. Une étude menée par Benzaazoua et al. (2003, 2004) montrait la variation de la résistance en compression uniaxiale par rapport au pourcentage des particules de diamètre de 20 µm. Les résidus dont les pourcentages de particules inférieurs à 20 µm approximent 35% montraient des résistances mécaniques plus élevées (Fall et al., 2004; Benzaazoua et al., 2004) (figure 2.11). Ces études ont établi des corrélations entre la résistance mécanique et la taille des grains pour différents mélanges de remblai. Ces auteurs ont constaté que la résistance mécanique d'un remblai en pâte cimentée est optimale pour des valeurs de D_{10} comprises entre 2 et 3 µm, de D_{50} comprises entre 12 et 32 µm et de D_{90} comprises entre 115 et 190 µm. Ce constat, selon ces auteurs, est lié au degré de consolidation du remblai.

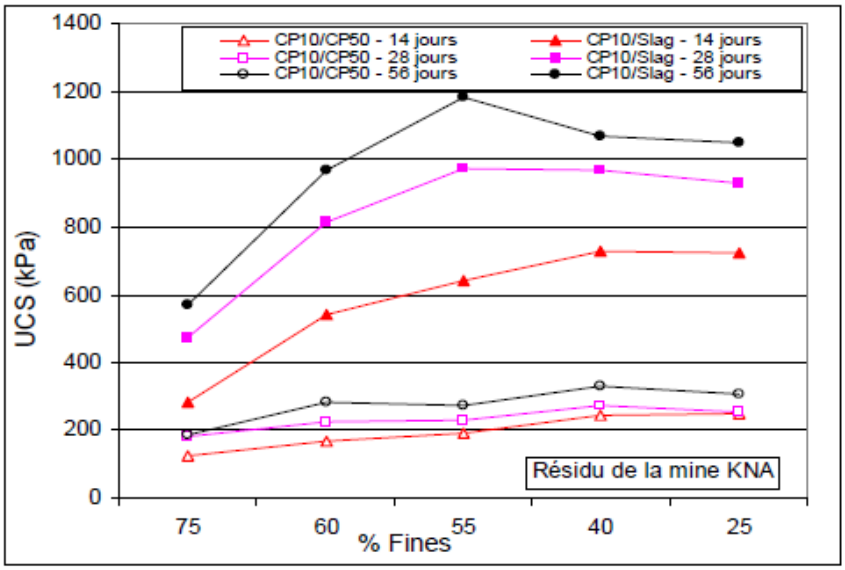


Figure 2.11 : Évolution de la résistance en compression uniaxiale en fonction du pourcentage de particules inférieur à 20 µm (tirée de Benzaazoua et al., 2004)

- Type et pourcentage de liant

À l'instar du remblai rocheux cimenté, la résistance mécanique du remblai en pâte dépend directement de sa teneur en liant. En raison de sa granulométrie fine, de sa forte capacité de rétention d'eau et du risque de liquéfaction associé à sa structure initialement saturée, l'ajout d'un liant hydraulique demeure indispensable pour assurer sa cohésion et sa stabilité (Belem & Benzaazoua, 2008).

Dans la majorité des mines canadiennes, la teneur typique en ciment se situe entre 3 % et 7 %. Avec ces dosages, le remblai en pâte peut atteindre des résistances en compression uniaxiale *(UCS)* comprises entre 1000 et 3500 kPa (Belem et al., 2000), tandis que le module de Young *(E)* varie généralement de 280 à 695 MPa (Leahy & Cowling, 1978; Barrett & Cowling, 1980). Ces valeurs traduisent un comportement intermédiaire entre celui des remblais granulaires non cimentés et celui des poutres rigides utilisées pour le soutènement permanent.

Les travaux de Fall et Benzaazoua (2003) ont mis en évidence l'influence des propriétés physiques du remblai en pâte sur le développement de sa résistance mécanique. Comme illustré à la figure 2.12, la résistance en compression uniaxiale à 28 jours augmente de façon significative avec la proportion de liant, mais diminue lorsque la teneur en eau et le taux de particules fines inférieures à 20 µm augmentent. En revanche, la densité du remblai semble avoir un effet relativement faible sur la résistance mécanique à long terme.

Cette évolution mécanique est directement liée à la formation des produits d'hydratation du liant, tels que le C-S-H (silicate de calcium hydraté) et l'ettringite, qui assurent une liaison progressive entre les microstructures et comblent partiellement les pores du matériau (Benzaazoua et al., 2003; Fall & Benzaazoua, 2003). Ce processus de densification du squelette solide entraîne une augmentation de la cohésion avec le temps de cure, accompagnée d'une réduction graduelle de la conductivité hydraulique du remblai en place (Godbout et al., 2007; Fall & Nasir, 2010; Yilmaz et al., 2014).

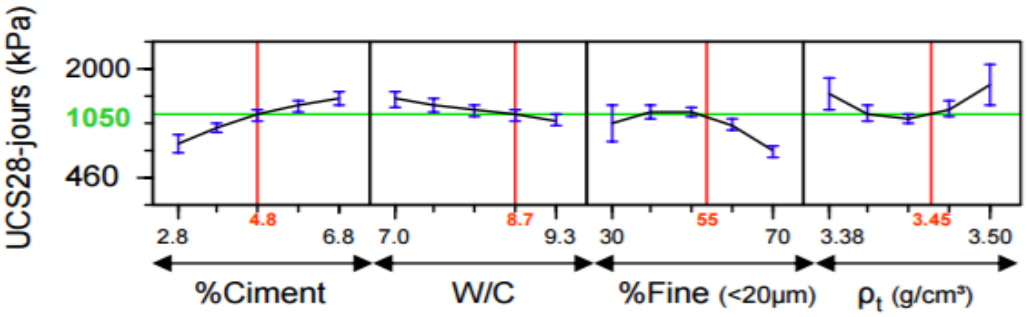


Figure 2.12 : Influence de la proportion de liant (% Ciment), de la quantité d'eau (*W/C* ratio massique eau/ciment), du pourcentage des fines et de la densité du remblai sur la résistance mécanique *(UCS)* du remblai en pâte (tirée de Fall & Benzaazoua, 2003)

En raison de sa teneur élevée en particules fines, le remblai en pâte présente une conductivité hydraulique saturée *(K_{sat})* relativement faible, généralement comprise entre 10^{-8} et 10^{-6} m/s (Bussière, 1993, 2007; Godbout et al., 2007). Cette faible perméabilité limite la vitesse de drainage de l'eau interstitielle et influence directement le processus de consolidation du matériau dans le chantier (El Mkadmi et al., 2011, 2013).

Les travaux de Belem et al. (2001) ont mis en évidence l'évolution temporelle de la conductivité hydraulique d'un remblai en pâte cimenté. Comme illustré à la figure 2.13, la perméabilité diminue de façon marquée après sept jours de cure, traduisant une réduction progressive de la connectivité des pores. Cette diminution résulte de la formation continue des produits d'hydratation du ciment, qui comblent les vides intergranulaires et renforcent la liaison entre les particules solides.

Au fur et à mesure du murissement du remblai, les liens cimentaires se densifient, entraînant une reconfiguration de la microstructure matricielle et une diminution notable de la perméabilité globale. Ce phénomène contribue simultanément à l'accroissement de la cohésion du matériau et à l'amélioration de sa stabilité mécanique à long terme.

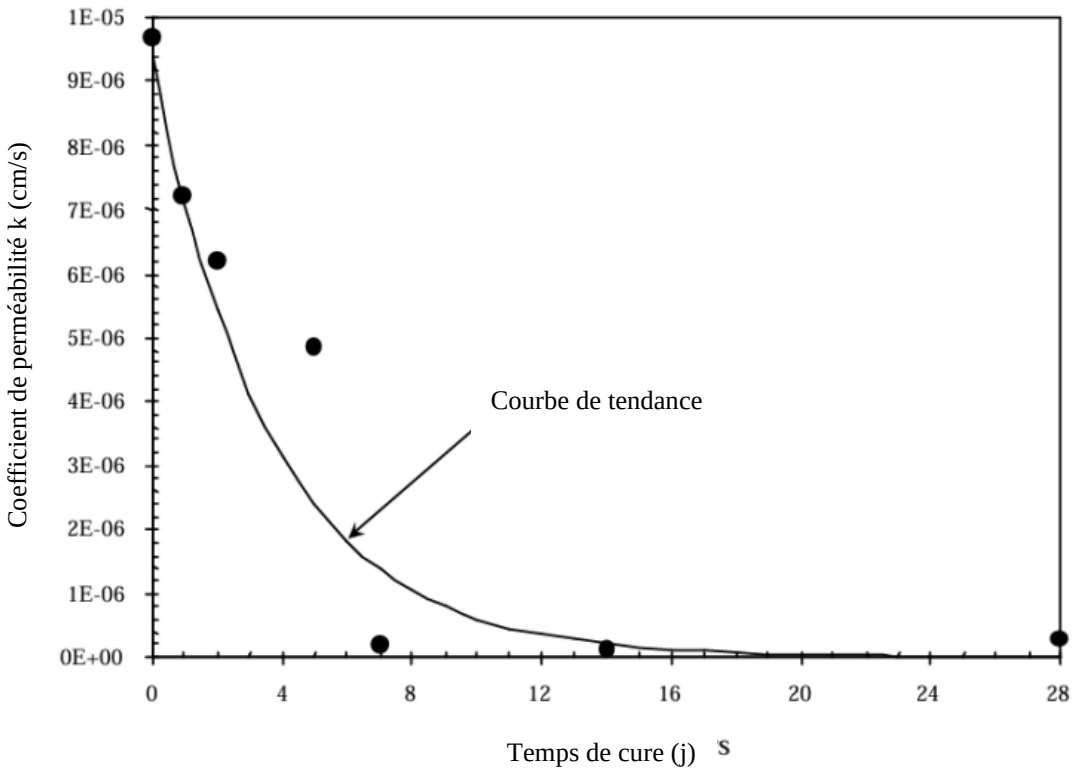


Figure 2.13 : Évolution de la conductivité hydraulique du remblai en pâte cimenté en fonction du temps de cure (adaptée de Belem et al., 2001)

2.4 Conception du remblai

Comme précisé au début de ce chapitre, le choix du remblai dans les méthodes de minage se définit dès l'étude de faisabilité d'une mine souterraine. Cependant, cette décision peut découler d'une analyse ultérieure autant des paramètres opérationnels que géomécaniques d'une mine à diverses phases de son exploitation. Par exemple, l'intégration du remblai en pâte cimenté pour la récupération des piliers à la mine Louvicourt a permis de bonifier les réserves de 20% (Cayouette, 2003). Cette conception cependant, comme le précise Belem et al. (2009) doit considérer l'ensemble des facteurs pouvant influencer l'acquisition de la résistance mécanique du remblai dans un chantier minier tels que la géométrie du chantier, la qualité du minerai et de la roche encaissante, les propriétés du massif rocheux et du remblai ainsi que les conditions d'exploitation, température et humidité relative. Pour y arriver, cette conception doit premièrement se baser sur des essais expérimentaux qui viendront supporter les modèles de prédiction empiriques ou semi-empiriques et deuxièmement, se conformer aux modèles numériques développés pour dicter les

caractéristiques mécaniques à prendre en compte pour les divers types d'exploitation et méthodes de minage.

En ce sens plusieurs solutions ont été élaborées au cours du temps pour mieux définir les paramètres géotechniques et mécaniques à intégrer dans la conception des chantiers remblayés, soit pour un remblai exposé latéralement ou un chantier exposé à la base. Ces solutions ont déjà été présentées dans le mémoire de maitrise de Dalcé (2019). Elles seront bonifiées avec une revue des plus récentes innovations et découvertes.

2.4.1 Solutions analytiques pour la résistance nécessaire d'un remblai cimenté exposé latéralement

Afin d'assurer la continuité des opérations d'exploitation minière, les zones minéralisées sont subdivisées en plusieurs unités d'extraction appelées chantiers : les chantiers primaires et les chantiers secondaires. Les chantiers primaires, une fois le minerai extrait, sont remblayés afin de permettre l'exploitation sécuritaire des chantiers secondaires adjacents, qui jouent souvent le rôle de piliers ou d'épontes contribuant à la stabilité globale du massif rocheux (Yang et al., 2017).

L'exploitation successive de ces chantiers secondaires entraîne la formation de vides latéraux et expose les remblais primaires à des conditions de sollicitation mécanique complexe, incluant des contraintes de cisaillement et de traction induites par la convergence du massif rocheux.

Un critère essentiel est alors évalué pour garantir la stabilité du chantier remblayé : la résistance mécanique du remblai en place. Cette résistance constitue le paramètre clé dans la conception et la planification du séquencement minier. Elle dépend de plusieurs hypothèses géotechniques et hydrogéologiques, et son estimation fait l'objet d'une évolution constante des modèles et des approches analytiques.

Au fil du temps, de nombreuses solutions analytiques et empiriques ont été proposées pour évaluer ce critère de stabilité et la résistance requise du remblai dans le chantier (Mitchell et al., 1982; Zhou & Nadarajah, 2006; Dirige et al., 2009; Li & Aubertin, 2012, 2014; Li, 2013, 2014a, 2014b; Liu et al., 2016, 2018; Yang et al., 2017; Grabinsky et al., 2021; Wang & Li, 2022). Les principales de ces approches sont présentées dans la section suivante.

Approches classiques de détermination de la résistance mécanique

Deux approches classiques sont couramment reconnues pour évaluer la résistance requise d'un chantier remblayé.

La première approche repose sur l'hypothèse d'autoportance du remblai, selon laquelle le matériau de remblayage doit être suffisamment résistant pour supporter son propre poids et maintenir la stabilité du chantier, tout en prévenant la dilution du minerai lors de l'extraction du chantier adjacent (Askew et al., 1978; Mitchell et al., 1982).

Cette approche se fonde sur la relation de contrainte verticale dans une colonne de matériau homogène, d'où découle l'équation fondamentale suivante :

$$\mathrm{UCS} = \gamma \mathrm{h} \tag{2.5}$$

La deuxième approche en considérant un chantier vertical avec un angle de frottement interne nul conduit à la solution classique utilisée pour évaluer la stabilité d'un talus:

$$\mathrm{UCS} = \frac{\gamma h}{2} \tag{2.6}$$

Où γ est le poids volumique du remblai (kN/m³) et h la longueur verticale de sa face exposée (m).

Dans ces équations, le postulat de base est que la résistance mécanique est proportionnelle à la hauteur du chantier, ce qui entraine une sous-estimation de la résistance mécanique pour des chantiers de faible hauteur. De plus, ces équations ne tiennent pas compte de la géométrie du chantier et de la cohésion existante dans le remblai, ce qui engendre des risques de dilution du minerai lors des vibrations résultant des opérations de dynamitage (Mitchell et al., 1982).

Ces approches simples permettent une première estimation de la résistance minimale requise du remblai, en supposant un comportement homogène, isotrope et purement statique du matériau. Toutefois, elles ne tiennent pas compte des conditions réelles d'exploitation, telles que la convergence du massif rocheux, les contraintes latérales, ou encore les effets dynamiques induits par les activités minières.

- Modèle de Mitchell et al. (1982)

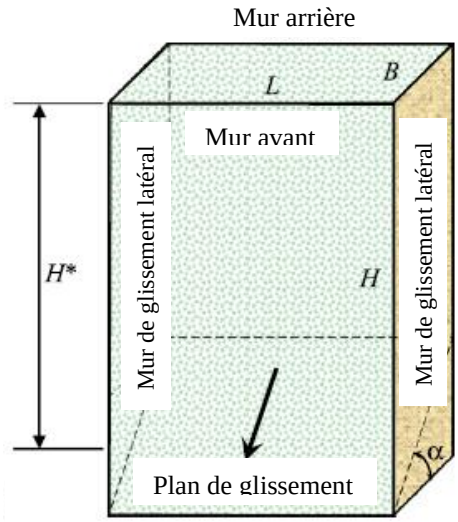


Figure 2.14 : Modèle du bloc confiné de Mitchell (adaptée de Mitchell et al., 1982)

Mitchell et al. (1982) proposent d'analyser la stabilité d'un bloc confiné en considérant deux paramètres principaux :

- la résistance cohésive aux interfaces entre le remblai et les parois rocheuses latérales
- la géométrie du chantier, notamment sa hauteur, sa longueur et sa largeur comme illustré à la figure 2.14.

Dans ce modèle, la stabilité du remblai dépend de l'équilibre entre les forces de cisaillement mobilisées le long des contacts latéraux et le poids propre du bloc confiné. Mitchell et ses collaborateurs ont proposé l'équation suivante pour déterminer le facteur de sécurité *(FS)* contre le glissement du bloc de remblai :

$$FS = \frac{\tan\phi}{\tan\alpha} + \frac{2cL}{H^*(\gamma L - 2c_z)\sin 2\alpha} \tag{2.7}$$

Où H^* est exprimé comme suit :

$$H^* = H - \frac{B\tan\alpha}{2} \tag{2.8}$$

FS = Facteur de sécurité

ϕ = Angle de frottement interne du remblai (°)

c = Cohésion du remblai (kPa)

α = Angle du plan de glissement par rapport à l'horizontal (°)

H = Hauteur du chantier (m)

γ = Poids volumique du remblai (kN/m³)

L = Longueur du chantier (m)

B = Largeur du chantier (m)

c_s = Cohésion entre le remblai et les parois adjacents du chantier (kPa)

Cette formulation traduit la condition d'équilibre limite entre le cisaillement résistant développé aux interfaces et le poids du remblai. Un facteur de sécurité supérieur à 1 indique un état de stabilité, tandis qu'un *FS* inférieur à 1 suggère une possibilité de glissement du remblai le long des parois. Mitchell et al. (1982) ont également montré que la stabilité du remblai augmente avec la cohésion interfaciale et la rugosité des parois rocheuses, mais diminue lorsque la hauteur du chantier ou la densité du remblai augmente.

Mitchell et al. (1982) ont reconnu que plusieurs paramètres de l'équation précédente demeurent difficiles à évaluer en pratique, notamment la cohésion interfaciale *(c_s)* entre le remblai et les parois rocheuses, ainsi que l'angle du plan de glissement critique à l'intérieur du chantier. Pour pallier ces incertitudes, les auteurs ont formulé plusieurs hypothèses simplificatrices :

- La cohésion interfaciale *(c_s)* entre le remblai et les murs du chantier est égale à la cohésion interne *(c)* du remblai.
- L'angle du plan de glissement critique *(α)* du remblai dans le chantier peut être estimé à partir du cas actif de Rankine, en appliquant les conditions d'équilibre limite au modèle. L'expression obtenue est la suivante :

$$\alpha = 45° + \phi/2 \tag{2.9}$$

En supposant que l'angle de frottement interne soit nul, que le chantier soit étroit, de grande hauteur et en appliquant un *FS* égal à 1, Mitchell et al. (1982) ont proposé l'expression suivante pour déterminer la résistance minimale requise du remblai exposé d'un seul côté :

$$UCS = 2c = \frac{\gamma}{\frac{1}{H} + \frac{1}{L}} \tag{2.10}$$

Cette équation permet d'estimer la résistance critique du remblai nécessaire pour éviter le glissement latéral lorsque celui-ci est libre sur une seule face. Toutefois, elle ne considère pas les contraintes de confinement latérales ni les effets tridimensionnels, qui peuvent influencer de manière significative la stabilité réelle du remblai en chantier.

- Solutions de Stone (1993)

Stone (1993), à la suite d'essais en laboratoire à l'aide d'une centrifugeuse, a établi des abaques donnant la résistance en compression uniaxiale nécessaire garantissant la stabilité d'un chantier exposé à la face en considérant premièrement la résistance de cisaillement entre les épontes du massif et le chantier et deuxièmement la largeur du chantier. Cet abaque, en admettant l'hypothèse que la rupture est provoquée par le propre poids du remblai, sans considération de charge additionnelle induite par le massif rocheux, sous-estimait la résistance mécanique réelle développée dans un chantier remblayé. On constate que la résistance en compression simple varie proportionnellement avec la largeur et la hauteur des chantiers (figure 2.15), ce qui demeure assez représentatif des résultats obtenus par Mitchell et al. (1982).

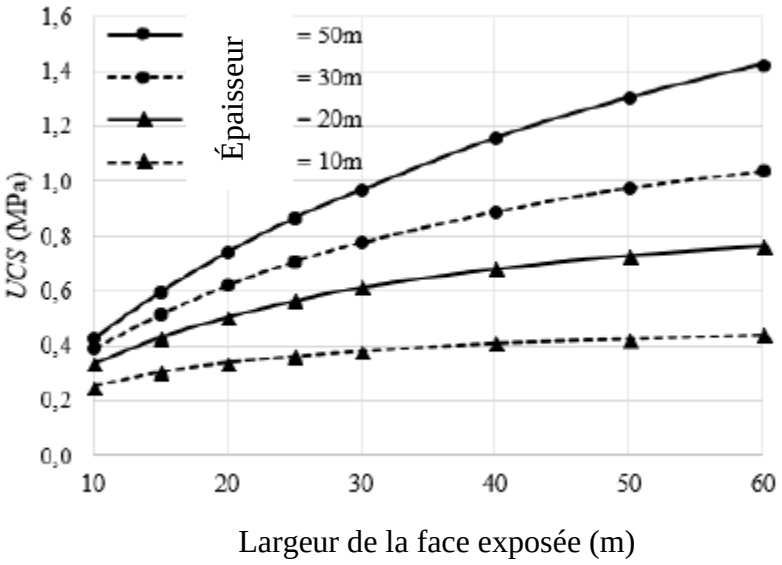


Figure 2.15 : Abaque de stabilité de la résistance en compression uniaxiale (UCS) en fonction de la largeur pour des chantiers exposés latéralement pour différentes épaisseurs avec un $FS \geq 2$ (adaptée de Stone, 1993)

- Modèle de Mitchell modifié (Li & Aubertin, 2012)

En supposant que la cohésion interfaciale entre le remblai et les parois rocheuses adjacentes soit égale à la cohésion interne du remblai cimenté, le modèle de Mitchell et al. (1982) tend à être peu conservateur, cette valeur de cohésion pouvant être surestimée dans la réalité. Afin de corriger cette limitation, Li et Aubertin (2012) ont proposé une modification du modèle initial en intégrant des paramètres plus représentatifs des conditions réelles en chantier.

Dans leur approche, les auteurs considèrent que :

- l'angle de frottement interne (ϕ) du remblai n'est pas nul,
- la cohésion interfaciale (c_s) entre les parois et le remblai correspond à une fraction de la cohésion interne (c) du remblai cimenté,
- et une pression de surcharge P_0 est appliquée au sommet du remblai, représentant la charge induite par les opérations minières sus-jacentes ou le poids du matériau déposé ultérieurement.

En tenant compte de ces paramètres, Li et Aubertin (2012) ont proposé les expressions suivantes pour le facteur de sécurité *(FS)* et la résistance requise du remblai dans le cas d'un chantier étroit et haut, caractérisé par un rapport hauteur/largeur élevé *(HAR)* :

$$FS = \frac{\tan\phi}{\tan\alpha} + \frac{2c}{\left[p_0 + H^*(\gamma - 2c_z / L)\right]\sin 2\alpha} \tag{2.11}$$

$$c = \frac{(p_0 + \gamma H^*)/2}{\left[(FS - \tan\phi / \tan\alpha)\sin 2\alpha\right]^{-1} + r_z H^* / L} \tag{2.12}$$

$$UCS = 2c\tan(45° + \phi/2) \tag{2.13}$$

$$H^* = H - \frac{B\tan\alpha}{2} \tag{2.14}$$

Où $r_z = c_z/c$ représente le rapport entre la cohésion des murs adjacents du chantier et la cohésion du remblai, r_z varie entre (0 et 1).

Les expressions du facteur de sécurité et de la cohésion peuvent être calculées pour un chantier étendu avec les relations suivantes:

$$FS = \frac{\tan\phi}{\tan\alpha} + \frac{2c}{\left[p_0 + H(\gamma/2 - c_z / L)\right]\sin 2\alpha} \tag{2.15}$$

$$c = \frac{(p_0 + \gamma H)/2}{2\left[(FS - \tan\phi / \tan\alpha)\sin 2\alpha\right]^{-1} + r_z H / L} \tag{2.16}$$

La profondeur des fissures de tension créées par l'exploitation des chantiers adjacents et l'exposition de la face du remblai peut être évaluée par l'équation suivante (McCarthy, 2001) :

$$H_t = \frac{2c}{\gamma tan(45 - \frac{\phi}{2})} \tag{2.17}$$

Cette profondeur de fissure de tension permet de déterminer la largeur équivalente du chantier:

$$B' = \frac{H - H_t}{tan\ \alpha} \tag{2.18}$$

La valeur *B'* remplace la largeur réelle du chantier dans le calcul de H^*. En modifiant le ratio de hauteur/largeur du chantier, cette fissure en tension modifie ainsi la détermination de la cohésion équivalente pour la stabilité du remblai dans le chantier.

Ce modèle modifié améliore la représentation du comportement réel du remblai, notamment dans le cas des chantiers à géométrie défavorable avec un rapport *H/L* très élevé, en tenant compte à la fois des effets de frottement, du niveau de confinement latéral et de la charge appliquée au sommet. Il permet ainsi une évaluation plus réaliste de la résistance requise et du facteur de sécurité du remblai dans des conditions souterraines complexes.

- Modèle généralisé (Li, 2014a)

Plusieurs paramètres géotechniques essentiels, notamment les contraintes normales et les contraintes de cisaillement exercées sur les parois latérales du chantier, n'avaient pas été explicitement pris en compte dans les analyses menées à partir de la méthode d'équilibre limite du bloc confiné initialement proposée par Mitchell et al. (1982) et modifiée par Li et Aubertin (2012).

Bien que cette approche demeure simple et conservatrice, elle tend à surestimer la résistance requise du remblai, entraînant par conséquent une surconsommation de liant lors de la préparation du mélange cimenté. Cette surestimation, si elle n'est pas corrigée, peut avoir un impact économique significatif, en augmentant les coûts d'exploitation et les émissions de CO_2 associées à la production du liant.

Afin d'intégrer de manière plus réaliste l'ensemble des effets de confinement latéraux et des conditions de contact entre le remblai et le massif rocheux, Li (2014b) a proposé un modèle généralisé permettant d'estimer la résistance en compression uniaxiale *(UCS)* requise pour assurer la stabilité d'un chantier remblayé exposé latéralement.

Ce modèle avancé, illustré à la figure 2.16, simule le comportement d'un chantier primaire dans lequel :

- les faces latérales du remblai sont en contact direct avec le massif rocheux, assurant une partie du confinement latéral,

- la face arrière repose sur le minerai résiduel, dont les propriétés géotechniques diffèrent généralement de celles du massif hôte.

Cette configuration tridimensionnelle plus réaliste permet de prendre en compte la distribution non uniforme des contraintes, la mobilisation partielle du frottement latéral, et l'interaction mécanique entre le remblai, le massif et le minerai, offrant ainsi une estimation plus représentative et moins conservatrice de la résistance nécessaire pour prévenir la défaillance du remblai lors de l'extraction des chantiers secondaires.

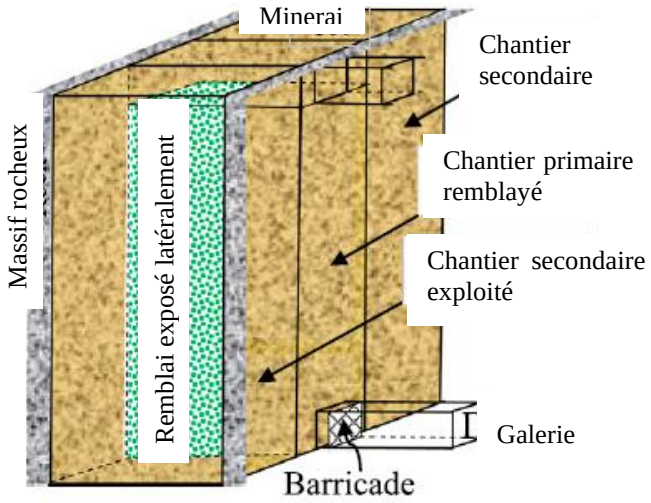


Figure 2.16 : Présentation schématique du modèle avec la veine minéralisée et disposition des différents chantiers (adaptée de Li, 2014b)

La cohésion interfaciale entre le massif rocheux et le remblai demeure $c_z = r_z c$ et δ l'angle de frottement à l'interface du remblai, tandis que le mur arrière de minerai présente une cohésion $c_a = r_a c$; r_z et r_a varient de 0 à 1.

Le calcul pour un chantier étroit, c'est-à-dire avec la relation ($H \geq B\tan\alpha$), le facteur de sécurité (*FS)* et la cohésion du remblai c sont déterminés comme suit :

$$FS = \frac{\tan\phi}{\tan\alpha} + \frac{2}{\sin 2\alpha}\left(\frac{p'}{c} - r_a\frac{H'}{B} - 2r_z\frac{H^*}{L}\right)^{-1} \tag{2.19}$$

$$c = p'\left[\frac{2}{(FS - \tan\phi / \tan\alpha)\sin 2\alpha} + r_a \frac{H'}{B} + 2r_z \frac{H^*}{L}\right]^{-1} \tag{2.20}$$

Où P' tient compte des contraintes de cisaillement appliquées sur les murs latéraux

$$p' = \frac{L}{2K\tan\delta}\left\{\gamma - \frac{1}{B\tan\alpha}\left(\frac{\gamma L}{2K\tan\delta} - p_0\right)\left[\exp\left(-\frac{2K\tan\delta}{L}H'\right) - \exp\left(-\frac{2K\tan\delta}{L}H\right)\right]\right\} \tag{2.21}$$

$$H' = H - B\tan\alpha \tag{2.22}$$

Pour un chantier avec un ratio hauteur/largeur très élevé, la relation devient :

$$FS = \frac{\tan\phi}{\tan\alpha} + \frac{2}{\sin 2\alpha}\left(\frac{p''}{c} - r_z \frac{H}{L}\right)^{-1} \tag{2.23}$$

$$c = p''\left[\frac{2}{(FS - \tan\phi / \tan\alpha)\sin 2\alpha} + r_z \frac{H}{L}\right]^{-1} \tag{2.24}$$

$$p'' = \frac{L}{2K\tan\delta}\left\{\gamma - \frac{1}{H}\left(\frac{\gamma L}{2K\tan\delta} - p_0\right)\left[1 - \exp\left(-\frac{2K\tan\delta}{L}H\right)\right]\right\} \tag{2.25}$$

K détermine le coefficient de poids des terres et est exprimé par la relation $K = (\sigma_h/\sigma_v)$ (Holtz & Kovacs, 1991). Ce coefficient est assimilé au coefficient de repos des terres K_0 évalué par une relation semi-empirique développée par Jaky (1944) qui tient compte de l'angle de frottement interne ϕ.

$$K_0 = 1 - sin\phi \tag{2.26}$$

- Modèle amélioré (Li & Aubertin, 2014)

Selon Li et Aubertin (2014), la stabilité d'un chantier remblayé exposé latéralement peut être évaluée à partir de deux modes potentiels de rupture : le glissement le long des parois latérales et le cisaillement interne du remblai sur un plan incliné. L'analyse de ces modes de défaillance a

permis de démontrer que la résistance globale au cisaillement du remblai ne dépend pas uniquement des forces de frottement développées à l'interface entre les murs et le remblai, mais également du frottement interne mobilisé dans le matériau cimenté le long du plan de glissement critique.

Ainsi, le modèle distingue deux zones de comportement dans le chantier remblayé, comme illustré à la figure 2.17 :

- Zone supérieure (zone rectangulaire) : la résistance au cisaillement y est contrôlée par la cohésion interfaciale *(c_s)* et l'angle de frottement à l'interface entre le remblai et les murs latéraux du massif rocheux. Cette résistance agit principalement dans la direction verticale, contribuant au soutien du remblai contre le glissement vers le bas.
- Zone inférieure (zone triangulaire) : la résistance au cisaillement y est assurée par la cohésion interne *(c)* du remblai et son angle de frottement interne *(ϕ)*, agissant le long du plan de glissement incliné, parallèle à la direction potentielle de défaillance.

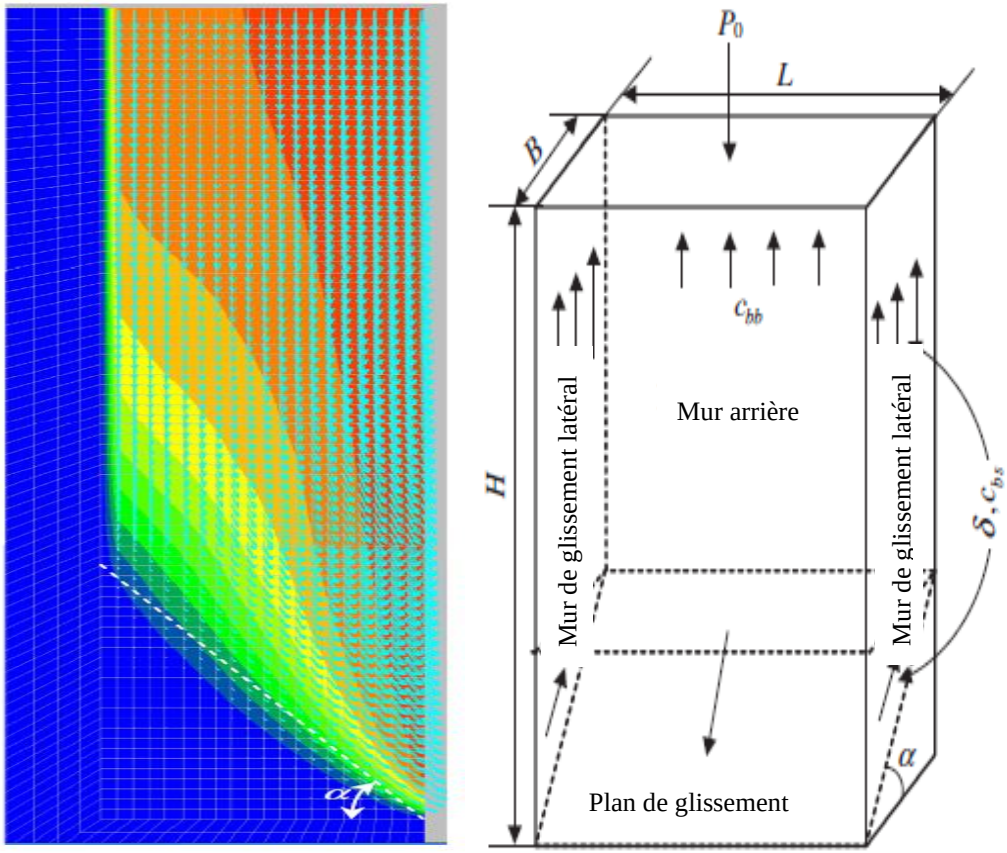


Figure 2.17 : Mécanisme de rupture d'un chantier remblayé et modèle d'analyse par méthode d'équilibre limite pour les deux types de glissement considérés, (tirée de Li & Aubertin, 2014).

En combinant ces deux contributions, Li et Aubertin (2014) ont proposé les formulations suivantes pour le calcul du facteur de sécurité *(FS)* assurant la stabilité du chantier remblayé :

$$FS = \frac{\tan\phi}{\tan\alpha} + \frac{c\left(\frac{1}{\cos\alpha} + r_z \frac{H'}{L}\right) + \frac{(\gamma / M - p_1)\left[(1-\exp(-MH')/(MH'-1)\right] + \gamma H'/2}{1 + L/B}}{(p_1 + \gamma H'/2)\sin\alpha} \tag{2.27}$$

Avec

$$H' = B\tan\alpha \tag{2.28}$$

$$M = 2K\left(B^{-1} + L^{-1}\right)\tan\delta \tag{2.29}$$

$$p_1 = p_0 - G' + (H - H')\left[\gamma - c\left(\frac{2r_a}{L} + \frac{r_z}{B}\right)\right] \tag{2.30}$$

$$G' = \frac{1}{1 + L/B}\left[\gamma(H - H') + \left(p_0 - \frac{\gamma}{M}\right)\{1 - \exp(-(H - H')M)\}\right] \tag{2.31}$$

Les équations considérées se basent sur les hypothèses suivantes :

- Le chantier présente une géométrie étroite et une hauteur importante, vérifiant la condition *($H \geq B$* tan*α)*
- Le plan de glissement critique du remblai forme un angle $\alpha = 45° + \phi/2$ avec l'horizontale.
- La résistance au cisaillement à l'interface entre le remblai et le mur arrière, constitué de minerai est uniquement due à la cohésion c_a et agit suivant la direction verticale ; le frottement à cette interface est nul.
- Une surcharge P_0 est appliquée à la surface du remblai.

- Modèle considérant l'effet stabilisateur de bouchon (Li, 2014b)

Afin de contrer l'effet du plan de glissement qui se développe à l'intérieur du remblai et qui compromet sa stabilité, Li (2014b) propose d'intégrer un bouchon à la base du chantier dans l'équation de calcul de la résistance mécanique d'un chantier remblayé soumis à des contraintes latérales. Ce bouchon, utilisé dans plusieurs opérations minières (figure 2.18), présente généralement une cohésion plus élevée que celle du remblai sus-jacent, ce qui permet de réduire les pressions exercées sur les structures de retenue (Yumlu, 2008) et d'agir en pression passive contre le glissement du remblai.

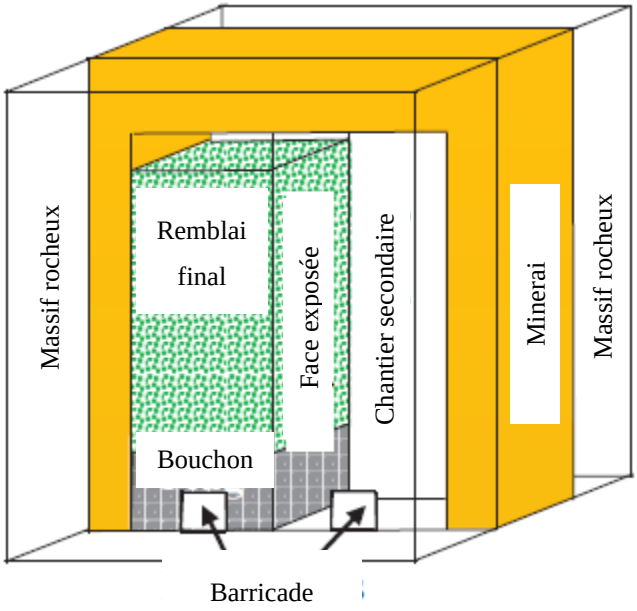


Figure 2.18 : Coupe typique d'un chantier minier après excavation du chantier secondaire et présentation du bouchon (adaptée de Li, 2014b)

Li (2014b) applique un processus itératif pour déterminer la position du plan de rupture critique du remblai. Ce plan peut traverser soit la base du bouchon, soit son sommet. L'épaisseur de la surface de rupture H_s peut ainsi être nulle ou correspondre à la hauteur du bouchon H_p.

Si la surface de rupture passe par la base du bouchon, autrement dit, si la cohésion est considérée uniforme dans tout le chantier, la formule développée dans le modèle précédent (Li et Aubertin, 2012) demeure applicable (figure 2.19a).

En revanche, si la surface de rupture passe par le sommet du bouchon, une cohésion différente doit être considérée, et la hauteur du chantier correspond alors à celle du remblai au-dessus du bouchon (figure 2.19b).

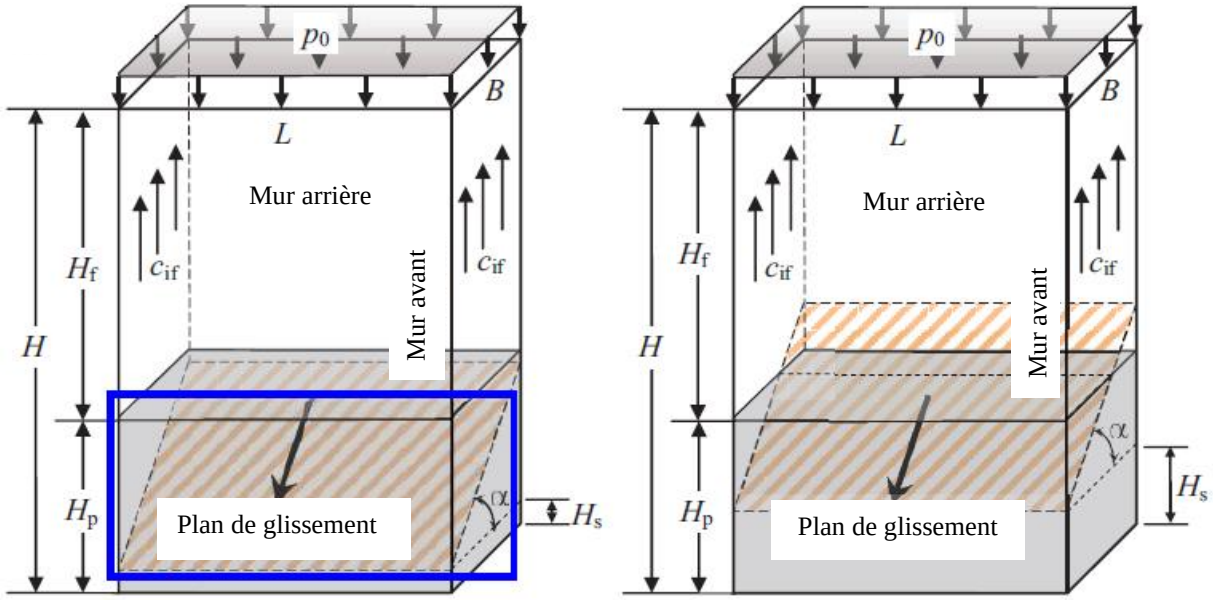


Figure 2.19 : Plans de rupture d'un chantier avec un ratio hauteur/largeur élevé et un bouchon à la base (adaptée de Li, 2014b)

Alors la démarche à suivre pour déterminer les paramètres géotechniques du remblai dans le chantier pour les deux cas s'énonce comme suit :

On détermine premièrement la cohésion minimale requise du chantier par l'équation suivante :

$$2c = \frac{p_o + \gamma(H_f - \frac{Btan\alpha}{2})}{\left[\left(FS - \frac{tan\phi}{tan\alpha}\right) sin2\alpha\right]^{-1} + \frac{r_{if}}{L}\left(H_f - \frac{Btan\alpha}{2}\right)} \tag{2.32}$$

La cohésion nécessaire pour le bouchon par le ratio de cohésion est ensuite obtenue comme suit :

$$r_{po} = \frac{p_o + \left(\gamma - \frac{2r_{if}c}{L}\right)H_f + \gamma_p\left(H_p - \frac{Btan\alpha}{2}\right)}{p_o + \left(\gamma - \frac{2r_{if}c}{L}\right)\left(H_f - \frac{Btan\alpha}{2}\right) + \frac{2r_{if}c}{L}\left(H_p - \frac{Btan\alpha}{2}\right)} \tag{2.33}$$

Enfin, la cohésion du bouchon découle de la relation suivante :

$$c_p = r_{po}c \tag{2.34}$$

En considérant une surcharge p_o sur le remblai, le facteur de sécurité assurant la stabilité du remblai peut être ensuite calculé à partir des deux cohésions et de la relation établie dans le modèle précédent (Li et Aubertin, 2014).

Pour une surface de rupture passant par le pied du bouchon et ayant une cohésion différente du remblai $H_s = 0$, le facteur de sécurité est calculé de la façon suivante :

$$\mathrm{FS} = \frac{tan\phi}{tan\alpha} + \frac{2r_p c}{\left[p_o + \left(\gamma - \frac{2r_{if}c}{L}\right)H_f + \left(\gamma_p - \frac{2r_{if}r_p c}{L}\right)\left(H_p - \frac{Btan\alpha}{2}\right)\right]sin2\alpha} \quad (2.35)$$

Pour une surface de rupture passant par le haut du bouchon et ayant une cohésion différente du remblai $H_s = H_p$, le facteur de sécurité est calculé de la façon suivante :

$$\mathrm{FS} = \frac{tan\phi}{tan\alpha} + \frac{2c}{\left[p_o + \left(\gamma - \frac{2r_{if}}{L}c\right)\left(H_f - \frac{Btan\alpha}{2}\right)\right]sin2\alpha} \quad (2.36)$$

- Nouveau modèle de détermination de la résistance mécanique d'un chantier remblayé (Yang et al., 2017)

Dans le modèle proposé par Li et Aubertin (2014), la zone supérieure de rupture correspond à un volume rectangulaire compris entre les deux parois latérales du massif rocheux et le mur arrière représentant le minerai. Toutefois, pour les chantiers plus larges, où la cohésion nécessaire à la stabilité du remblai devient particulièrement élevée, Yang et al. (2017) ont mis en évidence un autre mode de glissement. En effet, plusieurs simulations numériques ont démontré que, dans ce type de configuration, le plan de rupture rectangulaire ne rejoint pas le mur arrière du minerai, mais se prolonge plutôt jusqu'à une zone de fissuration en traction située dans la partie supérieure du chantier. Cette fissure résulte de la poussée active générée par l'excavation du chantier secondaire adjacent (figure 2.20) (Dight & Coulthard, 1980; Falaknaz, 2014; Falaknaz et al., 2015).

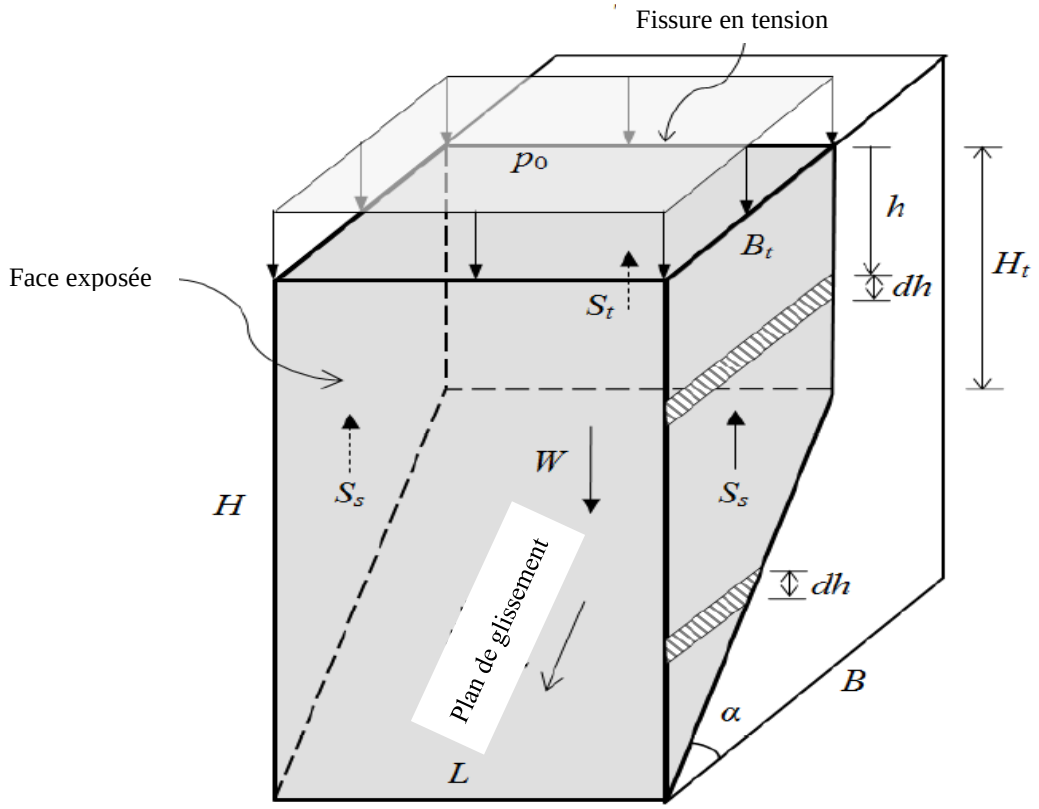


Figure 2.20 : Illustration du modèle de rupture, de la fissure en tension verticale et des différentes forces agissant dans le chantier, (adaptée de Yang et al., 2017)

Les équations suivantes permettent de déterminer le facteur de sécurité (*FS)* et la cohésion équivalente à la stabilité du chantier :

$$FS = \frac{tan\,\phi'}{tan\alpha} + \frac{2}{sin\,2\alpha}\left(\frac{p}{c} - \frac{H_t}{B_t} - r_s\frac{2H - B_t tan\alpha}{L}\right)^{-1} \tag{2.37}$$

$$c = P\left[\frac{2}{\left(FS - \frac{tan\,\phi'}{tan\alpha}\right)sin2\alpha} + \frac{H_t}{B_t} + r_s\frac{2H - B_t tan\alpha}{L}\right]^{-1} \tag{2.38}$$

Où *P* tient compte des différentes contraintes de cisaillement appliquées sur les murs latéraux du chantier et sur la surface de rupture induite par la fissure en tension dans le remblai.

$$P = \frac{L}{2Ktan\delta}\left\{\gamma - \frac{1}{B_t tan\alpha}\left(\frac{\gamma L}{2Ktan\delta} - P_0\right)\left[exp\left(-\frac{2Ktan\delta}{L}H_t\right) - exp\left(-\frac{2Ktan\delta}{L}H\right)\right]\right\} \tag{2.39}$$

- Modèle de détermination de la résistance mécanique requise avec considération des contraintes exercées par le chantier secondaire adjacent (Liu et al., 2018)

Comme démontré par le modèle de Yang et al. (2017), une fissure en tension peut être induite par la poussée active et faciliter le glissement du remblai. Etant difficile à déterminer à cause de l'incertitude entourant la profondeur de la fissure de tension et son plan d'application dans le remblai, cette force de tension doit être définie de façon empirique en fonction des paramètres géotechniques du remblai comme sa cohésion. Une approche intégrative consiste à considérer de préférence la poussée active développée par le chantier secondaire non-cimenté agissant sur le chantier primaire ; pouvant générer des fissures de tension ou d'autres mécanismes de rupture du remblai dans le chantier comme démontré à la figure 2.21 (Liu et al., 2018).

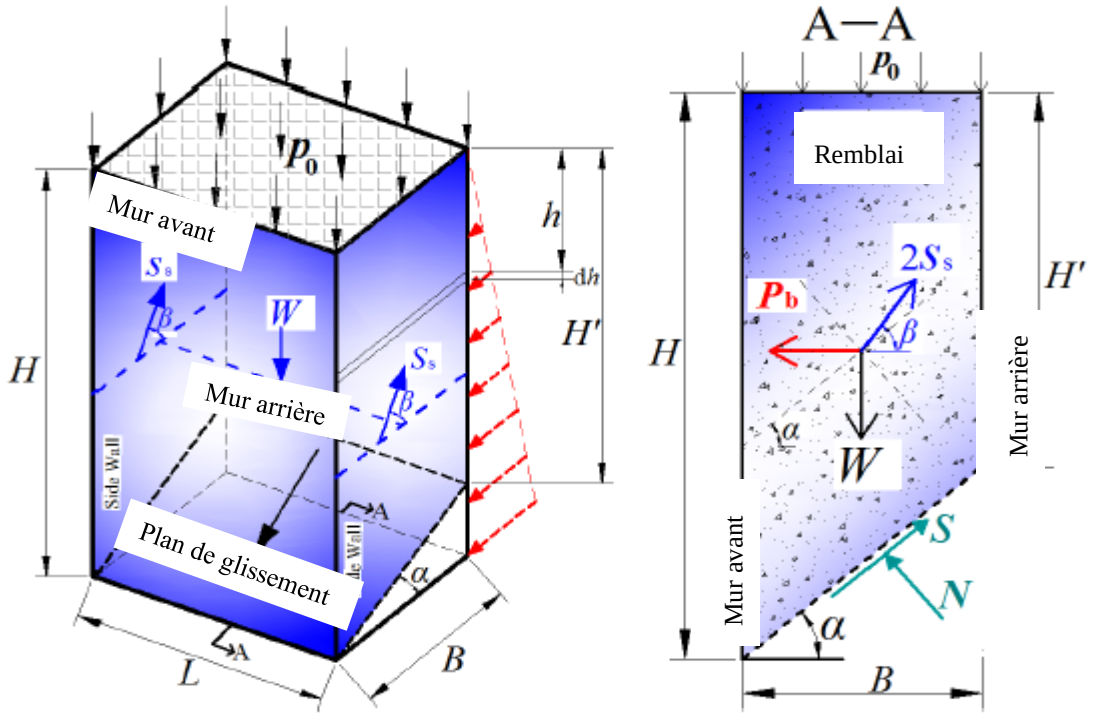


Figure 2.21 : Illustration des forces et pressions agissant sur un chantier remblayé cimenté, (adaptée de Liu et al., 2018)

Liu et al. (2018) en adoptant cette approche, identifient quatre modèles de rupture en fonction des angles respectifs α et β, soit l'angle du plan de glissement par rapport à l'horizontal et l'angle entre la force de résistance au cisaillement sur les murs latéraux du chantier et l'horizontale. Plusieurs

hypothèses adoptées dans les analyses précédentes ont été reconsidérées dans les travaux de Liu et al. (2018) :

- La surface de rupture passe à la base de la face exposée du chantier.
- Une charge P_0 est appliquée sur la surface sommitale du remblai.
- Le chantier est considéré haut et étroit $(H \geq B \tan\alpha)$, soit un ratio hauteur/largeur élevé, ce qui implique que la surface de rupture passe par l'intersection du mur arrière du chantier et du remblai.
- Le remblai non-cimenté du chantier secondaire est considéré comme un élément liquide, c'est-à-dire sans aucune résistance au cisaillement
- La pression exercée par le chantier secondaire est considérée en condition isostatique, soit la valeur de la contrainte verticale ($\sigma_h = \gamma h$)
- Le chantier est considéré confiné entre trois murs ayant les caractéristiques géotechniques du massif rocheux

Modèle 1 : $\alpha = 45° + \phi/2$ et $\beta = 90°$

Ce modèle considère que les forces de pressions latérales appliquées par le chantier adjacent n'ont aucune influence sur l'amplitude des angles α et β. Pour le modèle 1 le facteur de sécurité *(FS)* et la cohésion se calculent par l'expression suivante :

$$FS = \frac{cLB/cos\alpha + (Y - 2S_s\cos\alpha)\, tan\phi}{Z - 2S_s sin\alpha} \tag{2.40}$$

$$c = \frac{FS * Z - Ytan\phi - 2X\,(FS * sin\alpha - \cos\alpha tan\phi)}{LB/cos\alpha + 2BH * r_s\,(FS\,.\,sin\alpha - cos\alpha tan\phi)} \tag{2.41}$$

Modèle 2 : $\alpha = \beta = 45° + \phi/2$

Ce modèle considère que le plan de glissement n'est pas affecté par la pression latérale appliquée par le chantier adjacent et que le chantier suit un plan de rupture parallèle au plan de glissement critique. L'angle de glissement critique provient des propriétés inhérentes au remblai. Ainsi, pour le modèle 2, les équations de détermination du facteur de sécurité *(FS)* et de la cohésion sont les suivantes :

$$FS = \frac{cLB/cos\alpha + Y\,tan\phi}{Z - 2S_s} \tag{2.42}$$

$$c = \frac{FS * (Z - 2X) - Ytan\phi}{LB/cos\alpha + 2.FS.BH * r_s} \tag{2.43}$$

Modèle 3 : *α = β où 90° ≤ α = β ≥ 0°*

Ce modèle pose l'égalité entre l'angle du plan de glissement *α* et l'angle d'application de la force de cisaillement résistante sur les murs latéraux et l'horizontale. Les forces actives et passives sont appliquées parallèlement et le facteur de sécurité et la cohésion peuvent se calculer comme suit :

$$FS = \frac{cLB/cos\alpha + Y\,tan\phi}{Z - 2S_s} \tag{2.44}$$

$$c = \frac{FS * (Z - 2X) - Ytan\phi}{LB/cos\alpha + 2.FS.BH * r_s} \tag{2.45}$$

Cependant, pour déterminer la valeur de l'angle *α*, une solution doit être trouvée à cette équation de dérivée partielle. La solution simple consiste à l'égaler à zéro et à utiliser le solveur sur Excel pour déterminer l'angle du plan de glissement.

$$\begin{aligned}\frac{\partial FS}{\partial \alpha} = {} & \frac{[c + \gamma_u H' tan\phi - \gamma B tan\phi/(2tan\alpha)]\, LB\, sin\alpha/cos^2\alpha - Ztan\phi}{Z - 2S_s} \\ & - \frac{cLB/cos\alpha + Ytan\phi}{(Z - 2S_s)^2} \\ \times \Bigg\{ & \frac{B[2r_s cB - 2\gamma_u LH' cos\alpha + \gamma LB\,(1 - sin\alpha)]}{2\,cos^2\alpha} + Y \\ & + \frac{L^2}{2Ktan\delta_s}\left(\frac{\gamma L}{2Ktan\delta_s} - p_0\right)\left[\left(\frac{1}{sin^e\alpha} - \frac{4KBtan\delta_s}{Lsin2\alpha}\right) e^{\frac{-2Ktan\delta_s}{L}H'} \right. \\ & \left. - \frac{1}{sin^2\alpha}\, e^{\frac{-2Ktan\delta_s}{L}H}\right]\Bigg\}\end{aligned} \tag{2.46}$$

Modèle 4 : *α = 45°+ϕ/2 et 90° ≤ β ≥ 0°*

Ce modèle accepte l'idée du plan de faiblesse critique du remblai dans le chantier, c'est-à-dire indépendamment de la pression latérale appliquée. Cependant il préconise un plan de rupture aléatoire. Les deux paramètres d'angle doivent être intégrés dans l'équation du facteur de sécurité. Le facteur de sécurité s'exprime comme suit :

$$FS = \frac{cL\,(B/cos\alpha) + [\,Y - 2S_s \sin(\beta - \alpha)]\,tan\phi}{Z - 2S_s cos\,(\beta - \alpha)} \tag{2.47}$$

Néanmoins, une dérivée partielle en fonction de la variable β permet l'atteinte de cette relation :

$$\frac{\partial FS}{\partial \beta} = 0 \tag{2.48a}$$

$$\beta = \alpha + \arcsin\frac{2S_s U - Z\sqrt{U^2 - 4S_s^2 + Z^2}}{Z^2 + U^2} \tag{2.48b}$$

$$U = Y + \frac{cLB}{cos\alpha\ tan\phi} \tag{2.49}$$

À la suite d'un procédé itératif de détermination des valeurs du facteur de sécurité et de la cohésion, on obtient l'équation suivante pour le facteur de sécurité :

$$FS = \frac{cLB/cos\alpha + (Y + 2S_s sin\phi)\,tan\phi}{Z - 2S_s cos\phi} \tag{2.50}$$

Si on pose le facteur de sécurité (*FS = 1)*, alors la cohésion minimale du remblai devient :

$$c = \frac{Z\,cos\phi - Ysin\phi - 2X}{LB\frac{cos\phi}{cos\alpha} + 2BH * r_s} \tag{2.51}$$

Où les paramètres :

$$S_s = BH^* r_s c + X \tag{2.52}$$

$$X = \frac{LB}{2}\left[\gamma H^* - \left(\frac{\gamma L}{2Ktan\delta_s} - p_0\right)\right] + \frac{L^2}{4Ktan\alpha\ tan\delta_s}\left(\frac{\gamma L}{2Ktan\delta_s} - p_0\right)\left[\left(e^{\frac{-2Ktan\delta_s}{L}H'} - e^{\frac{-2Ktan\delta_s}{L}H}\right)\right] \tag{2.53}$$

$$N = Y - 2S_s sin(\beta - \alpha) \tag{2.54}$$

$$S = Z - 2S_s cos(\beta - \alpha) \tag{2.55}$$

$$Y = W' cos\alpha - P_b sin\alpha \tag{2.56}$$

$$Z = W' sin\alpha - P_b cos\alpha \tag{2.57}$$

Ce modèle, en intégrant différents scénarios en fonction des plans de rupture du remblai et des plans d'application des contraintes passives et actives, propose une démarche généralisée et des paramètres nécessaires à la détermination de la résistance mécanique d'un chantier remblayé cimenté.

- Détermination de la résistance mécanique requise pour un bouchon de remblai lors du remblayage d'un chantier miné par méthode Longs-trous (Grabinsky et al., 2021)

Les études menées par Li et associés de 2014 à 2017 et présentées précédemment avaient considéré les effets stabilisateurs du bouchon de remblai pour déterminer la résistance mécanique requise du chantier remblayé. Grabinsky et al. (2021) ont poussé cette analyse pour calculer la résistance mécanique requise de ce bouchon pour assurer la portance du remblai subjacent. Ils ont estimé à l'aide d'essais réalisés sur le terrain et au laboratoire que le *UCS* final du bouchon devrait être égal entre 3.25 à 4 fois la cohésion finale du bouchon qui peut être déterminée par la formule suivante :

$$c_{final} = \frac{\gamma\left(Hm_{final} + Hb + 0.55Hu\right)}{4\frac{Hb}{Hu} + 3 + 4\frac{Lu}{Hu}} \tag{2.58}$$

Avec *Hm* la hauteur du remblai subjacent, *Hu* la hauteur de la barricade, *Hb* la différence entre la hauteur de la barricade et du bouchon et *Lu* la longueur de la galerie menant à la barricade. La figure 2.22 présente une configuration du bouchon considéré et des divers paramètres intégrés dans la détermination de la cohésion du remblai.

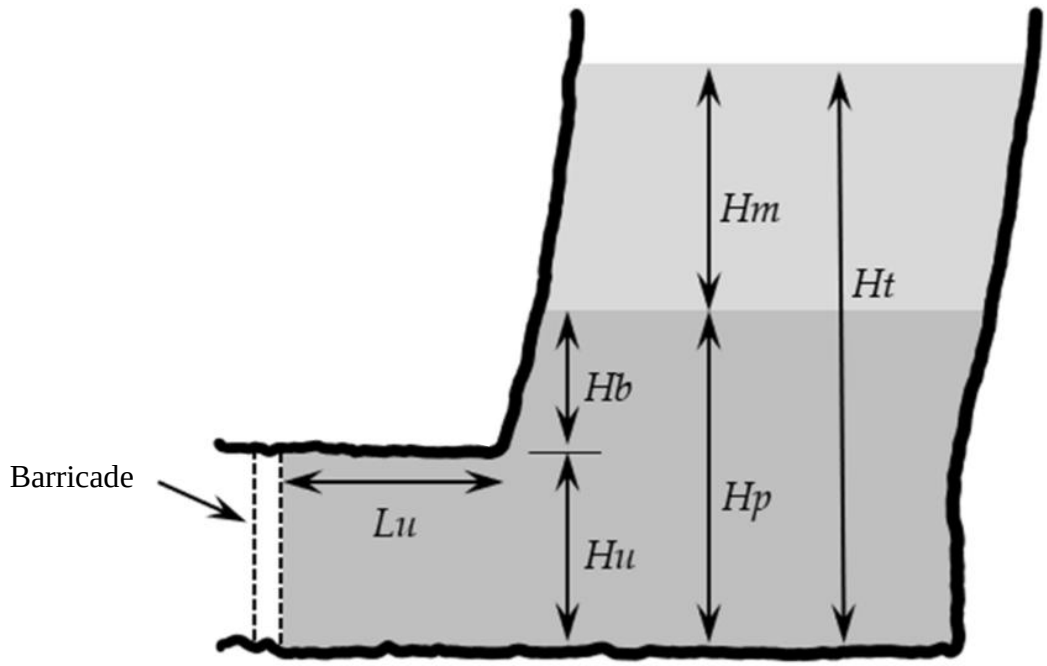


Figure 2.22 : Structure et éléments considérés pour le calcul de la résistance requise pour un bouchon de remblai pour la méthode de minage par Long-trou (adaptée de Grabinsky et al., 2021)

- Détermination de la résistance mécanique requise en considérant l'effet de fluage du massif rocheux (Wang & Li, 2022)

Une étude menée par Wang et al. (2021) sur la stabilité des chantiers exposés latéralement a permis d'établir l'influence de la profondeur de la mine et de l'extraction des chantiers adjacents sur les types d'instabilité et sur la cohésion équivalente du remblai à la rupture. Cette étude a permis de distinguer deux mécanismes de rupture du remblai en fonction de la profondeur du chantier, le glissement du remblai qui demeure le mécanisme prépondérant, et l'écrasement du remblai observé sous certaines contraintes et conditions. L'influence de divers paramètres comme la géométrie, le module de rigidité, l'angle de friction, les propriétés de l'interface du remblai et du massif rocheux ainsi que les propriétés du massif rocheux a été évaluée sur la cohésion à la rupture du remblai. La cohésion à la rupture est proportionnelle à la profondeur de la mine et les dimensions du chantier (hauteur, longueur). Elle est inversement proportionnelle à la largeur du chantier. Elle augmente avec le module d'Young du massif rocheux et diminue avec l'augmentation de l'angle de frottement du remblai. Ces résultats ont permis de comprendre l'effet de la convergence des murs du massif rocheux sur les mécanismes de rupture du remblai dans le chantier.

En considérant l'effet de fluage du massif rocheux qui, dans certaines situations, peut atteindre une vitesse de 10 mm/jour (Guler, 1998) ou une variation de contrainte horizontale de 0,15 MPa/mois (Raffaldi et al., 2019), Wang et Li (2022) ont apporté des clarifications quant à la cohésion minimum, distincte de la cohésion à la rupture, à respecter pour assurer la stabilité d'un chantier exposé latéralement. Le modèle considéré est représenté à la figure 2.23. Plusieurs paramètres, tels que le temps de remplissage des chantiers primaires, le temps de cure du remblai dans le chantier, le temps d'exploitation du chantier secondaire, la géométrie du chantier, les propriétés mécaniques du remblai (ex. module de Young) et les propriétés du massif rocheux ont été évalués et les impacts ont été intégrés sous forme de graphique pour déterminer la cohésion minimum requise en fonction de la profondeur du chantier.

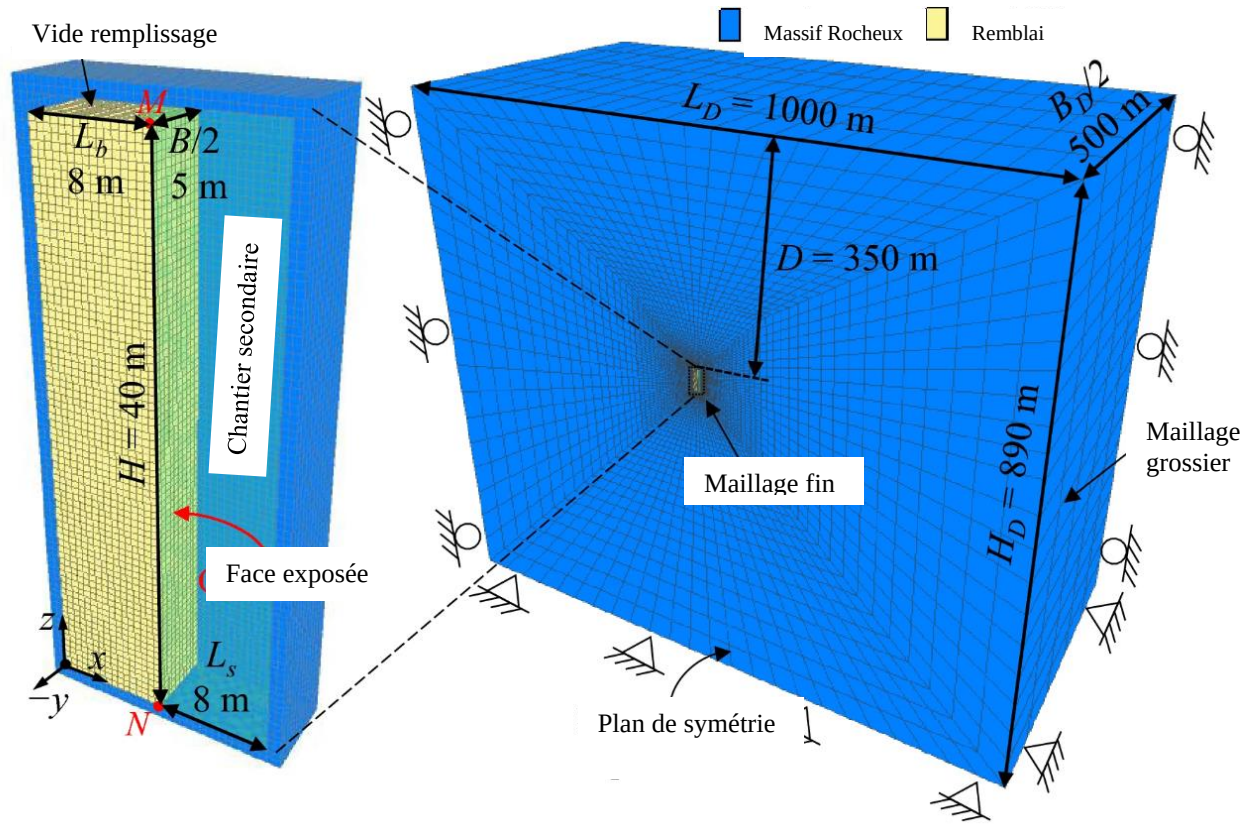


Figure 2.23 : Modèle d'un chantier minier remblayé avec l'excavation du chantier secondaire en présentant l'effet du massif rocheux, (adaptée de Wang & Li, 2022)

Comme montré à la figure 2.24, la cohésion requise est proportionnelle à la profondeur de la mine, indépendamment du fluage; ceci met encore en exergue la nécessité d'une résistance mécanique élevée pour les chantiers des mines profondes. On y voit que le risque de dilution est plus élevé si

on ne tient pas compte de l'effet du fluage du massif rocheux. Ce risque augmente avec la profondeur de la mine et le temps d'exposition du chantier. Cette étude est très conservatrice dans le sens qu'elle aborde pour la première fois la résistance requise d'un chantier remblayé au-delà de l'instant d'exploitation du chantier secondaire, d'où la différence avec la cohésion à la rupture *C* couramment calculée et déduite des équations analytiques.

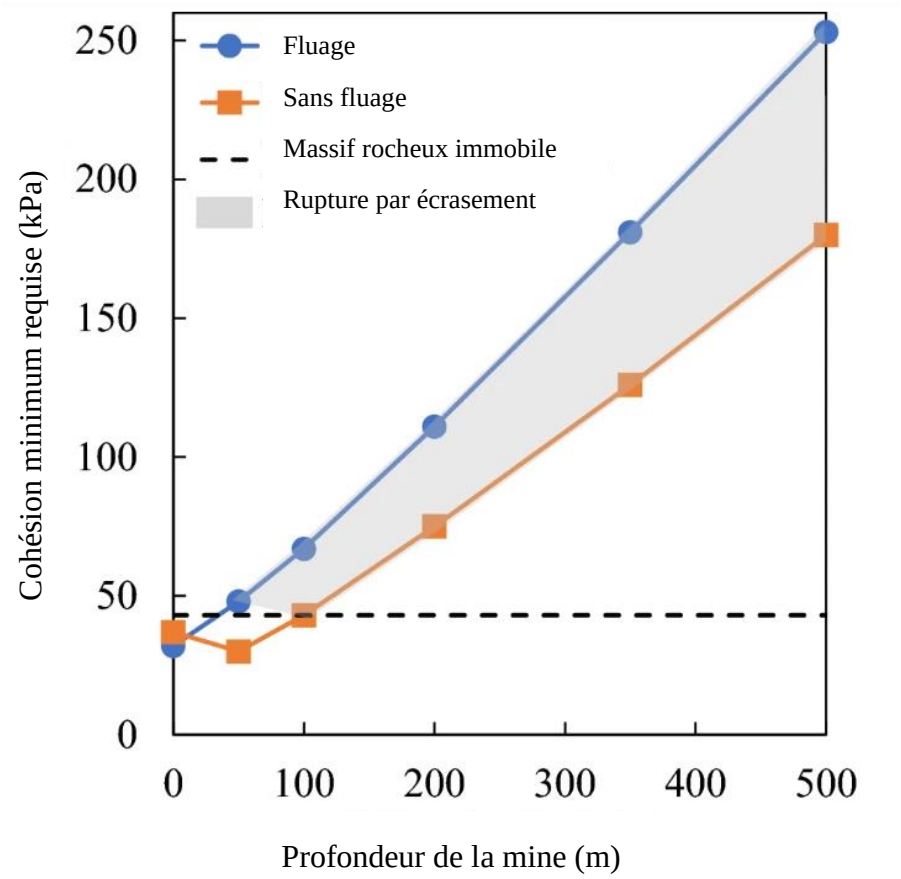


Figure 2.24 : Variation de la cohésion minimum requise pour un chantier remblayé en fonction de de la profondeur de la mine (adaptée de Wang & Li, 2022)

2.4.2 Détermination de la résistance nécessaire d'un remblai cimenté exposé à la base

Pour des gisements à fort pendage avec des inclinaisons supérieures à 50°, où la qualité du massif rocheux est mauvaise et que les limites entre le minerai et la gangue sont irrégulières et mal définies, des méthodes de minage nécessitant une résistance mécanique à la base du chantier peuvent se poser comme des solutions durables et sécuritaires. Dans ces méthodes, le minerai est abattu par tranches horizontales successives d'environ 3 m, laissant ainsi un vide. Ce vide remblayé

constitue un support pour les épontes et diminue la dilution du minerai par la convergence des parois. Ce remblai sert aussi de surface de travail facilitant l'accès au gisement. Afin de respecter ces critères de dilution et de sécurité, plusieurs modèles et solutions permettent d'estimer la résistance mécanique d'un chantier remblayé exposé à la base. Une comparaison réalisée par Donovan (1999) et Belem et Benzaazoua (2004) estime à 5 MPa la résistance mécanique pour un chantier remblayé exposé à la base tandis que cette résistance n'est que de 1 MPa pour un chantier exposé latéralement.

Approches classiques

- Solutions de Mitchell (1991)

Mitchell et Roettger (1989), et Mitchell (1991), après observation de divers modes de rupture lors d'essais au laboratoire simulant des semelles cimentées exposées à la base, proposent diverses solutions. Ces modes de rupture présentés à la figure 2.25 ont été validés par des simulations numériques menées par Pakalnis et al. (2005). On y voit des ruptures par glissement, par flexion, par rotation et par effondrement. Une solution a été adoptée pour chaque mode de rupture.

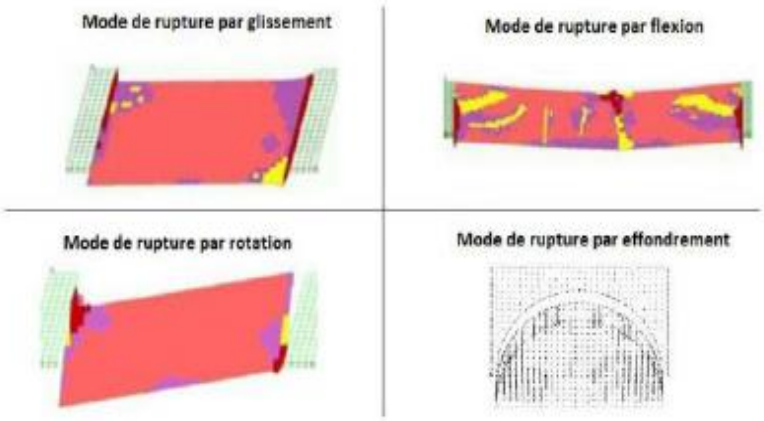


Figure 2.25 : Illustration des différentes modes de rupture observées par Mitchell (1991) et vérifiées par Pakalnis et al. (2005) (tirée de Pakalnis et al., 2005)

Ces solutions font intervenir divers paramètres géotechniques comme la résistance de cisaillement à l'intersection des parois du massif rocheux et de la semelle *(τ)*, la contrainte normale de confinement effectuée par le massif rocheux sur la semelle *(σ_c)*, la résistance à la traction de la

semelle *(σ_t)*, la contrainte verticale exercée par le chantier sus-jacent à la semelle *(σ_v)* et les paramètres géométriques du pilier semelle (figure 2.26).

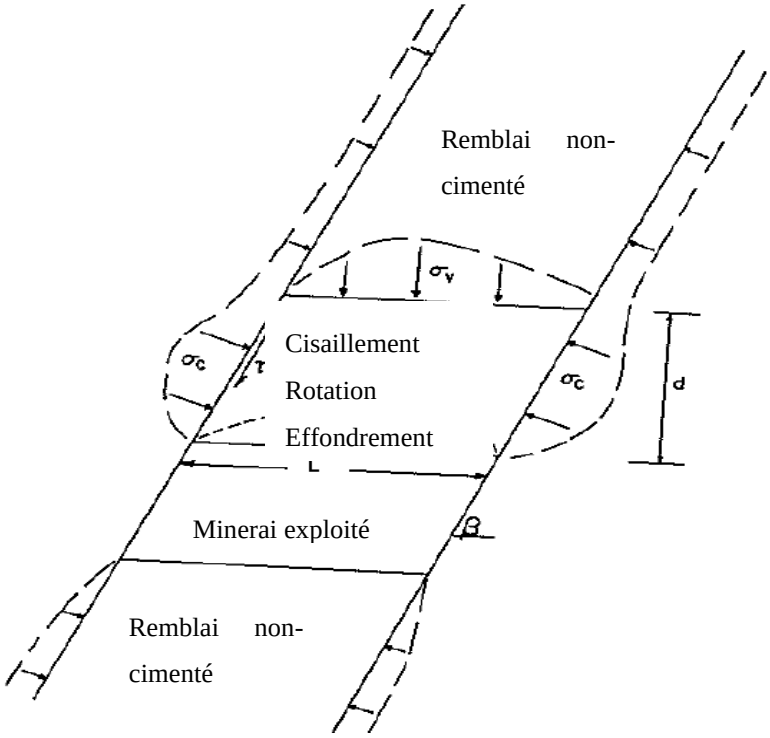


Figure 2.26 : Illustration du modèle de Mitchell (1991) et présentations des modes de rupture et des paramètres géotechniques

Mitchell (1991) évalue la contrainte verticale sur le pilier dalle, en se basant sur la relation de Terzaghi (1943) pour la détermination des contraintes développées dans un chantier de hauteur infinie, par l'équation suivante :

$$\sigma_v = \frac{\gamma B}{2K \tan\phi} \tag{2.59}$$

Où B est la largeur du pilier-semelle, K le coefficient de pression des terres, ϕ l'angle de frottement interne du remblai cimenté et γ le poids volumique du remblai.

Cette contrainte verticale est considérée comme le facteur déterminant des mécanismes de rupture de la semelle et intervient pour la détermination de la résistance mécanique comme suit :

- Rupture par glissement

La rupture par glissement se produit lorsque la résistance au cisaillement à l'interface entre le massif rocheux et le chantier remblayé est insuffisante. Cette faiblesse peut résulter non seulement de la mauvaise qualité du massif rocheux, mais également d'une inclinaison trop faible entre le plan du massif et celui de la semelle (Mitchell et Roettger, 1989). Pour qu'une rupture par glissement se produise, la condition suivante doit être satisfaite :

$$(\sigma_v + e\gamma) > 2\left(\frac{\tau}{\sin^2 \alpha}\right)\left(\frac{e}{B}\right) \tag{2.60}$$

Où *e* devient l'épaisseur de la semelle (m) et *α* l'inclinaison entre le massif rocheux et le pilier-semelle (°).

- Rupture par flexion

Mitchell (1991) adopte la relation d'une poutre encastrée longue et étroite pour déterminer l'équation d'inégalité pouvant amener la rupture par flexion d'une semelle cimentée. Dans cette relation présentée à l'équation suivante, intervient la résistance en traction du remblai cimenté *(σ_t)* qui peut être déduite des essais de traction et des essais de compression diamétrale ou essais brésiliens.

$$\left(\frac{B}{e}\right)^2 > 2\frac{\sigma_t + \sigma_c}{\sigma_v + e\gamma} \tag{2.61}$$

- Rupture par effondrement

La rupture par effondrement découle d'une faible résistance en traction de la semelle cimentée particulièrement lorsque son épaisseur est importante. Ce mode de rupture peut être évalué à l'aide de la relation suivante:

$$B\gamma > 8\sigma_t / \pi \tag{2.62}$$

- Rupture par rotation

Inhérente à la cohésion développée entre les épontes du massif rocheux et le pilier dalle, la rupture par rotation semble être définie par le pendage du minerai. Ce pendage exprimé par l'inclinaison *(α)* entre les épontes du massif et la semelle contraint le développement et l'atteinte d'une résistance de cisaillement équivalente à cette interface, ce qui augmente l'effet de la contrainte verticale sur la stabilité du piller dalle. L'inégalité devient :

$$(\sigma_v + e\gamma) > \frac{e^2\sigma_t}{2B(B - e\cot\alpha)\sin^2\alpha} \tag{2.63}$$

Le fait de ne pas tenir compte de la résistance au cisaillement à l'intersection entre les épontes du massif rocheux et la semelle cimentée a pour effet de surestimer la résistance en traction du remblai (Caceres, 2005). Ainsi une nouvelle égalité a été proposée par Caceres (2005) :

$$(\sigma_v + e\gamma) > \frac{\sigma_t e^2 + 2\lambda\tau eB sin^2\alpha}{B(B - e\, cot\alpha) sin^2\alpha} \tag{2.64}$$

Où λ est un coefficient variant entre 0,1 et 1 exprimant la qualité du contact entre les épontes supérieures du massif rocheux et le pilier dalle.

Cette relation vérifiée par Oulbacha (2014), Hughes (2014) et Caceres et al. (2017) semble cependant sous-estimer la stabilité de la semelle lorsque l'angle d'inclinaison *(α)* est supérieur à 70° et surestimer cette stabilité dans le cas contraire.

- Solution de Stone (1993) ou de Pakalnis et al., (2005)

La solution de Mitchell (1991) quoique très utilisée demeure une approche simplificatrice des diverses interactions qui occurrent entre une semelle cimentée, le massif rocheux et les chantiers sus et sous-jacents. Des paramètres tels que la résistance de cisaillement développée entre l'éponte supérieure, la semelle et la contrainte de confinement effectuée par le massif rocheux sont difficiles à estimer. Stone (1993), en considérant une résistance en traction inhérente au pilier semelle, donc une certaine résistance de cisaillement entre l'éponte supérieure du massif rocheux et la semelle, a établi un abaque donnant la résistance en compression uniaxiale qui assure la stabilité des semelles contre des ruptures par flexion (figure 2.27). La résistance en compression uniaxiale de la semelle est proportionnelle à sa largeur, mais pour l'épaisseur de la semelle, aucune relation n'est clairement établie.

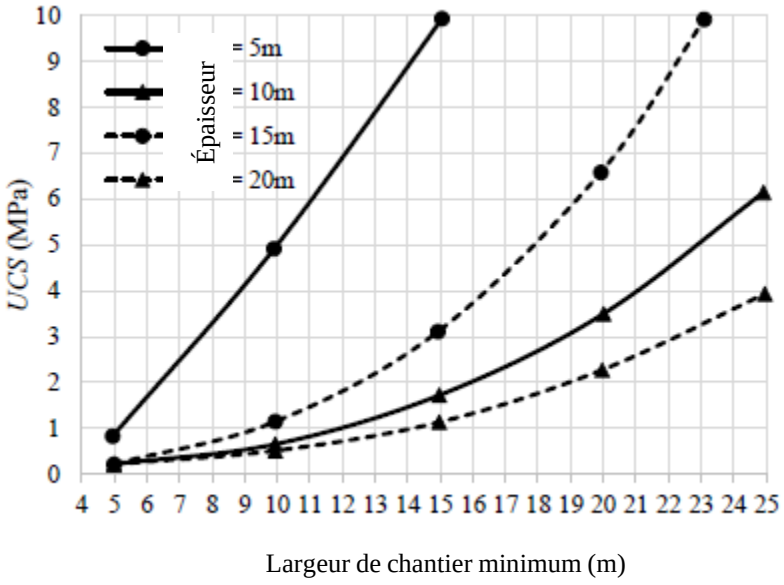


Figure 2.27 : Abaque de stabilité pour un pilier semelle en minerai exposé à la base pour un $FS \geq 2$ (adaptée de Stone, 1993)

L'abaque de Stone (1993) montre l'effet des contraintes de confinement sur la stabilité des piliers semelles cimentés. Cet abaque a été amélioré par Pakalnis et al. (2005) après comparaison avec les valeurs obtenues dans douze mines canadiennes et considération des paramètres du terrain comme étant les contraintes réelles de confinement. On voit dans cet abaque amélioré (figure 2.28) une relation linéaire proportionnelle entre la valeur de la résistance en compression uniaxiale *(UCS)* et la largeur minimum du chantier, qui est, elle, inversement proportionnelle avec l'épaisseur de la semelle.

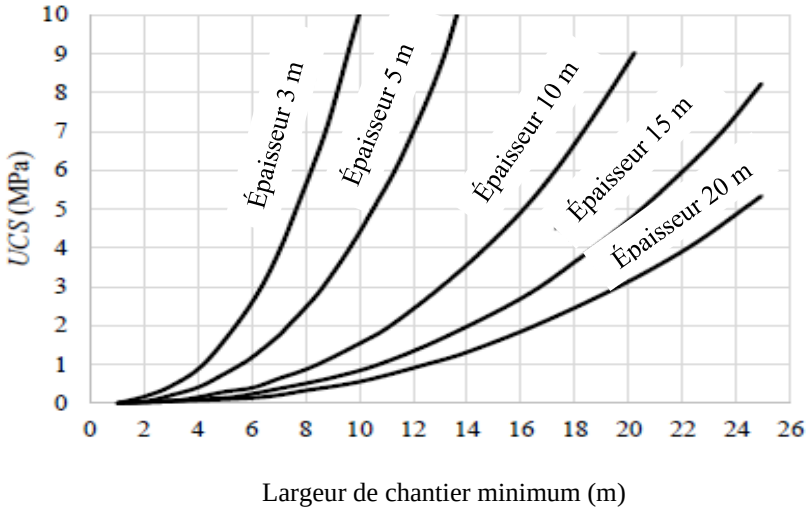


Figure 2.28 : Abaque de stabilité pour un pilier semelle en minerai exposé à la base pour un $FS \geq 2$ (adaptée de Pakalnis et al., 2005)

- Solution graphique de Pagé et al. (2018)

Les analyses précédentes des modèles de stabilité de chantiers remblayés n'intégraient pas explicitement l'effet de la profondeur des excavations minières ni celui de la convergence des épontes induite par l'exploitation de chantiers sus-jacents et sous-jacents (Pagé et al., 2018). Ces paramètres exercent pourtant une influence déterminante sur la résistance mécanique requise pour assurer la stabilité du pilier semelle et peuvent conduire à des mécanismes de rupture sensiblement différents de ceux prédits par les approches analytiques classiques. Des simulations numériques pour des semelles ont été menées par Pagé et al. (2018) sur le logiciel PLAXIS. Ces simulations, qui considéraient la variation de la profondeur de la mine et l'effet de l'exploitation des chantiers adjacents, ont démontré que les modes de rupture prépondérants, lors de l'instabilité des piliers semelles, sont l'écrasement et le cisaillement causés par la compression excessive exercée par les épontes du massif rocheux. Ces nouveaux mécanismes de rupture font ainsi intervenir d'autres paramètres géotechniques tels que : le coefficient de pression latéral et la rigidité de la semelle. Plusieurs abaques donnant la cohésion critique en fonction de différents paramètres géotechniques comme la géométrie du chantier, la profondeur de la mine et les propriétés du massif rocheux, ont été proposés (figures 2.29 à 2.34) :

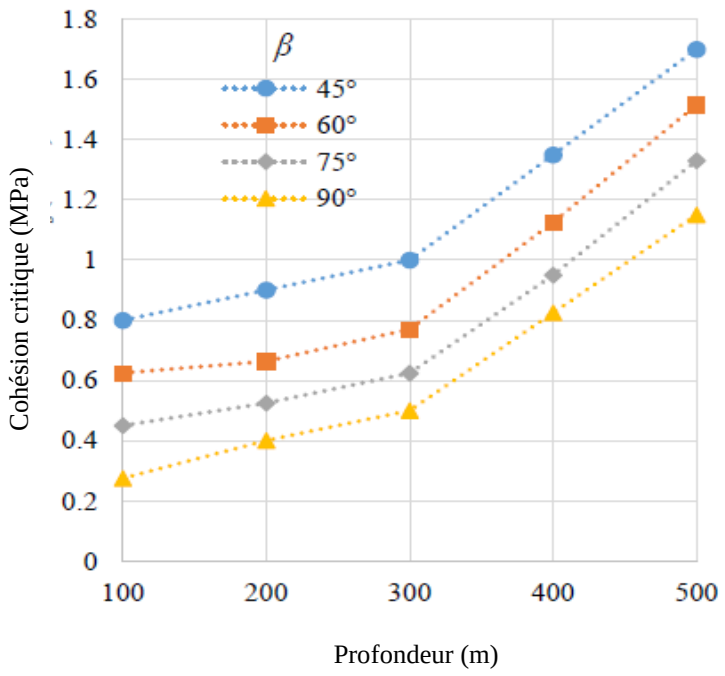


Figure 2.29 : Variation de la cohésion critique du pilier semelle en fonction de la profondeur et de l'inclinaison *(β)* du chantier (adaptée de Pagé et al., 2018)

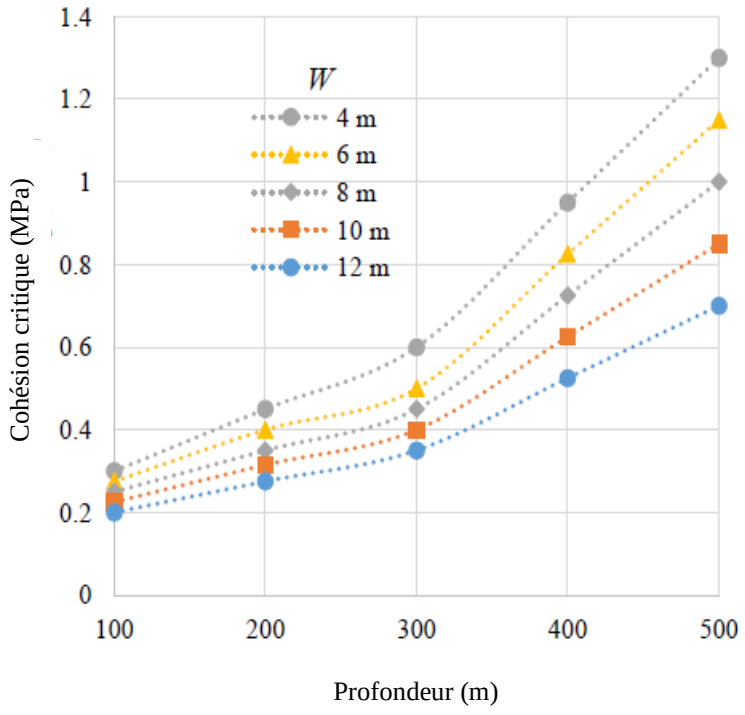


Figure 2.30 : Variation de la cohésion critique du pilier semelle en fonction de la profondeur et de la largeur *(W)* du chantier (adaptée de Pagé et al., 2018)

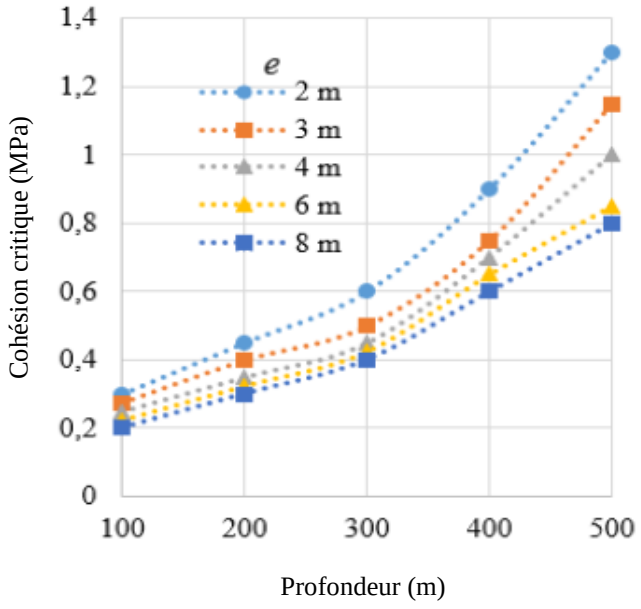


Figure 2.31 : Variation de la cohésion critique du pilier semelle en fonction de la profondeur du chantier et de l'épaisseur *(e)* de la semelle (adaptée de Pagé et al., 2018)

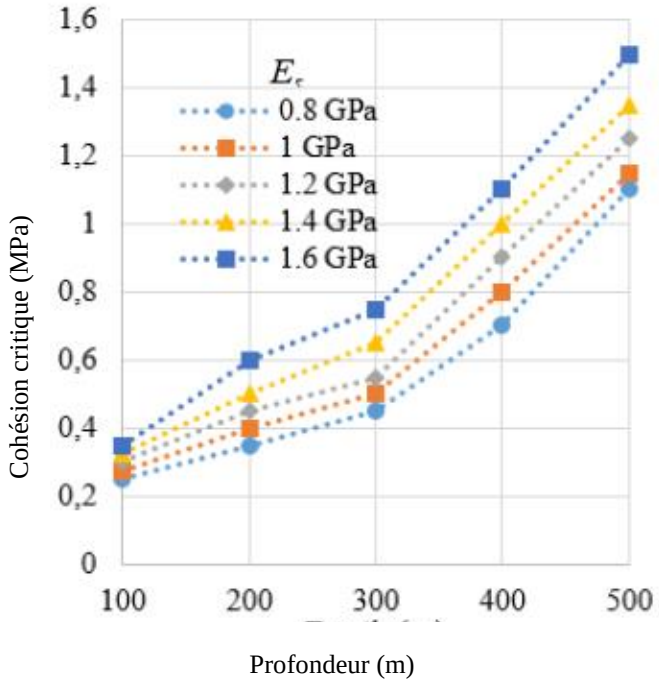


Figure 2.32 : Variation de la cohésion critique du pilier semelle en fonction de la profondeur du chantier et du module de rigidité ou module de Young (E_s) de la semelle (adaptée de Pagé et al., 2018)

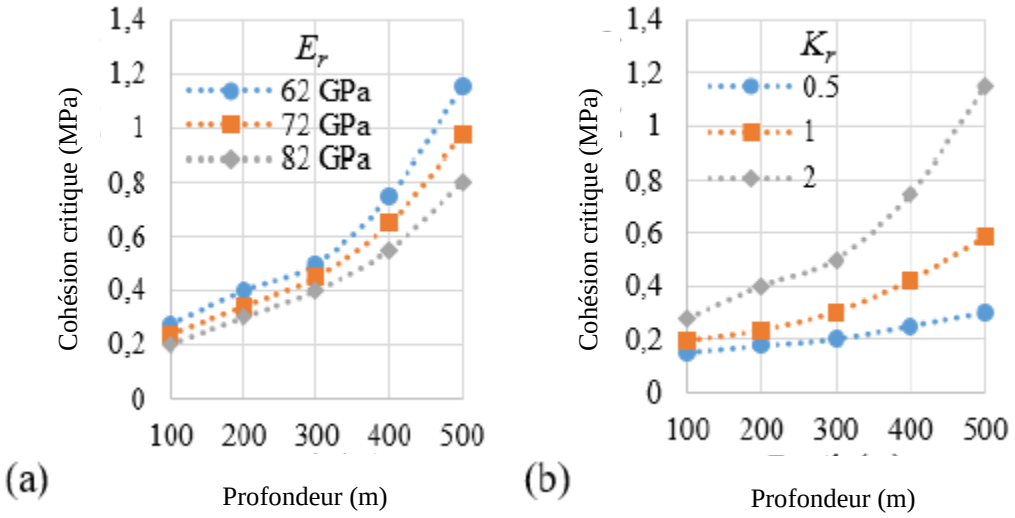


Figure 2.33 : Variation de la cohésion critique du pilier semelle en fonction de la profondeur du chantier et des caractéristiques du massif rocheux (a) module de rigidité ou module de Young *(E_r)* et (b) du coefficient de pression latérale du roc *(K_r)* (adaptée de Pagé et al., 2018)

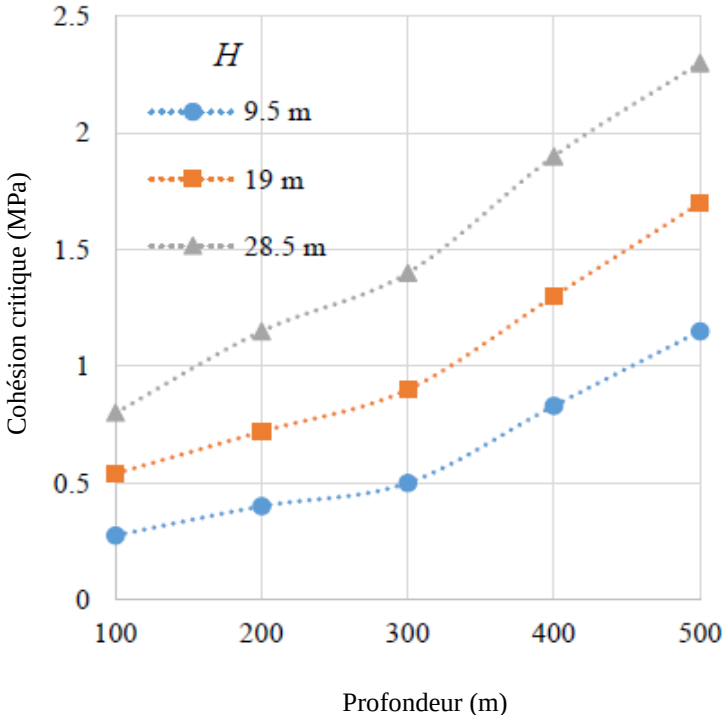


Figure 2.34 : Variation de la cohésion critique du pilier semelle en fonction de la profondeur du chantier et de la hauteur de remblayage du chantier sous-jacent (adaptée de Pagé et al., 2018)

Les résultats obtenus indiquent que la profondeur du chantier exerce une influence significative sur la cohésion critique requise pour la stabilité d'un pilier semelle. Négliger cet effet conduit à une sous-estimation de la résistance mécanique nécessaire pour assurer la stabilité globale de la semelle. Par ailleurs, les analyses révèlent que la semelle est soumise à des contraintes horizontales plus élevées, ce qui exige une cohésion accrue afin de prévenir les ruptures par écrasement ou par cisaillement. Cette augmentation des contraintes est principalement attribuable à la convergence des épontes du massif rocheux, phénomène accentué par l'excavation des chantiers adjacents.

Une comparaison avec l'abaque proposé par Pakalnis et al. (2005) (figure 2.28) met en évidence une divergence notable pour les semelles de faible épaisseur (figure 2.31). Les valeurs de résistance mécanique y sont surestimées pour les mines peu profondes et sous-estimées pour les mines profondes, démontrant ainsi les limites de l'approche de Pakalnis et al. (2005) lorsqu'elle est appliquée à des contextes de grande profondeur.

- Solution graphique de Keita et al. (2021;2022)

Les travaux de Pagé et al. (2019) ont considéré une exploitation complète des chantiers sous-jacents, c'est-à-dire une excavation par tranche de 10 m du chantier secondaire descendant. Cependant, lors des opérations minières, l'exploitation est faite de façon séquentielle en respectant la portée des équipements. Une excavation graduelle de l'ordre de 1,8 à 4,6 m facilite une meilleure productivité avec la méthode coupe et remblai descendant (Brackbush, 1992; Williams et al., 2007). En y intégrant une séquence d'excavation plus représentative des opérations minières par la méthode de coupe et remblai descendant, Keita et al. (2021) ont obtenu des paramètres de résistance mécanique plus adaptés aux modes de rupture couramment rencontrés (figure 2.35). La considération d'un chantier incliné a aussi été évaluée. Le modèle numérique de Keita et al. (2021) a été utilisé pour déterminer la cohésion minimum requise pour un chantier remblayé exposé à la base.

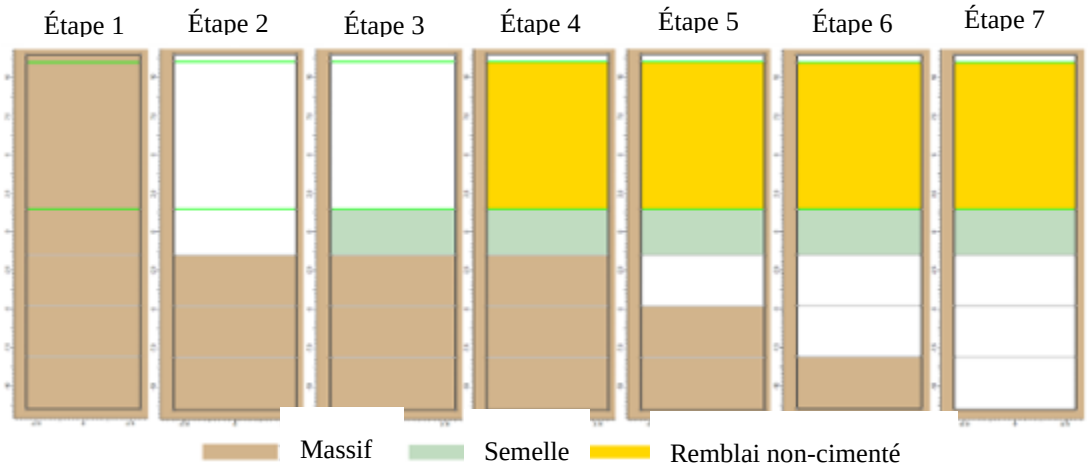


Figure 2.35 : Modèle d'excavation d'un chantier avec la méthode coupe et remblai descendant (adaptée de Keita et al., 2021)

Cette étude a montré que la largeur du chantier, son inclinaison, ainsi que la profondeur de la mine sont les principaux facteurs déterminant le mode de rupture du remblai exposé à la base (tableau 2.2).

Tableau 2.2 : Modes de rupture en fonction de la géométrie du chantier et de son inclinaison (adapté de Keita et al., 2021)

β **(°)**	***H'*** **(m)**	***W*=4 m**	***W*=6 m**	***W*=7 m**	***W* = 8 m**	***W* = 10 m**	***W* = 12 m**	***W* = 16 m**
90	1.7	Cisaillement et écrasement			Effondrement	Flexion	Flexion	Flexion
	2.5				Effondrement	Flexion	Flexion	Flexion
	3.3				Effondrement	Flexion	Flexion	Flexion
	5				Effondrement	Effondrement	Flexion	Flexion
80	1.7				Effondrement	Flexion	Flexion	Flexion
	2.5				Effondrement	Flexion	Flexion	Flexion
	3.3				Effondrement	Effondrement + Flexion	Flexion	Flexion
	5				Effondrement	Effondrement	Flexion	Flexion
60	1.7				Rotation	Rotation	Rotation	Flexion
	2.5				Rotation	Rotation	Rotation	Flexion
	3.3				Rotation	Rotation	Rotation	Rotation + Flexion
	5				Rotation	Rotation	Rotation	Rotation
45	1.7				Rotation	Rotation	Rotation	Flexion + Rotation
	2.5				Rotation	Rotation	Rotation	Rotation
	3.3				Rotation	Rotation	Rotation	Rotation
	5				Rotation	Rotation	Rotation	Rotation

Les abaques suivants (figure 2.36) montrent la variation de la cohésion requise en fonction du module de Young du massif rocheux, de l'inclinaison et de la largeur du chantier.

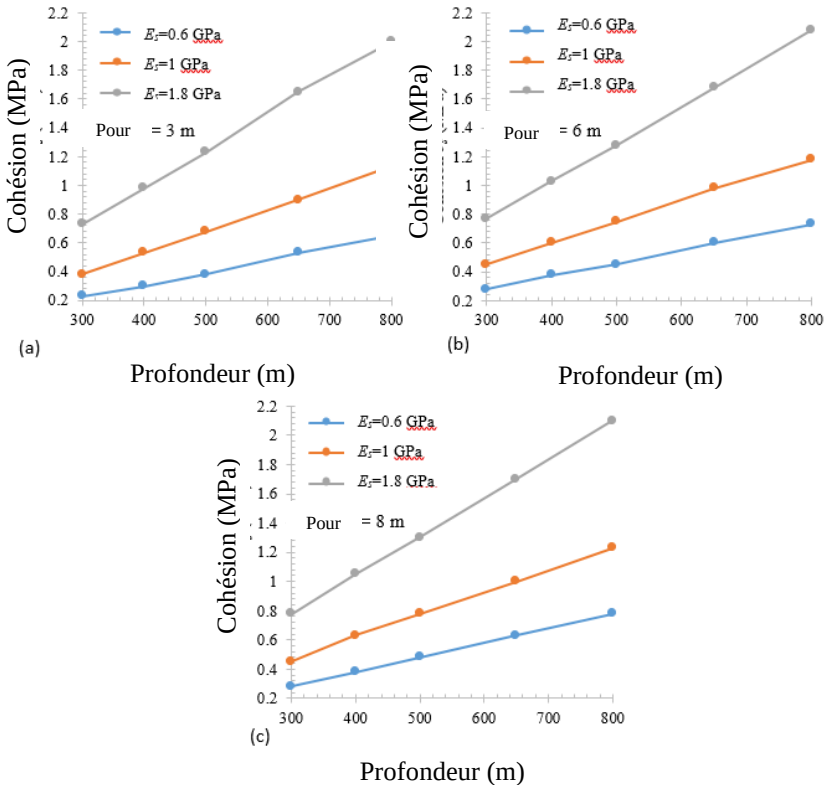


Figure 2.36 : Variation de la cohésion minimum d'un remblai exposé à la base en fonction de la profondeur de la mine, de l'épaisseur du chantier remblayé et du module de Young du massif rocheux

Afin de limiter l'occurrence des modes de rupture qui sollicitent la tension du remblai et d'éviter l'emploi outrancier de structures de renforcement qui engendrent une augmentation des coûts d'exploitation, les auteurs ont proposé dans une étude subséquente l'adoption de chantier remblayé en forme d'arche. Cette forme faciliterait la distribution des contraintes et diminuerait la demande en termes de résistance mécanique lors des séquences d'excavation. Elle permettrait aussi une augmentation de la largeur des chantiers. La figure 2.37 résume cette affirmation.

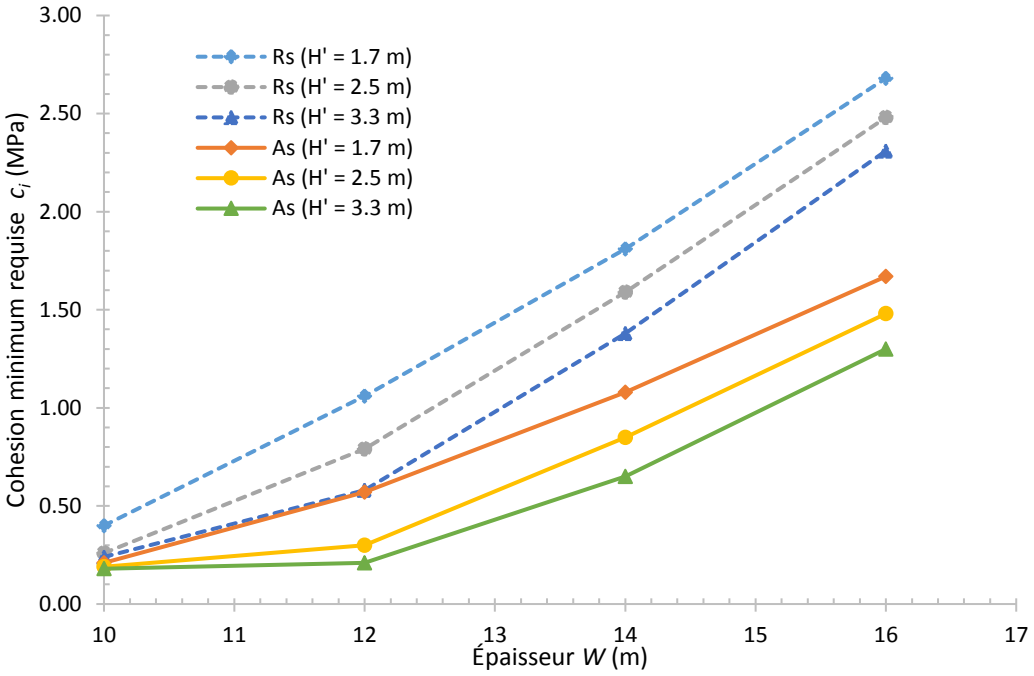


Figure 2.37 : Variation de la cohésion minimum requise en fonction de la géométrie du chantier, Rs (forme rectangulaire), As (forme d'arche) (adaptée de Keita et al., 2022)

- Solution graphique et analytique de Fan et al. (2025)

Les solutions analytiques et numériques proposées jusqu'à présent n'ont pas évalué l'effet de fluage du massif rocheux sur la stabilité d'un chantier remblayé exposé à la base. Une étude menée par Fan et al. (2025) a considéré les éléments déjà abordés dans les recherches précédentes en y rajoutant les paramètres reliés au fluage du massif rocheux qui, comme déjà présentés à la section 2.4, peuvent influencer grandement le comportement mécanique d'un chantier. La figure 2.38 présente une comparaison de la variation de la résistance en compression uniaxiale minimale en fonction de la largeur des chantiers et de la profondeur de la mine, déterminée avec le modèle numérique de Fan et al. (2025), qui considère le fluage du massif, et calculée avec la solution de Mitchell (1991). On constate que pour des chantiers d'une largeur inférieure à 9 m, la solution de Mitchell (1991) sous-estime la résistance mécanique minimum requise pour un remblai, tandis qu'elle demeure conservatrice pour les chantiers avec une largeur supérieure à 9 m. Cette observation rejoint la proposition de Belem et al. (2009) de considérer une résistance mécanique minimum requise pour un chantier exposé à la base égale à 5 MPa.

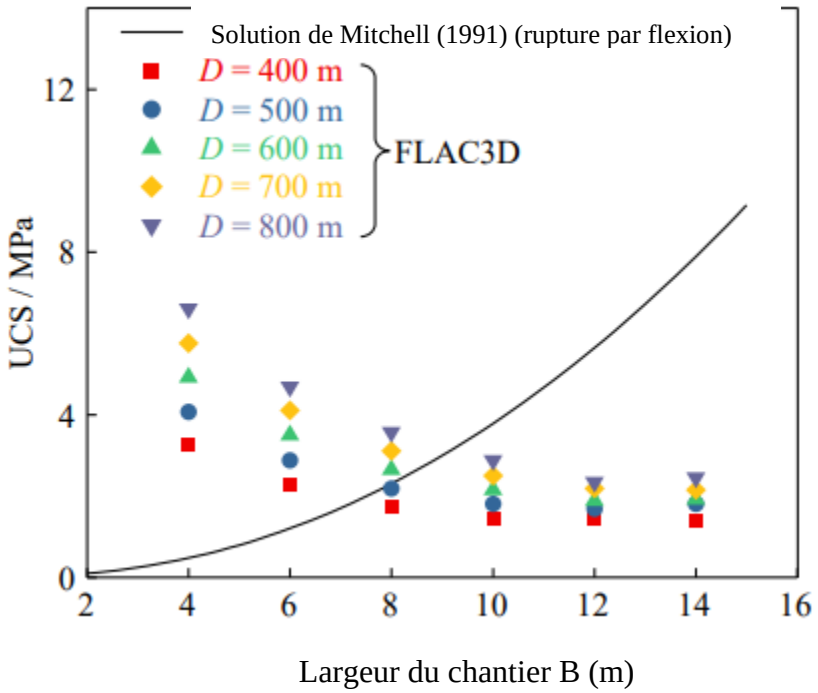
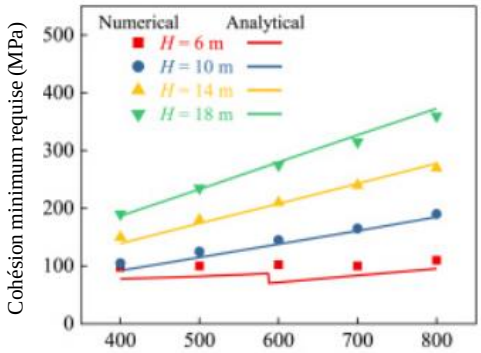


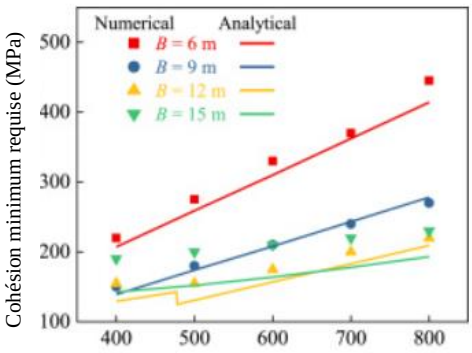
Figure 2.38 : Variation de la résistance mecanique minimale pour un cnantier exposé à la base en comparaison avec le modèle analytique de Mitchell (1991) (adaptée de Fan et al, 2025)

Une solution analytique est développée par Fan et al. (2025) dans une étude subséquente en considérant les mécanismes de rupture comme l'écrasement et le décrochage du remblai a permis de déterminer la cohésion minimum requise pour un chantier exposé à la base en considérant divers paramètres. La figure 2.39 représente la variation de la cohésion minimum requise en fonction de la profondeur de la mine pour différents hauteurs (figure 2.39a), largeurs (figure 2.39b), épaisseurs (figure 2.39c) de chantier, modules de Young (figure 2.39d), coefficients de Poisson (figure 2.39e) du massif rocheux, modules de Young (figure 2.39f), coefficients de Poisson (figure 2.39g), angles de frottement (figure 2.39h) du remblai et coefficients de pression latérale (figure 2.39i) du massif rocheux. La cohésion minimum à atteindre pour un remblai exposé à la base peut est désormais déterminée pour toutes les conditions d'exploitation.



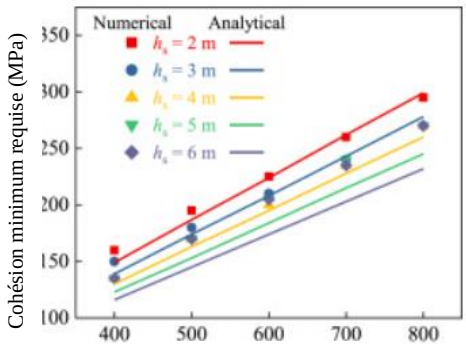
(a)

Profondeur (m)



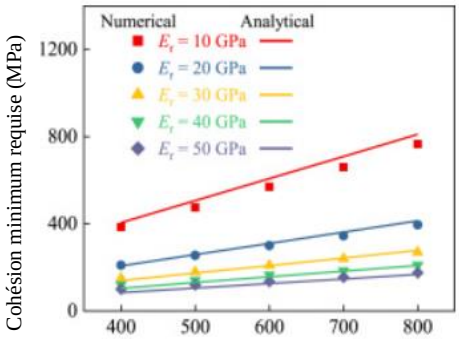
(b

Profondeur (m)



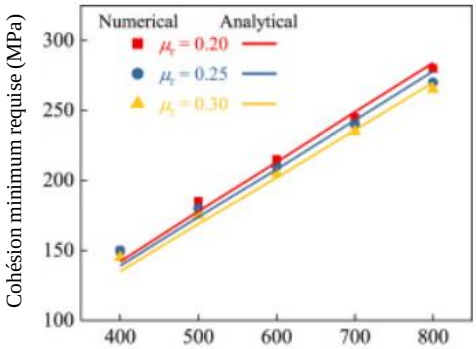
(c)

Profondeur (m)



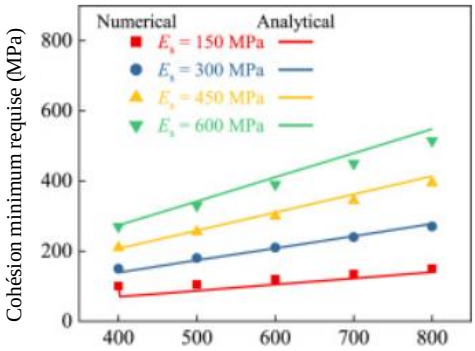
(d)

Profondeur (m)



(e)

Profondeur (m)



(f)

Profondeur (m)

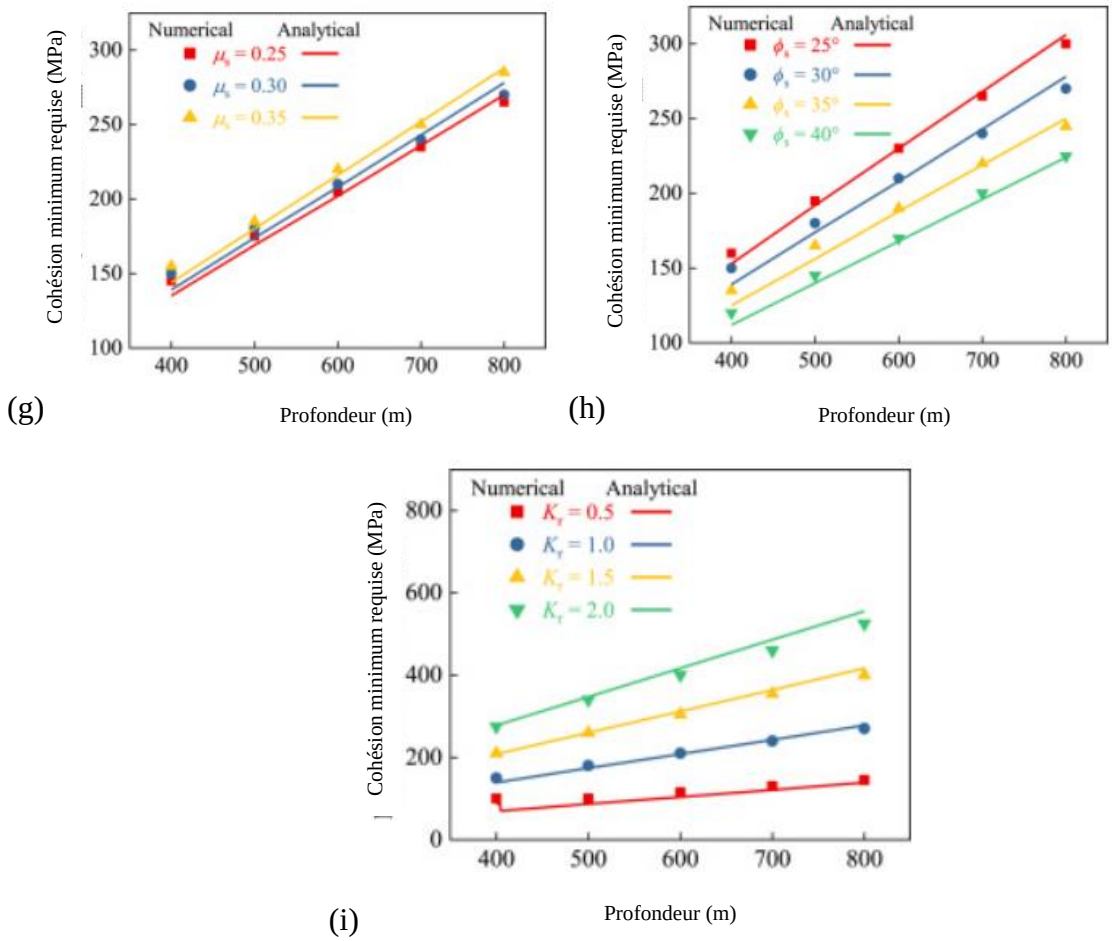


Figure 2.39 : Variation de la cohésion minimum requis d'un remblai exposé à la base en fonction de la profondeur de la mine pour différent hauteurs du chantier (a), largeurs du chantier (b), épaisseurs du chantier (c), modules de Young du massif rocheux (d), coefficients de Poisson du massif rocheux (e), modules de Young du remblai (f), coefficients de Poisson du remblai (g), angles de frottement du remblai (h) et coefficients de pression du massif rocheux (i).

2.5 Remblai renforcé

En utilisant les modèles analytiques et numériques disponibles (présentés à la section 2.4), les approximations des valeurs de résistance mécanique minimum pour les chantiers remblayés exposé latéralement et pour les chantiers remblayés exposé à la base sont très élevées pour les mines profondes. L'atteinte d'une telle résistance mécanique impliquerait l'utilisation d'une quantité considérable de ciment ou l'intégration de structures de renforcement. Cette demande en ciment et en éléments structuraux pourrait mettre en péril les opérations de certaines mines profondes dû à l'augmentation des coûts de production. Une plus forte teneur en ciment, qui augmente la fragilité

du remblai et sa susceptibilité à des ruptures en tension, ne garantirait pas non plus la sécurité des opérations (Mangane, 2016). Dans ce contexte, l'adoption des fibres devient la seule option envisageable. En effet, bien que nouvelle pour l'industrie minière, l'adoption des fibres de renforcement dans le domaine du génie civil est largement répandue et étudiée. On y adopte différents types de fibres pour améliorer les propriétés mécaniques des matériaux.

2.5.1 Types de fibres

Plusieurs types de fibres sont adoptés dans l'industrie afin d'améliorer les propriétés mécaniques du remblai. On distingue les fibres minérales, les fibres métalliques, les fibres végétales et les fibres plastiques. Les fibres minérales peuvent être naturelles comme les fibres d'amiante ou synthétiques comme les fibres de verre (Mazzoni, 2009). Les fibres métalliques qui ont été les premières à être utilisées sont constituées principalement de métaux tel que l'acier. Les fibres végétales sont issues de la décomposition de certains végétaux comme les pailles de riz (Chen et al., 2020, Li et al., 2020). Les fibres plastiques résultent du procédé de polymérisation et peuvent combiner l'intégration de plusieurs agents. Le type de fibre de plastique le plus connu est le polypropylène (Chakilam & Cui, 2020). Le tableau 2.3 présente les propriétés de quelques types de fibres couramment utilisés dans l'industrie.

Tableau 2.3 : Caractéristiques des fibres les plus utilisées, (adapté de Sivakumar & Santhanam, 2007)

Propriétés	**Métal recourbé**	**Polypropylène**	**Fibre de verre**	**Polyester**
Longueur (mm)	30	20	6	12
Diamètre (mm)	0,5	0,1	0,01	0,05
Ratio *(l/d)*	60	200	600	240
Densité spécifique	7,8	0,9	2,72	1,35
Résistance à la traction (MPa)	1700	450	2280	970
Module Élastique (GPa)	200	5	80	15
Déformation à la rupture (%)	3,5	18	3,6	35

Les fibres diffèrent aussi par leur géométrie. Tel que présenté à la figure 2.40, on distingue, entre autres, des fibres allongées droites, des fibres ondulées, des fibres embouties, des fibres avec des crochets aux extrémités et des fibres associées. La géométrie des fibres peut être choisie afin

d'augmenter l'interaction de la fibre avec la matrice cimentaire du remblai et faciliter sa mobilisation lorsque sollicitée. Quoiqu'il soit reconnu que la géométrie des fibres a un impact majeur sur l'amélioration de la résistance mécanique du remblai renforcé de fibres (Xue et al., 2019), peu de recherches traitent de cette influence.

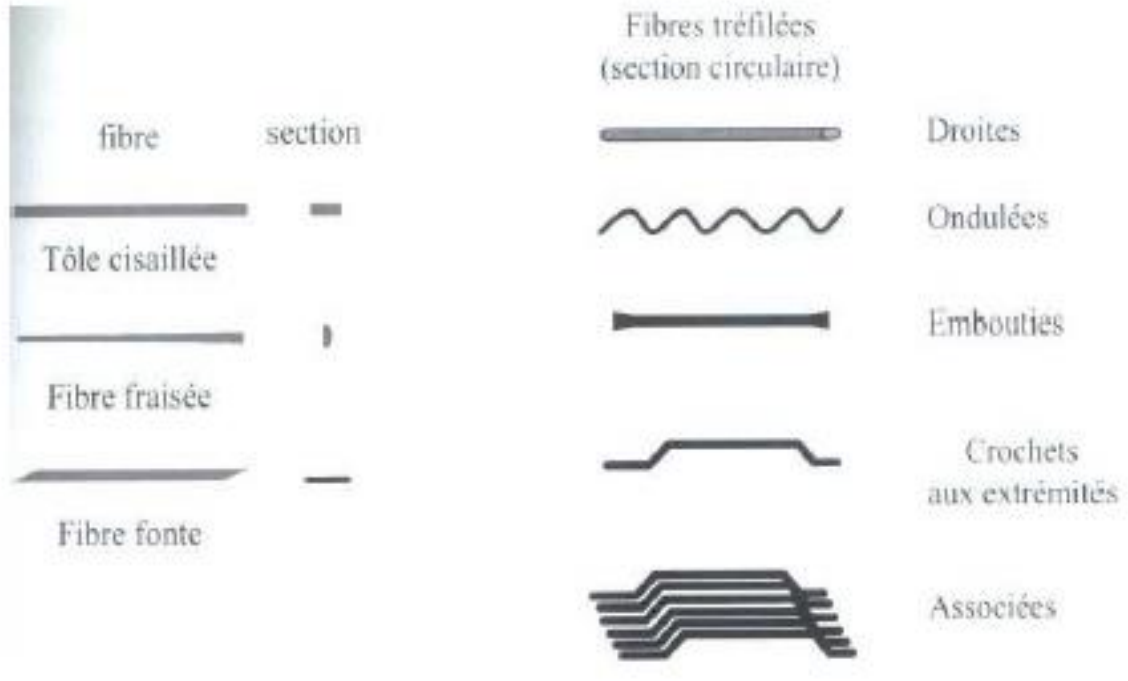


Figure 2.40 : Différentes géométries de fibres (tirée de Andra, 2005)

2.5.2 Comportement mécanique et hydraulique du remblai en pâte renforcé de fibres

L'intégration des fibres dans les matériaux améliore de façon significative leurs propriétés mécaniques (Zornberg, 2002). Le module d'élasticité des fibres, lorsque sollicité, conditionne le comportement du remblai et définit son mode de rupture au stade de post-fissuration (Li & Zornberg, 2013). L'un des apports les plus considérables des fibres est l'amélioration de la ductilité du matériau renforcé. Le comportement observé pour les bétons lors des cas de chargement en tension pourrait être utilisé comme exemple pour illustrer le comportement du remblai non renforcé en condition similaire. La figure 2.41 présente l'initiation et la propagation des fissures lors de la sollicitation mécanique en traction d'un échantillon de béton non renforcé. Sur cette figure, deux stades, comme le précise Bernard (2005), peuvent être décelés : le stade pré-pic et le stade post-

pic. Dans le stade pré-pic, des microfissures existent dans le matériau et résultent des défauts du mélange, qui peuvent être dus au retrait du béton lors de la prise ou aux différences de comportements dilatométriques des divers constituants du mélange. Ces microfissures commencent à se propager avant de se concentrer dans une zone du processus de fissuration. Tandis que cette concentration de microfissures augmente, on constate une perte de résistance et on observe la rupture fragile du matériau dans la phase post-pic. Cette fissure devient alors visible et atteint des proportions irréversibles.

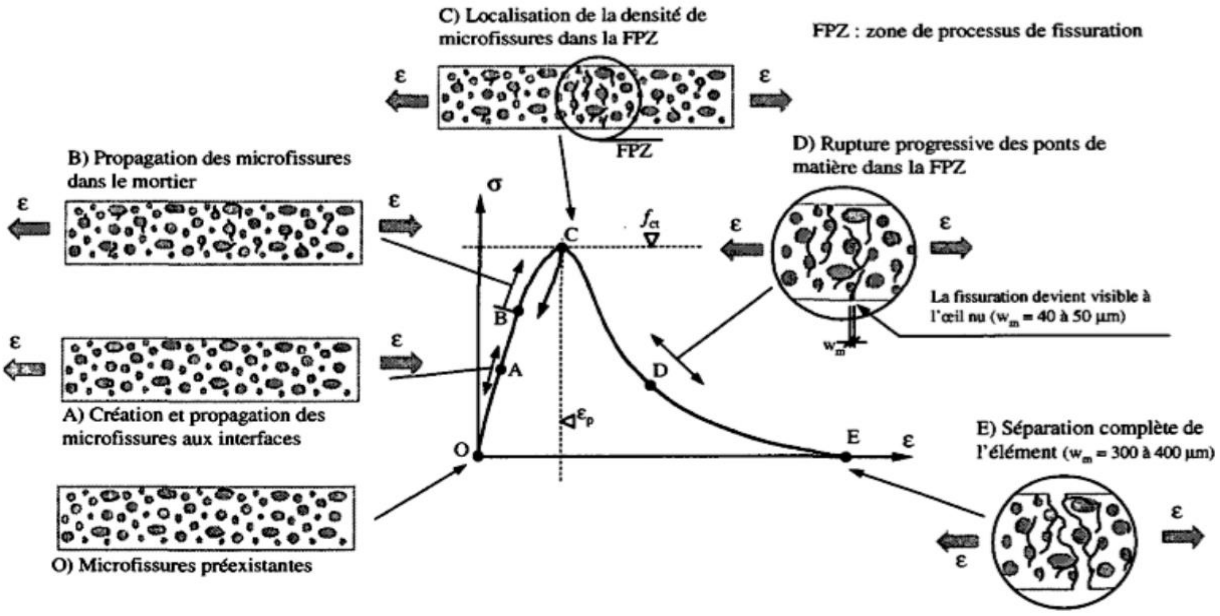


Figure 2.41 : Comportement et propagation des fissures sur un échantillon de béton soumis à un essai de traction (tirée de Bernard, 2000)

Les fibres limitent la propagation des fissures par les mécanismes suivants : pontage, déformation, déviation et de création de microfissures (Warren & Sarin, 1989). Les fibres, en ayant une bonne résistance à la traction, empêchent la propagation des fissures au moment de la rupture des échantillons (figure 2.42), ce qui résulte en une augmentation de la ductilité du remblai (Rossi & Harrouche, 1990; Festugato et al., 2013; Duong et al., 2015; Chen et al., 2018; Sudheer Kumar & Sharma, 2018; Xue et al., 2019). Le comportement fragile généralement observé lors de la mise en charge d'un échantillon de remblai en pâte n'est plus visible car la résistance en traction des fibres et les forces de frottement inter-particulaires entre les fibres, la matrice du remblai et le liant

interviennent et augmentent la ductilité du remblai lors de son chargement (Chen et al., 2018; Cao et al., 2019).

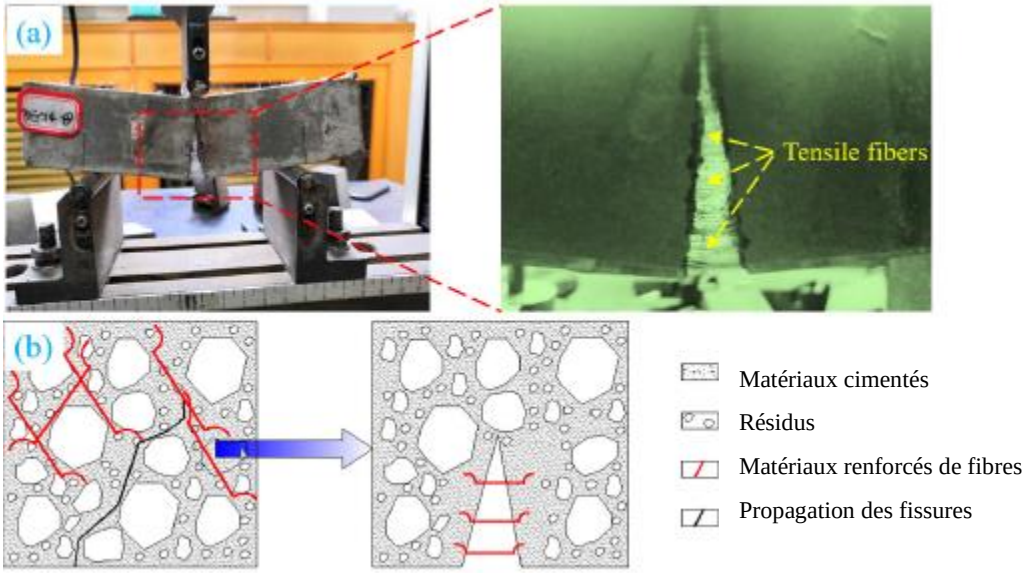


Figure 2.42 : Essai de traction avec trois points de flexion réalisés sur un échantillon de remblai en pâte renforcé de fibres de polypropylène (adaptée de Cao et al., 2019)

Le comportement d'un béton renforcé de fibres soumis à des essais de traction a été étudié par Naaman (2003). Les fibres par le mécanisme de microfissuration empêchent la création d'une zone de fissuration et augmentent la résistance mécanique du matériau et sa ductilité (Naaman, 2003). Des essais similaires réalisés sur des remblais renforcés de fibres ont mené à la même conclusion (Li et al., 2020).

Bien que l'effet des fibres sur la ductilité d'un matériau renforcé soit très visible, notamment lors des essais de traction ou des essais brésiliens, l'apport des fibres sur la résistance mécanique en compression des matériaux de remblais demeure moins intuitif. Une théorie développée par Zornberg (2002) et confirmée par Li & Zornberg (2013) permettent de mieux appréhender l'interaction des fibres au sein de la matrice du remblai lorsque soumis à des efforts en compression. Zornberg (2002) considère que la résistance mécanique d'un matériau renforcé découle de deux paramètres : la résistance mécanique du matériau non-renforcé et la résistance en tension de la fibre lorsque mobilisée. Cette assertion est traduite par l'équation suivante :

$$S_{eq} = S + \alpha \cdot t = c + \sigma_n tan\phi + \alpha \cdot t \tag{2.65}$$

Où S_{eq} est la résistance mécanique du matériau renforcé (kPa), S, celle du matériau non renforcé. S est caractérisée en considérant l'approche de Coulomb, par la cohésion, c (kPa), son angle de frottement, ϕ (°), et la contrainte normale σ_n (kPa) résultant du poids des terres. Le paramètre α intègre un coefficient empirique définissant l'orientation de la fibre et t (kPa) est la résistance à la tension de la fibre lorsque mobilisée.

Cette théorie considère deux mécanismes de rupture de la fibre une fois mobilisée : l'arrachement ou la reddition de la fibre après mobilisation de sa tension. Pour le mécanisme d'arrachement, la tension résultante de la fibre peut être calculée par les forces de frottement induites par l'interaction et la liaison entre la fibre et les particules de la matrice cimentaire du remblai, d'où l'équation suivante :

$$t_p = \chi \cdot \eta \cdot \left(c_{i,c} \cdot c + c_{i,\phi} \cdot tan\phi \cdot \sigma_{n,ave}\right) \tag{2.66}$$

Pour le mécanisme de reddition de la fibre, la tension de la fibre, qui est mobilisée entièrement avant son bris, est déterminée par l'équation suivante :

$$t_t = \chi \cdot \sigma_{f,ult} \tag{2.67}$$

Dans ces équations χ est le ratio volumique entre les fibres et le sol renforcé et η est le ratio entre la longueur et le diamètre de la fibre. Les paramètres $c_{i,c}$ et $c_{i,\phi}$ sont les coefficients d'interaction reliés aux forces d'ancrage et de frottement entre les fibres et la matrice du remblai et $\sigma_{f,ult}$ représente la résistance à la tension de la fibre. L'enveloppe de résistance pour chacune des équations est illustrée par les courbes intégrées dans la figure 2.43.

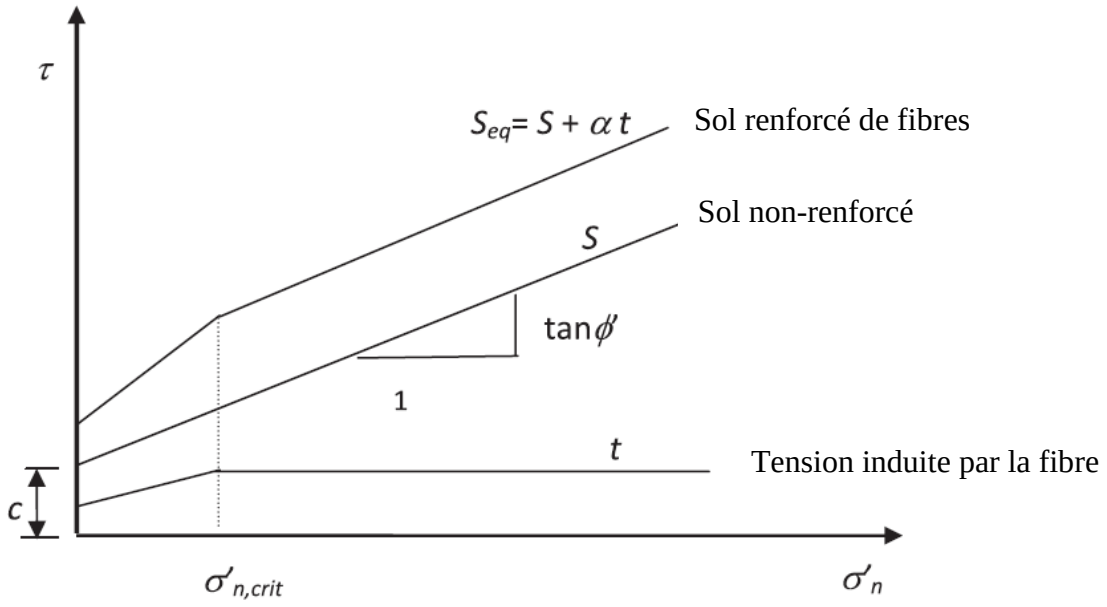


Figure 2.43 : Représentation des courbes de résistance d'un sol renforcé de fibres en fonction du critère de Mohr-Coulomb, tirée de Li & Zornberg, (2013)

La théorie développée par Zornberg, (2002) semble s'aligner avec les conclusions de diverses études publiées sur le remblai en pâte renforcé de fibres, car selon ces dernières, l'intégration des fibres améliorent significativement les propriétés géotechniques du remblai. Par exemple, Yi et al. (2015) ont démontré que l'ajout des fibres augmente la résistance en compression uniaxiale du remblai et diminue significativement la perte de résistance après la phase post-pic. Xue et al. (2019) ont recommandé de corréler directement cet apport de ductilité à la teneur en fibre du mélange après avoir identifié quatre phases dans le processus de rupture du remblai renforcé soumis à des efforts de compression: la compaction des pores, l'élasticité linéaire du matériau de remblai, l'assouplissement de la déformation due à la sollicitation des fibres et la propagation de la fissure par arrachage ou bris des fibres. Chen et al. (2020) sont arrivés à des conclusions similaires en faisant varier le pourcentage de ciment, la teneur en fibre, la longueur des fibres et le pourcentage solide. Ils ont observé que l'ajout de fibres augmente significativement la résistance en compression du remblai en pâte, notamment pour un temps de cure de 3 jours et que cette résistance tend ensuite à diminuer en fonction du temps de cure (figure 2.44). Cette baisse de résistance est attribuée à une attaque sulfatique provoquée par la haute teneur en sulfure du résidu dans les mélanges, ce qui a pour effet de diminuer l'hydratation du ciment et inhiber la formation de liaisons inter-particulaires par la création de minéraux secondaires comme l'ettringite.

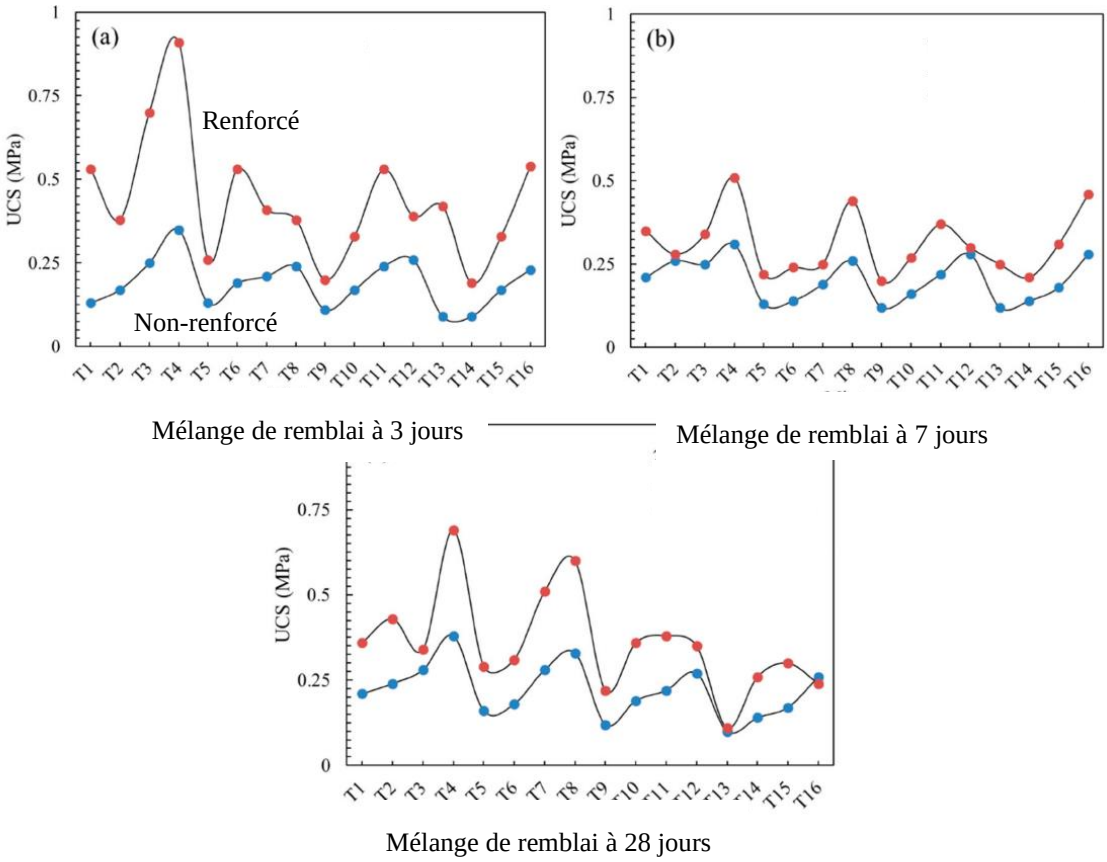


Figure 2.44 : Variation de la résistance en compression uniaxiale en fonction du temps de cure pour différents mélanges de remblai en pâte renforcé et non-renforcé de fibres, (adaptée de Chen et al., 2020)

Une étude menée par Yi (2016) a cependant rapporté des résultats contraires à la théorie de Zornberg (2002) lors d'essais en compression uniaxiale dans lesquels la résistance totale obtenue pour un remblai en pâte renforcé était inférieure à la résistance résiduelle du remblai renforcé. Dans ces travaux, où différents types de fibres ont été testées dans une matrice (83% de solide et 5% de ciment) qui avait temps de cure de 7 jours, une diminution de la résistance en compression a été observée avec l'intégration de fibres. Cette diminution était attribuée à une faible interaction entre les fibres et la matrice cimentaire du remblai en pâte. L'étude de Yi (2016) semble sous-entendre que les fibres pourraient créer des zones de faiblesse à l'intérieur de la matrice du remblai et impacter négativement sa résistance mécanique dans le chantier sous certaines conditions.

L'effet des fibres sur la conductivité hydraulique d'un remblai renforcé juste après sa déposition dans le chantier a été démontré par Chakilam & Cui (2020). Ces derniers ont montré que la perméabilité du remblai augmente avec la teneur en fibres, tandis qu'une augmentation de la

longueur des fibres produit l'effet inverse (Chakilam & Cui, 2020). Plusieurs études ont démontré l'impact de la conductivité hydraulique du remblai en pâte sur sa capacité de drainage, de sédimentation, de consolidation et d'acquisition d'une résistance mécanique équivalente dans le chantier (Godbout et al., 2007; Ghirian & Fall, 2013; El-Mkadmi et al., 2013; Pokharel & Fall, 2013; Cui & Fall, 2015; 2018). Selon Saebimoghaddam (2010), la faible conductivité hydraulique pourrait même être la cause principale de la liquéfaction du remblai en pâte dans le chantier. Dans ce contexte, l'intégration des fibres pourrait être utilisé comme un moyen pour réduire le risque de liquéfaction des remblais en pâte trop faiblement perméable. Effectivement, la dissipation des pressions interstitielles au cours de l'écoulement du remblai en pâte renforcé de fibres dans le chantier pourrait empêcher l'augmentation des contraintes totales sur les barricades et réduire significativement les risques d'instabilité. À l'heure actuelle, peu de recherches couvrent ces sujets.

CHAPITRE 3 ARTICLE 1 : EXPERIMENTAL STUDY ON THE RHEOLOGICAL AND MECHANICAL BEHAVIORS OF FIBER REINFORCED CEMENTED PASTE BACKFILL AT A CURING TIME OF 7 DAYS

Jean Béket Dalcé[1,*], Li Li

*Corresponding author email: jean-beket.dalce@polymtl.ca

Article soumis le 16 novembre 2025 à la revue *Construction and Building Materials*

Contributions : **Jean Béket Dalcé** : Conceptualisation de la recherche, Méthodologie, Réalisation des essais, Collecte et analyse des données, Interprétation, Rédaction de l'article, Correction finale de l'article; **Li Li** : Méthodologie, Financements, Supervision, Révision de l'article

Abstract: Adding fibers to improve the mechanical strength of cemented paste backfill (CPB) has been extensively reported. The most published works were realized by using high solids content and high cement content. Almost all the publications showed that the mechanical strength of CPB can be improved by fiber addition. In Canada, cement content typically ranges from 3 to 7%, much smaller than the cement contents used in the most published work. It is thus unclear if the results and conclusions obtained on high solids content and high cement content fiber-reinforced CPB remain valid for low cement content fiber reinforced CPB. In addition, few studied were devoted to the effect of fiber addition on the rheological properties of CPB. To fill these gaps, two series of laboratory tests were performed, one for analyzing the effect of fibers on the rheological properties, and another for assessing the effect of fibers on the mechanical properties of CPB. The results showed that adding fibers reduces the flowability and the uniaxial compressive strength (UCS) of CPB. The unexpected results in UCS probably due to the low cement content, combined with a not very high solids content and a relatively short time of curing can explained by the slow hydration, cementation and bonding formation between cement and solids. Subsequently, the interfaces between CPB and fibers constitutes of weak planes, leading to reduced UCS. As these results were obtained on low cement content fiber reinforced CPB, the trends and conclusion of this study should be considered as complementary to the published works with high cement content fiber reinforced CPB.

Keywords: Cemented paste backfill, Fiber, Rheological properties, UCS of CPB

3.1 Introduction

Backfilling stopes with mine waste is a widely adopted and effective practice in underground mining operations worldwide. This technique contributes to enhancing ground stability, improving ventilation efficiency, increasing ore recovery, reducing ore dilution, and minimizing the environmental footprint associated with surface disposal of mine waste (Dickout, 1973; Thomas et al., 1979; Mitchell & Wong, 1982; Olivier & Landriault, 1989; Krauland, 1989; Nicholson et al., 1989; Hassani & Archibald, 1998; Aubertin et al., 2002; Potvin et al., 2005; Aubertin et al., 2005, Li & Aubertin, 2009a; 2009b; 2009c; Dobchuk et al., 2013).

Three types of mine backfill are mainly used in underground mines: hydraulic fill, paste backfill, and rockfill (Potvin et al., 2005). Among them, cemented paste backfill (CPB) is increasingly favored due to its use of full size tailings, low potential of segregation, ease of transportation, and ability to develop adequate strength in stopes (Hassani & Archibald, 1998; Benzaazoua et al., 2003; Cooke & Paterson, 2007; Belem & Benzaazoua, 2008; Fall et al., 2009; Qi & Fourie, 2019). Originally introduced by Robinsky (1975) for surface tailings disposal, CPB is composed of dewatered tailings, cement, and water, having a typical value of solids content by mass between 70 and 85% (Hassani & Archibald, 1998; Potvin et al., 2005; Ouellet et al., 2007; Emad et al., 2015; Deb et al., 2017; Zhao et al., 2019; Zheng et al., 2019; Liu et al., 2025).

For a backfill to be classified as CPB, it must meet at least two criteria: (1) containing at least 15% of particles smaller than 20 µm, (2) no free water bleeding after its deposition on a floor (Brackebusch, 1995; Potvin et al., 2005; Dalcé et al., 2019). Zheng & Li (2020) pointed out that a backfill meeting these two conditions must be unsaturated and possesses an apparent cohesion, resulting in a very thick paste backfill. Its transportation by pipes could be very difficult. Consequently, underground mine operations often favor saturated paste backfill to ensure sufficiently high flowability, typically 7 to 8 inches (18 to 20 cm) slump (Belem & Benzaazoua, 2008; Yilmaz et al., 2015; Zheng & Li, 2020). In addition, paste backfill pressure on barricades can depends on the rheological properties of the paste backfill. The knowledge of rheological properties is thus important not only for the transportation, but also for barricade design (Jung & Biswas, 2002; Benzaazoua et al., 2003 Cooke, 2002; 2008; Li & Aubertin, 2012; El Mkadmi et al., 2014; Jaouhar & Li, 2019; Yang et al. 2017; Jung & An, 2017; Zhai et al. 2021; Zhai, 2022).

Another important aspect of paste backfill is the mechanical properties. Specifically, the backfill must possess a minimum required compressive strength when it is exposed laterally (Mitchell et al., 1982; Li & Aubertin, 2012, 2014; Li, 2014a, 2014b; Yang et al., 2017; Li et al., 2020; Wang et al., 2021; Wang & Li, 2022) or at the base (Sobhi & Li, 2017; Pagé et al., 2019; Fan et al., 2025). In addition, the paste backfill must equally possess a minimum required tensile strength when the backfill is exposed at the base and submitted to a tensile stress (Mitchell, 1991; Keita et al., 2021, 2022). From the point view of stability and safety, it is better to have a CPB strength as high as possible (Mitchell & Stone, 1987). However, high strength of CPB requires high cement content, resulting in high operation cost and high greenhouse emission associated with the production and transportation of cement. In addition, using very high cement content may result in a brittle CPB (Edraki et al., 2014; Bloss, 2014; Mangane et al., 2018; Xu et al., 2019; Zhang et al., 2021; 2023). The challenge is how to increase both the compressive and tensile strengths without significant increase in the brittleness of the CPB. Adding fibers in CPB can be a promising solution because it helps increase the tensile strength of CPB or maintain the same compressive or/and tensile strength by lowering the consumption of cement (Xue et al., 2020).

In civil engineering, one sees study on the addition of fibers in cemented materials to improve the mechanical properties of cemented backfill materials since the 1980s (Gray & Ohashi, 1983; Mayer & Gray, 1990; Consoli et al., 2003; 2005; 2007; 2009; 2010; 2011a; 2011b; 2013a; 2013b; 2017; Festugato et al., 2013; 2017; 2018; Khatami et al., 2020). In mining engineering, Mitchell and Stone (1987) were among the first to propose fibers in cemented backfill for underground mines. Since then, numerous studies have shown that synthetic polymers, metallic wires, carbon fibers, and agricultural fibers can enhance the dynamic resistance of CPB to blasting and seismic events, preserve stope integrity, and improve overall ground stability (Zou & Sahito, 2004; Festugato et al., 2013, 2015; Yi et al., 2015; Ma et al., 2016; Xu et al., 2019; Xue et al., 2019, 2020; Chen et al., 2020; Cao et al., 2021; Libos & Cui, 2021; Libos et al., 2021; Xu et al., 2022; Fang & Cui, 2022; Xue & Yilmaz, 2022; Liu et al., 2025). Additional benefits include ground surface settlement reduction, decrease in ore dilution, and the possibility to adopt more aggressive extraction strategies (Toufigh et al., 2014; Yi et al., 2018; Chen et al., 2020; Cao et al., 2021).

Despite the significant progress on fiber reinforced cemented backfill (FR-CPB), one notes that most of the published works were realized under a condition far from the field conditions of

underground mines. For instance, Yi (2016) tested a FR-CPB having a water content of 20% or a solids percent of 83%. At such high solids content, the paste backfill is probably unsaturated and possesses a certain apparent cohesion (Zheng and Li 2020). Its transportation by pipes could be very difficult. In practice, more water has to be added to facilitate the transportation by pipes from surface backfill plant to underground stopes (Niroshan et al., 2018). The test results and the conclusions based on unsaturated FR-CPB may not be representative of the saturated FR-CPB.

Xue and co-workers (Xue et al., 2019, 2021a, 2021b; Xue & Yilmaz, 2022) tested a FR-CPB having a solids content between 65 and 75% and a cement to tailings ratio varying from 1:10 to 1:4 (or a cement content from 10 to 25%). Cao et al. (2019) conducted a similar study on different types of FR-CPB having a solids content of 75% and a cement to tailings ratio varying from 1:6 to 1:4 (or cement content from 17 to 25%). The cement content used by Xue and co-worker as well as Cao and coworkers is much higher than that commonly used in underground mines of Canada, where cement content typically varies from 3 to 7%. In addition, their specimens were cured in molds only 48 h. After then, the specimens were withdrawn from the molds and placed in relative humidity boxes for further curing. This manner of specimen preparation is possible only if the CPB has a high cement content or/and high solids content in order for the specimens to gain enough hardness and strength at a curing time of 48 h. The representativeness of these results and conclusions to FR-CPB having typically solids content and cement content in underground mines of Canada is questionable.

Zhao et al. (2023) investigated a FR-CPB with a solids content of 68% and a cement-to-tailings ratio ranging from 1:10 to 1:6 (or a cement content from 10 to 14%). The mixture was cast into cubic molds with 70.7 mm edges and cured in the molds under natural conditions at a relative humidity of 75 ± 5% and a temperature of 22 ± 5 °C for 7 days. Hou et al. (2023) tested a FR-CPB having a solids content ranging from 74 to 80% and a cement content of 17%. Once again, the results and conclusions obtained with the high cement content FR-CPB may be non-representative of the behavior of FR-CPB having typically solids content and cement content in underground mines of Canada.

Tian and Fall (2024) evaluated FR-CPB prepared with 6.5% cement and a cement-to-water mass ratio of 7.4 (corresponding to approximately 68% solids content) to investigate the influence of

non-isothermal curing conditions on the mechanical response of reinforced backfill. Their results show that fiber-reinforced specimens achieved higher strength under both isothermal and non-isothermal curing; however, the strength gain was noticeably less pronounced under isothermal conditions. This apparent inconsistency may be attributed to the sample preparation procedure used in their study. Although the cement content falls within the range commonly used in Canadian underground mining operations, the batch mixing and deposition method employed for preparing reinforced CPB specimens does not realistically represent field placement practices and may not ensure adequate sample homogeneity. With batch mixing, local variations in solids and fiber distribution can occur from one specimen to another, potentially altering drainage and consolidation behavior, two governing processes that critically influence strength development in CPB placed in stopes (Sivakugan et al., 2006).

In addition of the solids content and cement content, it is also noted that very few studies have been devoted to the study of the mechanical properties of reinforced CPB at early age (Cao et al., 2019; Xue et al., 2019; Zhao et al, 2023; Hou et al., 2023); almost all the published works have been conducted on FR-CPB at a curing time of 14 or 28 days. The effect of fiber addition on the mechanical property of CPB at a shorter curing time has not been fully investigated. Moreover, the effect of fiber addition on the rheological behaviour of CPB is not fully studied either.

To fill the previously identified gaps, a series of laboratory tests have been performed to assess the effect of fiber on the rheological behavior of CPB and the mechanical property of paste backfill having typical solids content and cement content regularly used in underground mines of Canada at a curing time of 7 days under a condition close to field conditions of underground mines.

3.2 Laboratory Tests

3.2.1 Materials

Tailings

The CPB was made from a tailings material provided by a gold mine located in the northern Quebec, Canada. The first package was provided in 2020, and the second one in 2024. Their particle size distribution (PSD) curves are shown in Figure 3.1. One sees that their PSD vary slightly, but not significantly. The two tailings contain 76.2 and 81.4% of particles passing 75 µm, having a coefficient of uniformity of 11.9 and 7.2, and a coefficient of curvature of 1.16 and 0.89,

respectively. Both can be qualified as a well-graded non-plastic sandy silt (ML) based on the USCS classification (Holtz & Kovacs, 1981). The portions of fine particles smaller than 20 µm are 37.8 and 45.6%, respectively, largely exceeding the minimum required of 15% for the backfill to be considered as a paste backfill (Potvin et al. 2005). Laboratory characterization results in a specific gravity of 2.72, a minimum void ratio e_{min} of 0.37 (corresponding to a porosity n of 0.27), a maximum void ratio e_{max} of 0.72 (corresponding to an n of 42%), an optimum water content w_{opt} of 13.3%, and a maximum dry unit weight γ_d of 17.4 kN/m³. The physical properties of the tailings are summarized in Table 3.1.

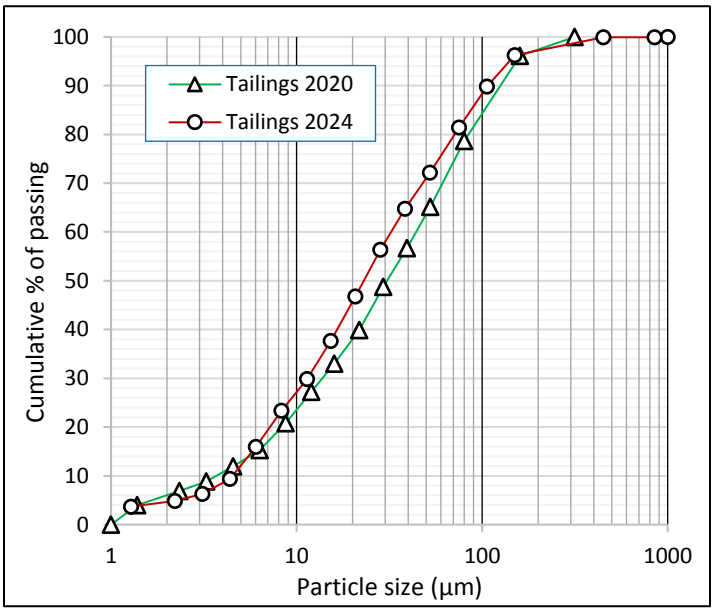


Figure 3.1 : Particle size distribution of the two tailings materials used to produce the CPB

Table 3.1 : Physical characteristics of the tailings used to produce the CPB

Physical properties	**Tailings 2020**	**Tailings 2024**
Grain size distribution		
Content of particles < 20 µm (%)	37.77	45.58
Content of particles < 75 µm (%)	76.21	81.39
D_{10} (effective particle size, µm)	3.74	4.52
D_{30} (µm)	13.89	11.48
D_{50} (median particle size, µm)	30.88	23.27
D_{60} (µm)	44.50	32.70
D_{90} (µm)	131.99	107.43
Coefficient of uniformity, C_u	11.90	7.23
Coefficient of curvature, C_c	1.16	0.89
Uniformity of graduation, U	2.83	3.21
Specific gravity	2.72	
Maximum void ratio, e_{max}	0.72	
Minimum void ratio, e_{min}	0.37	
Optimum water content, w_{opt} (%)	13.3	
Maximum dry unit weight, γ_d (kN/m³)	17.35	

Fiber

The fiber used in this study is a widely adopted Polypropylene synthetic fiber in the construction industry for its excellent corrosion and chemical resistances, hydrophobic nature, and its proven ability to enhance flexural toughness and mitigate shrinkage-induced cracking in cemented backfill systems (Xue & Yilmaz, 2022; Liu et al., 2025). The fiber is in rectangular prism of 41.73 mm long, 1.12 mm large and 0.36 mm in thickness. It has a specific gravity of 0.91 and a tensile strength of 600 MPa (Festugato et al., 2013; Chen et al., 2018; Hou et al., 2023). Figures 3.2 illustrates the geometric aspect of the Polypropylene monofilament fiber.

Figure 3.2 : Photo of a Polypropylene fiber used in this study for fiber reinforced CPB

Cement and water

A general use (GU) Portland cement with a specific gravity of 3.15 was employed as the cement of CPB. The cement content, defined as the ratio between the mass of dry cement and total mass of dry cement, dry tailings, and fiber was fixed at 5% for all the CPB samples. Distilled water was used to avoid any effects associated with the chemical elements of water on the rheological and mechanical properties of fiber reinforced CPB.

3.2.2 Sample Preparation

Sample preparation was conducted to ensure homogeneity and uniformity and to avoid flaws in specimens due to trapped air bubbles or heterogeneous material associated with CPB placement in molds. A two-stage mixing method was employed:

Mixing the dry ingredients

1) Mixing the mixed dry ingredients with water.

Details of sample preparation are described as follows:

Step 1. Drying of Tailings. Tailings were placed in a container and dried in an oven for a minimum of 24 hours at a temperature of 110 ± 5° C, according to ASTM D2216-19, to ensure a complete dehydration.

Step 2: Weighing of Materials. Using a balance with an accuracy of ±0.01 g to obtain the mass of each dry ingredient and the mass of water for each sample. This step is repeated three times for each UCS (for uniaxial compressive strength) sample test. Figure 3.3 presents an example of weighing for preparing a sample having a target solids content of 75%, a cement content of 5%, and fiber content of 0.5%.

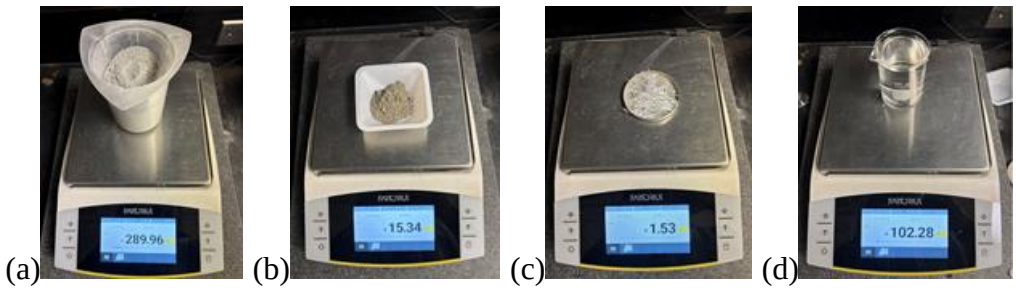


Figure 3.3 : Weighing of materials for preparing a CPB sample having a solids content of 75%: (a) dry tailings; (b) cement, (c) fiber; (d) water

Step 3: Mixing between the Mixed Dry Ingredients and Water. In this step, the preparation is slightly different between sample preparations for slump test and UCS test. For the slump test, the dry components (tailings, cement, and fibers) were placed in an industrial mixer at a rotation speed smaller than 100 RPM. Water was then gradually added into the mixer. The mixing was last for 5 minutes to ensure a homogeneity.

For preparing the sample used for UCS tests, the dry tailings, cement, and fibers were first placed in a container and blended manually for 2 minutes to ensure a full mixture between the three components and ensure a uniform distribution of the solid components, as shown in Fig. 3.4a. Water was then slowly poured in the well blended mixture, while manual stirring continued during water pour operation. The manual stirring operation lasted 5 minutes until a homogeneous paste backfill was achieved, as shown in Fig. 3.4b. The samples are ready for preparing UCS test specimens.

(a) (b)

Figure 3.4 : UCS test sample preparation: (a) mixing of dry ingredients; (b) mixing of the well mixed dry ingredients with water

3.2.3 Laboratory Tests

Slump Test

Table 3.2 presents the testing program to evaluate the rheological behavior of unreinforced and fiber-reinforced CPB having a cement content of 5%. All the samples were prepared with the tailings of 2024. The fiber content varies from 0.1 to 2%, while the solids content varies from 71

to 81%. In total, 30 samples were prepared and tested to evaluate the variation of flowability as a function of fiber content for different solids contents.

Table 3.2 : Slump test program; samples having a cement content B_W of 5% prepared with the tailings of 2024

Cases	Solids content C_W (%)	Fiber content C_F (%)
1	71	0.1, 0.5, 1.0, 1.5, 2
2	73	
3	75	
4	77	
5	79	
6	81	

Figure 3.5 shows a picture of the Plexiglas mold used to complete the slump test. The mold is 214 mm high and 100 mm in diameter. It was used by Zheng & Li (2020) for their slump tests on an uncemented paste backfill. A Plexiglas was placed on the rigid wood platform to minimize surface friction, as shown in Fig. 3.5**.**

Figure 3.5 : A photo of the Plexiglas mold and backfill before slump test

To ensure uniform deposition and sedimentation, manual vibration was applied after mold filling. Slump tests were conducted immediately after the filling of the Plexiglas mold. Figure 6 shows a typical slump test after the set-up before (Fig. 3.6a) and after (Fig. 3.6b) the removal of the cylindrical mold. The slump is obtained by measuring the initial and final heights of the specimen.

(a) (b)

Figure 3.6 : Illustration of a slump test conducted with a Plexiglas cylinder mold before (a) and after (b) removal of the mold (the white color is a reflection of celling lamp)

UCS Test

Table 3.3 shows the testing program of UCS tests. The samples have a cement content of 5%. The fiber content varies from 0.1 to 2%, while the solids content varies from 70 to 75%. The samples were cured in molds for 7 days before UCS test. In all, 54 samples were prepared and tested to evaluate the variation of the UCS as a function of fiber content for different solids contents.

Table 3.3 : UCS test program; samples having a cement content B_W of 5%

Cases	Solids content C_W (%)	Fiber content C_F (%)	Tailings year
1	70	0.1, 0.5, 1.0, 1.5, 2	2024
2	70, 71, 73, 74, 75	0.0	2020
3	70, 71, 73, 74, 75	0.5	2024
4	75	0.0, 0.5, 1.0	2024

The cylindrical molds made of Acrylonitrile Butadiene Styrene (ABS) have a diameter of 51.7 mm and a height of 150.0 mm to prepare CPB specimens for UCS test (Fig. 3.7). Grooves of more than half of the wall thickness at three locations along the height were sawn to ease the separation between the cured specimens and the cylindrical molds. A circular plate was installed at the base of each mold to prevent base-drainage of the CPB.

Figure 3.7 : A photo of ABS cylindrical mold for the UCS tests

Figure 3.8 shows how to prepare a specimen of FR-CPB. The well blended FR-CPB was placed in the mold using a funnel. All the material was evenly placed and distributed in the mold with a spatula. To eliminate trapped air and ensure uniform sedimentation and consolidation, manual vibration was applied on the base of each mold for 2 minutes or until an apparent bleeding of water appears on the top of the sample, as shown Figure 3.9. All the UCS test specimens were prepared by following the same process to avoid or minimize test result asperity due to variety in specimen preparation. After, the specimens were cured in their molds for 7 days under a controlled conditions with a constant temperature of 22 °C and a relative humidity of approximately 80%.

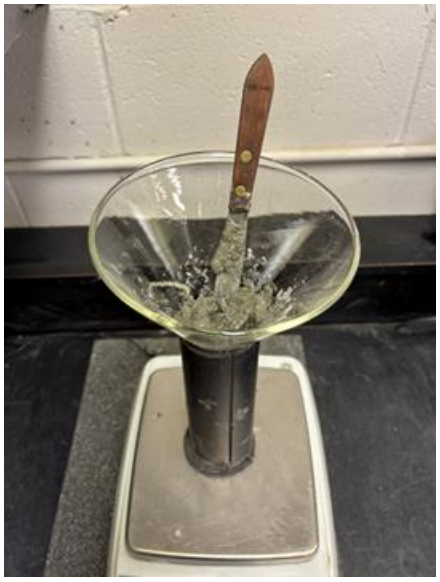


Figure 3.8 : Pouring of the homogenous CPB into a mold for preparing a UCS test specimen

Figure 3.9 : Appearance of bleeding water after 2 minutes of manual vibration

Figure 3.10 shows a picture of the specimen undergoing the curing process. One sees that the volume of specimen is significantly reduced, due to sedimentation, self-weight consolidation, self-desiccation/shrinkage, and cement hydration, similar to what occurs with a CPB in underground

mine stopes (Belem et al., 2007; Helinski et al., 2007; Yilmaz et al., 2009; Li & Aubertin, 2009a, 2009b, 2010; Fahey et al., 2011; Qin et al., 2021). The strength and hardness facilitate the demolding of the specimens from the molds for UCS tests.

Figure 3.10 : Picture of unreinforced and fiber reinforced CPB during curing process

Uniaxial compression tests were performed following the ASTM C39/C39M standard (ASTM, 2012) suggested for cylindrical concrete specimens. Figure 3.11 shows a CPB cylinder specimen

under uniaxial compression test with a computer controlled fully automatic pressure testing system (GDS-CMD Digital Load Frame V2). The system possesses a maximum capacity of 2200 N at a constant loading displacement rate of 1 mm/min. The stress and displacement were recorded and saved in an Excel file at a frequency of one reading per two seconds. The test ends when the displacement reaches an average axial strain of 5% or when the specimen is crushed. Each sample was tested in triplicate with three specimens having the same solids content and same fiber content.

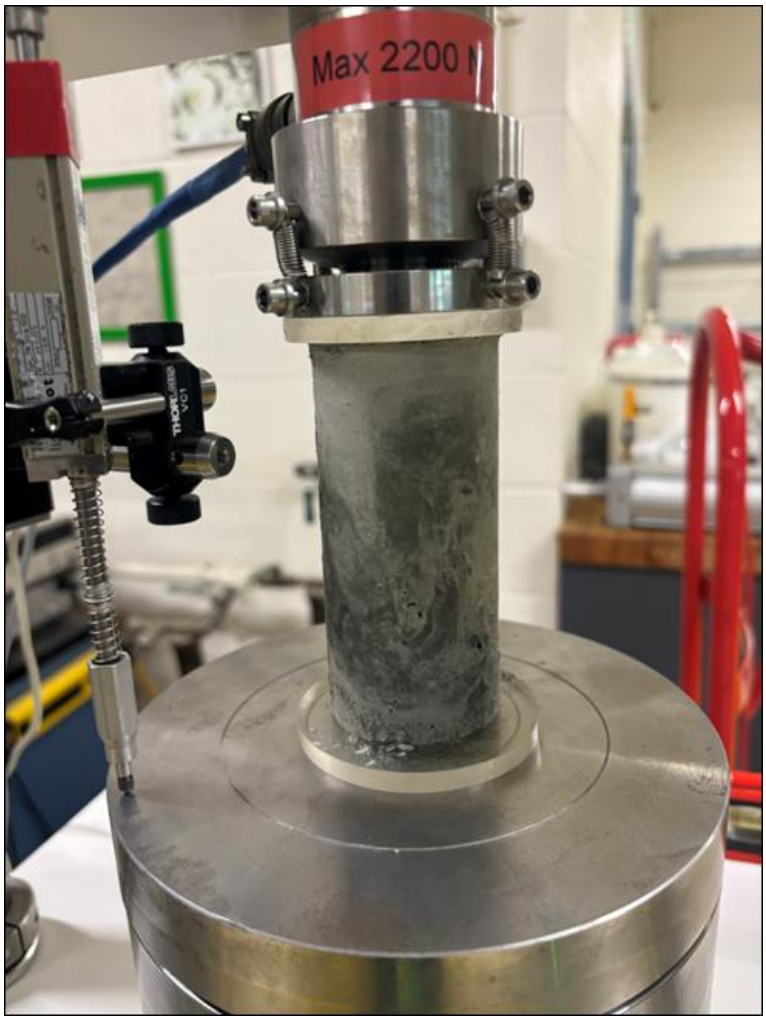


Figure 3.11 : A CPB specimen under uniaxial compressive loading

3.3 Test Results and Interpretation

3.3.1 Workability

Slump tests were conducted on samples of FR-CPB. Figure 3.12 presents the variation in slump of CPB as a function of fiber content for different solids contents. One sees that the slump values vary from 18.1 cm for CPB sample having a solids content of 71% and a fiber content 0.1% to 0.4 cm for CPB sample having a solids content of 81% and a fiber content of 1.5%. In general, the value of slump decreases as the fiber content increases. But the decrease pace is less pronounced when the fiber content increases from 0 to 1% for CPB having solids content of 71 to 75% or when the fiber content increases from 1 to 2% for CPB having solids content of 79 to 81%.

The results obtained by this study are quite different from those reported by Chen et al. (2018), who showed that the flowability of CPB is not sensitive to the variation of fiber content. These results tend to indicate that one should not only focus on the strength development with addition of fiber. With fiber addition, CPB can become thicker and more difficult to be pumped for long distance transportation. Thus, the effect of fiber addition on the workability of CPB should also be taken into account along with its effect on the strength development.

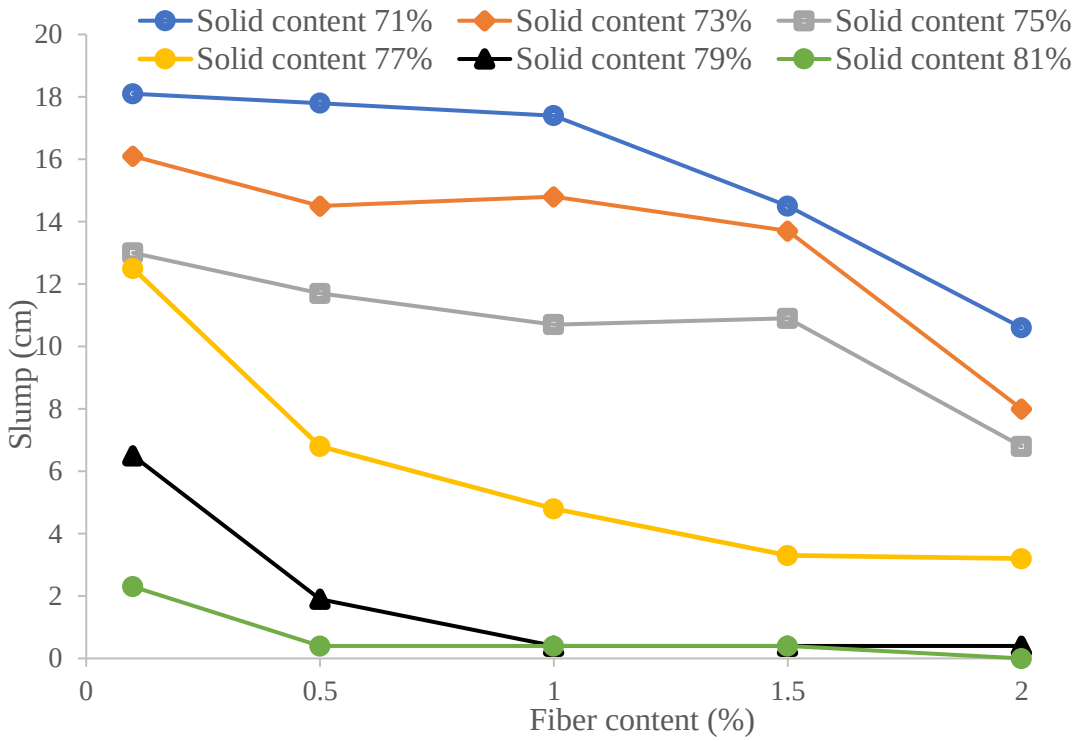


Figure 3.12 : Variation of slump as a function of fiber content for different solids contents

3.3.2 Mechanical Strength

As example, Figure 3.13 presents the stress–strain curves obtained from UCS tests on reinforced (C_f = 0.5 and 1%) and unreinforced (C_f = 0%) CPB with a solids content of 75%. By following ASTM C39/C39M, our tests were stopped either when the values of residual strength reached 59 to 92% of the peak strength or at the onset of a clearly defined fracture pattern (types 1 to 4 of the norm). In all cases, failure occurred at axial strains within 5% with more or less pronounced pics, indicating a brittle behaviour. The addition of fibers seems to have an effect to reduce the brittleness and increase the ductility, but also effect to reduce the peak strength.

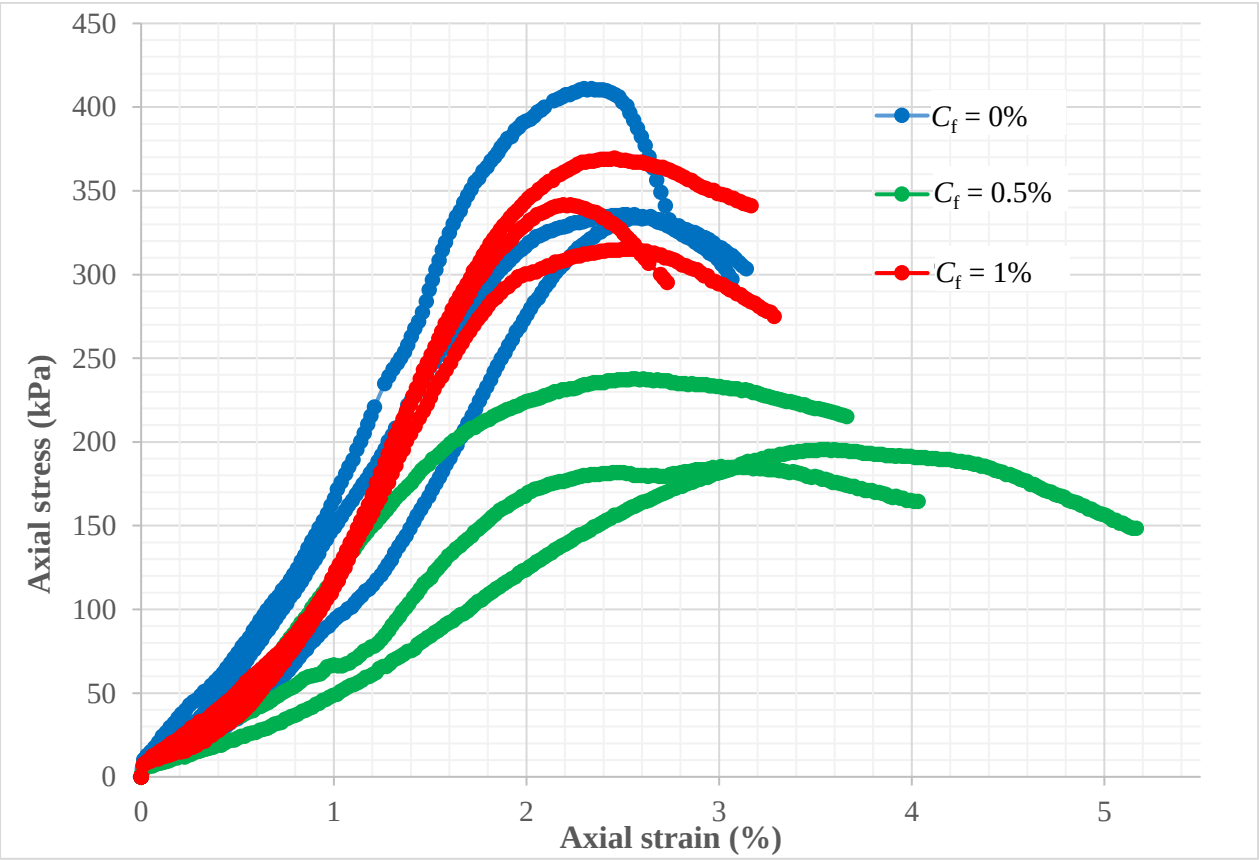


Figure 3.13 Stress–strain curves of UCS tests on reinforced and unreinforced CPB with a solids content of 75%

Figure 3.14 shows the variation in UCS of the CPB having a solids content of 70% after a curing time of 7 days as a function of fiber content. Despite the large dispersion, the results clearly show that the average strength becomes minimum when the fiber content reaches about 1.5%. Higher UCS values were obtained by using fiber content either 2% or a value varying from 0.1 to 1%. The

same trend has been reported by previous studies (Xue et al., 2019; Cao et al., 2019; Xue et al., 2020; Hou et al., 2023), which tended to indicate that the optimal fiber content ranges from 0.4 to 1%. This indicates that addition of excessive quantity of fiber may result in increased porosity and reduced matrix cohesion.

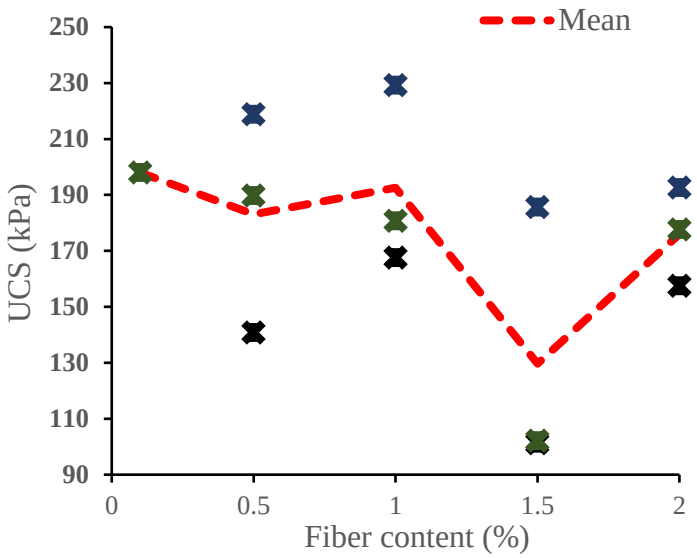


Figure 3.14 : Variation in UCS of fiber reinforced CPB having a solids content of 70% after a curing time of 7 days as function of fiber content

Figure 3.15 shows the variation in UCS of unreinforced CPB, and FR-CPB having a fiber content of 0.5% at a curing time of 7 days as function of solids content. One sees that the UCS increases as the solids content increases for both cases. This corresponds well to those reported in the literature for CPB with (Chen et al., 2018) or without addition of fibers (Brackebusch, 1995; Landriault, 1995; Hassani & Archibald, 1998; Bernier et al., 1999, Belem et al., 2000; Benzaazoua et al., 2002; Fall et al., 2004; Klein & Simon, 2006; Yin et al., 2012; Yilmaz et al., 2014; Yilmaz & Fall, 2017; Ghirian & Fall, 2017; Niroshan et al., 2017; Qi & Fourie, 2019; Pan & Grabinsky, 2023). The increase in compressive strength with increasing solids content is more pronounced for the unreinforced CPB, rising from 148.6 kPa at a solids content of 70% to 504.2 kPa at a solids content of 75%. The reinforced CPB also shows a clear increase in UCS as the solids content increases from 70 to 75%. But the increasing pace with solids content is much less pronounced than that of unreinforced CPB, with the average strength increasing from 127 kPa to 183.8 kPa over the same range of solids content.

However, it is surprising to see that for a given solids content, the FR-CPB with a fiber content of 0.5% exhibit smaller strength than the unreinforced CPB. These results are entirely different from those reported in the literature. All the published works have shown that adding fiber increases the mechanical strength of CPB (Tang et al., 2007; Xue et al., 2019; Xu et al., 2019; Cao et al., 2019), except Yi (2016) who reported in his Ph.D. thesis the same trend as that shown in Figure 3.14 without giving detailed explanation or further publication.

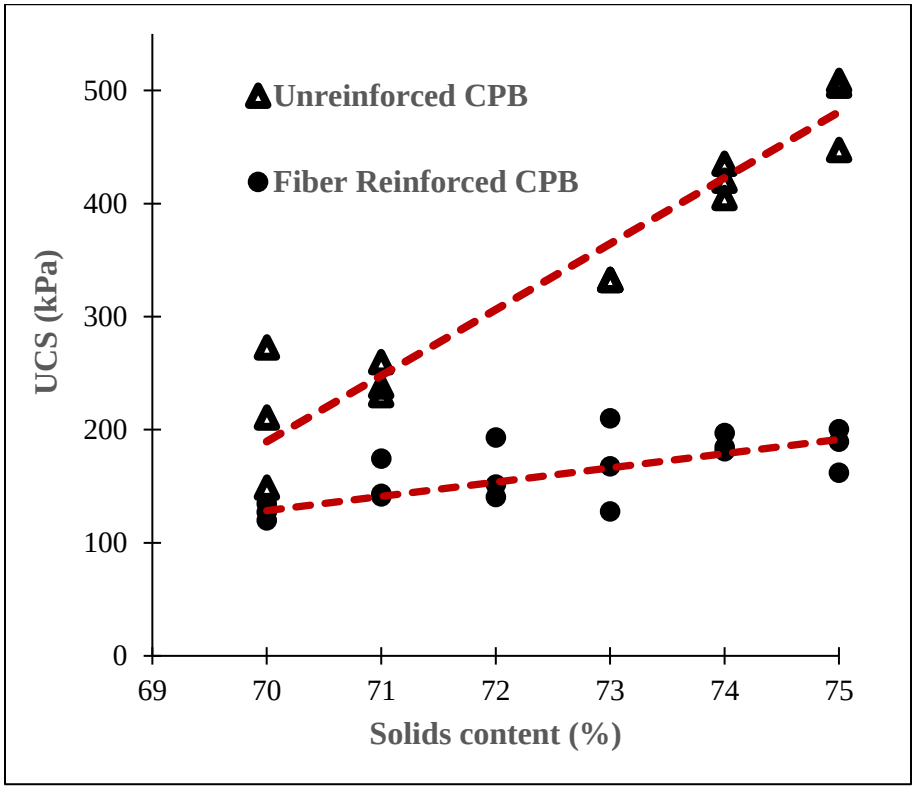


Figure 3.15 : Variation in UCS of unreinforced CPB and fiber reinforced CPB having a fiber percent of 0.5% as function of solids content

To verify the validity of the results shown in Figure 3.15, one notes that the tailings used for preparing the unreinforced and FR-CPB are different. The tailings of 2024 used for FR-CPB contain 45.7% fine particles smaller than 20 µm, while the tailings of 2020 used for unreinforced CPB only contain 37.87% fine particles smaller than 20 µm. As it is well known that the mechanical strength of CPB depends significantly on the content of fine particles (Landriault, 1995; Fall et al.; 2005; Kesimal et al., 2005; Ke et al., 2015; 2016; Qiu et al., 2020), it is unclear if the smaller UCS of the FR-CPB compared to those of unreinforced CPB is due to addition of fiber, more fine particles, or combined effects of both. Additional tests were conducted on unreinforced and FR-

CPB samples, all made from the tailings of 2024. The solids content is 75% and the fiber contents of FR-CPB are 0.5 and 1%, respectively. All the specimens were tested at a curing time of 7 days.

Figure 3.16 shows the variation of UCS as a function of fiber content. Once again, the FR-CPB exhibit always smaller strength than the unreinforced CPB. The conclusion based on Figure 15 remains valid. Moreover, the UCS values of reinforced CPB with a fiber content of 1% are higher than those of reinforced CPB with a fiber content of 0.5%, as what has been shown in Figure 3.14.

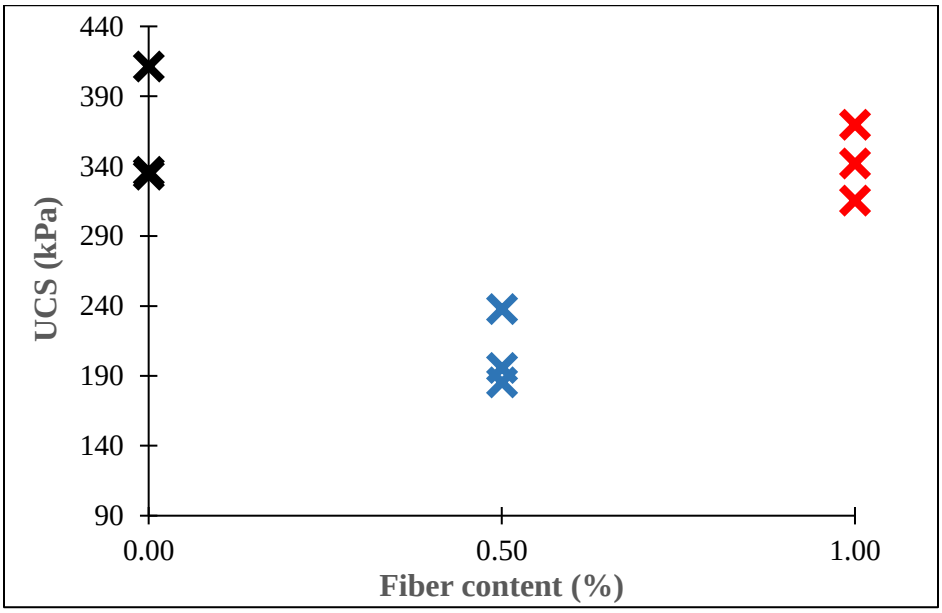


Figure 3.16 : Variation in UCS of unreinforced and fiber reinforced CPB as a function of fiber percent; all the specimens were made from the tailings of 2024 and have a solids content of 75%

To understand the contradictory observation between the results of this study shown in Figures 3.15 and 3.16 and those published in the literature, the testing conditions of the relevant published works and this study are summarized in Table 3.4. One sees that a common point among the published works (except that of Yi 2016) is that the unreinforced and FR-CPB are very strong with the UCS values of FR-CPB typically ranging from 370 to 2500 kPa, values much larger than the UCS values of current study. The high strengths of unreinforced and FR-CPB published in the literature were due to high cement content, while the current study was realized by using a not very high cement content of 5%, as the case of Yi (2016). These controversial results can be partly explained by the published works of Fall and coworkers (Fall et al., 2007; Nasir & Fall, 2010; Fall et al., 2010; Li & Fall, 2018; Tian & Fall, 2021), who investigated the hydration process of paste backfill at early ages. Their studies showed that cement hydration is an exothermic reaction. Higher

cement content allows generation of more hydration products and release of more heat. This in turn accelerates hydration and enhances solids bonding, including the bonding between high strength fibers and cement and tailings particles. The higher strengths of FR-CPB compared to unreinforced CPB can be understandable. When the cement content is low, the hydration process is slow. At a curing time of 7 days, the bonding development between cement and solids of CPB is not yet complete. The flexible fibers may constitute of weak structures, resulting a smaller UCS than unreinforced CPB, as the current study and that reported by Yi (2016). All these indicate that the opposite trends between this study and the published works should be considered as complementary each other, rather than as contradictory.

Table 3.4 : Testing conditions of published works and this study for UCS of unreinforced and fiber reinforced CPB at a curing time of 7 days

Solids content (%)	Cement content (%)	Fiber content (%)	Specimen preparation	UCS range (kPa)	Effect of fiber	References
70 to 75	5	0 to 2	In mold with base-undrainage	127 - 370	↓	This study
83	5	0.5	In mold with base-undrainage	880 - 1450	↓	Yi (2016)
60 to 66	14 to 25	0.05 to 0.15	Not specified	370 - 1570	↑	Chen et al. (2018)
75	17	0.3 to 0.9	In mold with base undrainage for 48h	1217 - 1331	↑	Xue et al. (2019)
75	17 and 25	0.3 to 0.9	Base drainage	986 - 1736	↑	Cao et al., (2019)
68	10 and 17	0.5	In mold with base-undrainage	1132 – 1365[§]	↑	Zhao et al. (2023)
74 to 80	17	0.2 to 1.2	Not specified	1200 - 2500	↑	Hou et al. (2023)

[§]Nota: approximate values estimated from their force at failure obtained on cubic specimens of 70.7 mm

3.4 Conclusion

Adding fibers has been large recognized as beneficial to improve the mechanical strength of CPB. This study revealed that the most published works were realized by using high solids content and high cement content. Accordingly, cementation and mechanical strength of fiber reinforced CPB develop quickly, allowing the strong fibers to exhibit their reinforcement effect. The results and conclusions could be valid for some cases where high strength CPB is necessary. In Canada,

cement content typically ranges from 3 to 7%. It was unclear if the results and conclusions obtained on high solids content and high cement content fiber-reinforced CPB remain valid to low cement content CPB commonly used in underground mines of Canada. In addition, few studied were devoted to the effect of fiber addition on the rheological properties of CPB. To fill these gaps, two series of laboratory tests were performed. The first one, called slump tests, was to evaluate the effect of fiber inclusion on the rheological properties, while the second one was to investigate the effect of fiber addition on the mechanical properties of CPB. The results showed that addition of fibers has effect to reduce the slump of CPB. The workability or flowability of CPB diminishes as fiber content increases. This means that more water needs to be added in CPB to ensure sufficient workability or flowability when more fibers are added. This can in turn affect the mechanical strength of the fiber reinforced CPB. Iteration study is necessary to find the optimal recipe that can meet both criteria of mechanical strength and flowability.

Regarding the mechanical strength, the test results show that fiber inclusion does not increase the UCS of CPB as what has been expected and what has been largely shown in the literature. These unexpected results are probably due to the low cement content, combined with a not very high solids content and a relatively short time of curing. Subsequently, there is no a full hydration, cementation and bonding formation between cement and solids. Instead of playing a reinforcement role, the fibers probably create weak planes between CPB and fibers, leading to reduced UCS. As these results were obtained on low cement content fiber reinforced CPB, the trends and conclusion opposite to what have been published in the literature should be considered as complementary each other, rather than as contradictory.

Acknowledgment

The authors would like to acknowledge the financial support from the Natural Sciences and Engineering Research Council of Canada (RGPIN-2018-06902, RGPIN-2024-06859; ALLRP 580767-22), and the industrial partners of the Research Institute on Mines and Environment (RIME UQAT-Polytechnique; http://rime-irme.ca/).

CHAPITRE 4 ARTICLE 2 : EARLY-AGE SEDIMENTATION AND SELF-WEIGHT CONSOLIDATION BEHAVIOR OF FIBER REINFORCED CEMENTED PASTE BACKFILL

Jean Béket Dalcé*, Li Li

*Corresponding author email: jean-beket.dalce@polymtl.ca

Article soumis le 22 novembre 2025 à la revue *International Journal of Mining Science and Technology*

Contributions : **Jean Béket Dalcé** : Conceptualisation de la recherche, Méthodologie, Réalisation des essais, Collecte et analyse des données, Interprétation, Rédaction de l'article, Correction finale de l'article; **Li Li** : Financements, Supervision, Révision de l'article

Abstract: The early-age hydraulic behavior of cemented paste backfill (CPB) in stopes remains insufficiently understood, despite its critical influence on drainage performance, stability and design of barricades, and the development of long-term mechanical properties. Existing permeability assessments rely primarily on cured laboratory specimens, overlooking the transient porosity states that occur immediately after placement. This study presents, for the first time, a comprehensive experimental investigation that identifies and characterizes the distinct phases of sedimentation and self-weight consolidation in CPB and fiber-reinforced CPB (FR-CPB), and quantifies their influence on early hydraulic response. Column tests were performed to simultaneously monitor backfill settlement and drainage rate. From these measurements, the evolution of density and void ratio was determined, allowing the time-dependent hydraulic conductivity of the mixtures to be subsequently estimated. Results show that uncemented backfill undergoes rapid sedimentation-induced densification, with permeability reaching values as high as 10^{-4} cm/s before decreasing by an order of magnitude within only a few hours. In contrast, cemented mixtures exhibit limited volume change and a drastic reduction in hydraulic conductivity due to early hydration and pore refinement. Fiber integration revealed dual behavior: permeability increased in uncemented backfill due to higher residual porosity, but was significantly reduced in cemented systems as fibers restricted particle mobility and enhanced hydraulic sealing. These findings demonstrate that early-age hydraulic conductivity cannot be reliably estimated from cured samples, and that the transient consolidation phases in CPB does not play a dominant role in drainage and pore structure evolution.

Keywords: Cemented paste backfill, Fiber-reinforced backfill, Sedimentation, Self-weight consolidation, Drainage, Permeability, Hydraulic conductivity, Void ratio, Density

4.1 Introduction

Backfilling with cemented paste backfill (CPB) has become an essential practice in modern underground mining operations, providing structural support to mined-out stopes, enhancing ground stability, improving ventilation efficiency, increasing ore recovery, reducing ore dilution, and minimizing the environmental footprint associated with surface disposal of mine waste (Dickout, 1973; Thomas et al., 1979; Mitchell & Wong, 1982; Olivier & Landriault, 1989; Krauland, 1989; Nicholson et al., 1989; Hassani & Archibald, 1998; Aubertin et al., 2002; Potvin et al., 2005; Aubertin et al., 2005; Li & Aubertin, 2009a, 2009b, 2009c; Dobchuk et al., 2013). Originally introduced by Robinsky (1975) for surface tailings disposal, CPB is composed of dewatered tailings, cement, and water, typically having a solids content between 70 % and 85 % by mass (Hassani & Archibald, 1998; Potvin et al., 2005; Ouellet et al., 2007; Emad et al., 2015; Deb et al., 2017; Zhao et al., 2019; Zheng et al., 2019; Liu et al., 2025). The use of full tailings particles gives CPB its low segregation potential, good transportability, and ability to develop adequate geotechnical performance (Hassani & Archibald, 1998; Benzaazoua et al., 2003; Cooke & Paterson, 2007; Belem & Benzaazoua, 2008; Fall et al., 2009; Qi & Fourie, 2019). Beyond mine backfilling, CPB technology has also been applied in solid-waste recycling (Vasconcelos et al., 2018; Chen et al., 2018; Sun et al., 2018; Yilmaz et al., 2018; Liu et al., 2019), metal speciation control (Vespa et al., 2006; 2007), and coal-fire mitigation (Masniyom & Hai, 2017).

As a three-phase composite, CPB consists of a solid phase (tailings + binder), a liquid phase (mixing water), and a gaseous phase that develops through self-desiccation, sedimentation, and consolidation (Benzaazoua et al., 1999, 2002, 2003, 2008; Jung et al., 2002; Kesimal et al., 2005; Ghirian & Fall, 2017; Wang et al., 2019). The temporal evolution of these phases strongly influences the geomechanical and hydraulic performance of the backfill in stopes (Brackebusch, 1995; Bussière, 2007; Helinski, 2007; Helinski et al., 2007a, 2007b, 2011; Ghirian & Fall, 2015). The hydro-geomechanical response of CPB during and shortly after placement is particularly critical for stope safety, as sedimentation and consolidation govern the development of effective stresses and the pressures exerted on barricades and the surrounding rock mass (Sivakugan et al., 2006; Helinski et al., 2007; Nasir & Fall, 2010; Fahey et al., 2010; 2011; Ghirian & Fall, 2013; El-Mkadmi et al., 2014; Yilmaz et al., 2014; Yang & Li, 2015; Liu & Fall, 2025). Several documented backfill failures have occurred during this vulnerable stage, leading to flooding, equipment damage, and, in severe cases, injuries or fatalities (Bloss & Chen, 1998; Grice, 2001; Kuganathan,

2001; Helinski et al., 2006; Sivakugan et al., 2006; Yumlu & Guresci, 2007; Li & Aubertin, 2009, 2011; Seymour et al., 2013; Yang et al., 2015; Li & Yang, 2015).

During stope filling, CPB particles settle under gravity, densifying the mixture and expelling pore water. This process is limited by the low permeability of CPB and the restricted drainage capacity of barricades, leading to excess pore-water pressure (Li et al., 2013; Li & Yang, 2015; Zheng et al., 2018a, 2018b, 2019; Zheng & Li, 2020). This phenomenon known as self-weight sedimentation or consolidation has been widely recognized in paste backfill studies (Pedroni, 2011; Zheng & Li, 2019). At the early stage of deposition, grain-to-grain contact is primarily governed by sedimentation processes amplified by the particle-size distribution (Fahey et al., 2010) and by cement hydration associated with self-desiccation (Yilmaz et al., 2015; Koohestani, 2017; Cui & Fall, 2017; Wang et al., 2018; Liu et al., 2019). As hydration progresses and excess pore pressures dissipate, particles approach one another, reducing void space and densifying the backfill (Belem et al., 2010). This densification results from both water expulsion and the thermo-chemical reactions of cement hydration. The water-to-cement ratio therefore remains the primary parameter controlling early-age strength development in stopes. Understanding this transition from slurry-like to solid-like behavior is crucial for predicting in-stope stability, optimizing barricade design, and preventing drainage-induced failures.

Although numerous studies have examined the time-dependent sedimentation, consolidation, self-desiccation, and pore-pressure dissipation behavior of conventional CPB (Nasir & Fall, 2010; Helinski et al., 2011; Abdul-Hussain & Fall, 2012; Ghirian & Fall, 2013, 2014, 2015, 2016; Cui & Fall, 2016; Li & Fall, 2016; Shahsavari & Grabinsky, 2016; Belem et al., 2016; Jaouhar & Li, 2019; Shahsavari et al., 2023; Al-Moselly & Fall, 2024), none has investigated how fiber reinforcement modifies these early-age processes. Fibers are increasingly incorporated into CPB to improve tensile strength and post-peak ductility, yet their influence on the coupled drainage-sedimentation behavior remains poorly understood. Studies on fiber-reinforced soils indicate that fibers can alter internal drainage networks by modifying pore connectivity and limiting particle settling (Tang et al., 2010; 2012), but most research has focused on cured mechanical performance, overlooking the first hours after deposition when the material remains most vulnerable to bleed or differential settlement (Saebimoghaddam, 2010)

Chakilam & Cui (2020) conducted the only detailed investigation of the hydraulic conductivity of fiber-reinforced CPB (FR-CPB), assessing the effects of fiber length and dosage using a flexible-wall permeameter. They reported a significant time-dependent reduction in hydraulic conductivity from 2.53×10^{-7} m/s to 6.02×10^{-8} m/s correlating with cement hydration. Fiber inclusion increased hydraulic conductivity at early ages due to greater porosity and strain accommodation, which mitigated chemical shrinkage and self-desiccation. However, longer fibers produced the opposite effect by reducing fiber count per unit volume, thereby weakening the fiber network. Interestingly, FR-CPB strength and permeability exhibited a proportional trend at 3 and 7 days, suggesting that enhanced consolidation from fiber inclusion can improve bonding and early mechanical gain despite delayed hydration.

This observation contrasts with findings by Shahsavari et al. (2023), who reported negligible self-weight consolidation in CPB and attributed early strength solely to cement hydration. The discrepancy largely stems from differing experimental setups: Shahsavari et al. used a 150 cm × 10 cm column to simulate in-stope deposition within the first hours after placement, whereas Chakilam & Cui (2020) employed ASTM D5084-16A molds (15 cm × 7.5 cm) with saturated specimens cured for up to 90 days. As demonstrated by Shahsavari et al., (2022), the studies who started testing after 24 h after specimen preparation or earlier did so by preconsolidating the specimens, which results in void ratios lower than those occurring in the field. The saturation process prescribed by ASTM standards can inhibit cement hydration and alter chemical shrinkage (Benzaazoua et al., 2002, 2003, 2008; Fall et al., 2009; Mangane et al., 2018). In the latter study, shrinkage continued to increase up to 24 days, indicating ongoing consolidation, whereas Shahsavari et al. observed stabilization after ~9 hours, consistent with hydration-dominated hardening.

Furthermore, solids content differed between the two studies 75 % for Chakilam & Cui (2020) versus 72 % for Shahsavari et al. (2023), a critical factor given that truly non-bleeding pastes are rarely achieved in practice. Field conditions typically require slump values between 15 and 25 cm to ensure adequate flowability and pumpability (Li et al., 2013; Yilmaz et al., 2015; Zheng et al., 2018a, 2018b). Achieving such workability often necessitates added water, particularly in fiber-reinforced systems where fibers increase yield stress and modify rheology (Niu et al., 2021; Hou et al., 2023). Fibers may thus either (i) increase early permeability by generating preferential flow

paths and enhancing porosity or (ii) reduce permeability by bridging voids and retaining materials within the CPB matrix.

Given these uncertainties, a systematic experimental program is needed to quantify the influence of fibers on sedimentation, and consolidation behavior of CPB at early ages under realistic stope conditions. The present study addresses this gap using column tests to continuously monitor bleed-water outflow and settlement in both unreinforced and fiber-reinforced mixtures. The findings aim to elucidate how fibers influence the sedimentation and the drainage capacity of the backfill material during early deposition, providing key parameters for the design of safe, efficient backfill operations in underground mines.

4.2 Materials and Methods Sample preparation of cemented paste backfill with or without fibers

According to Potvin et al. (2005), a backfill cannot be called paste backfill if the portion of fine particles smaller than 20 µm is inferior to 15%, while for Hassani and Archibald (1998) requires at least 15% of fine particles smaller than 45 µm. Figure 4.1 illustrates the grain size distribution of a tailings material provided in 2024 by a gold mine located in the northern Quebec, Canada. The requirements in grain size distribution for paste backfill are satisfied whatever whether one applies the criterion of Potvin et al. (2005) or that of Hassani and Archilbald (1998).

Table 4.1 presents a summary of the main physical characteristics of the tailings, used for making the backfill material. The saturated hydraulic conductivity (k_{sat}) of the tailings was measured by Essayad & Aubertin, (2021) using variable-head permeability tests with a flexible-wall permeameter in accordance with ASTM D5084-16A. Their measurements resulted in an average k_{sat} of 3.0×10^{-7} m/s and 3.44×10^{-7} m/s for a void ratio of 0.66, and 0.70, respectively. An average of 3.2×10^{-7} m/s can be used as the saturated hydraulic conductivity of the tailings. This parameter was added in Table 4.1

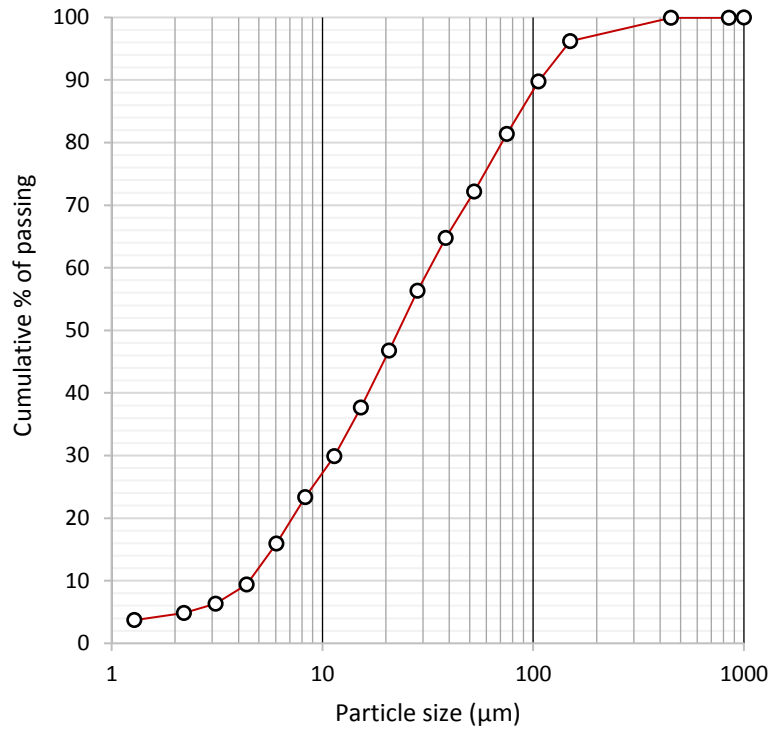


Figure 4.1 : Tailing's particle size distribution

Table 4.1 : Physical characteristics of the tailing's material

Physical and hydraulic parameters	**Tailings**
Specific gravity	2.72
Grain size distribution	
Content of particles < 20 µm (%)	45.58
Content of particles < 75 µm (%)	81.39
D_{10} (effective particle size, µm)	4.52
D_{30} (µm)	11.48
D_{50} (median particle size, µm)	23.27
D_{60} (µm)	32.70
D_{90} (µm)	107.43
Coefficient of uniformity, C_u	7.23
Coefficient of curvature, C_c	0.89
Uniformity of graduation, U	3.21
Maximum void ratio, e_{max}	0.72
Minimum void ratio, e_{min}	0.37
Optimum water content, w_{opt} (%)	13.3
Maximum dry unit weight, γ_d (kN/m³)	17.35
Saturated hydraulic conductivity k_{sat} (m/s)	3.2×10^{-7}

A general use (GU) Portland cement with a specific gravity of 3.15 was employed as the binder of CPB. The cement content, defined as the ratio between the mass of dry cement and the total mass of dry cement, dry tailings, and fibers, was fixed at 5% in this study. Distilled water was used to avoid any chemically reactive elements.

A Polypropylene synthetic fiber widely used in the construction industry was adopted as the reinforcement material for CPB. The fiber has a rectangular cross section measuring 1.12 mm in width and 0.36 mm in thickness. Its length is 41.73 mm. It possesses a specific gravity of 0.91 and a tensile strength of 600 MPa (Festugato et al., 2013; Chen et al., 2018, Hou et al., 2023).

The fiber content was fixed at 0.5% in this study. Figures 4.2 illustrates the geometry of the Polypropylene monofilament fiber used in this study to make fiber reinforced CPB.

Figure 4.2 : Polypropylene fiber used in this study to make fiber reinforced CPB

Four mixtures were tested to understand the early-age sedimentation and hydraulic behavior of CPB with or without fibers:

- Uncemented paste backfill (UCPB): Tailings + water
- CPB: Tailings + water + cement
- Fiber reinforced UCPB (FR-UCPB): Tailings + water + fiber
- Fiber reinforced CPB (FR-CPB): Tailings + water + fiber + cement

The mixtures were prepared with a target solids content of 65% and when applicable a cement content of 5% and a fiber content of 0.5%. The selected solid content aimed to promote uniform flow and deposition in the columns, considering that fiber addition increases the yield strength and reduces the flowability of the backfill (Hou et al., 2023; 2024). In field conditions, similar mixtures require additional water during mixing or transport to maintain pumpability and ensure effective delivery to stopes. The tested tailings were dried using an oven at a temperature of 110 ± 5° C for

a minimum of 24 hours, according to ASTM D2216-19. The mass of each dry ingredient and the mass of water for each mixture were obtained using a balance with an accuracy of ±0.1 g.

The dry ingredients were first placed in an industrial mixer and blended at low rotation speeds (< 100 RPM) for two minutes. Water was then gradually poured into the dry mixture while the mixer continued its blending operation for 5 minutes. After the mixture was poured into a container and blended manually for 2 to 3 minutes to maintain a full mixture between the components and ensure a homogenous and uniform distribution during the transfer of the mixture in the columns, as shown in Fig. 4.3.

Figure 4.3 : A mixture with a solids content of at 65%, cement content of 5%, and fibers content of 0.5%

4.2.2 Experimental Set-up

Transparent plexiglass cylindrical columns (100 cm in height and 5.2 cm in internal diameter), used by Dalcé et al. (2019) to study the segregation of hydraulic backfill, were re-employed in this study to evaluate the sedimentation of fiber reinforced CPB. Graduation was added on the columns with measuring tapes. Each column was mounted on a rectangular plate equipped with a valve for drainage control. A deposition controlling system consisting of a funnel mounted on a jib was employed to maintain a uniform filling rate. The overall experimental configuration is presented in Figure 4.4.

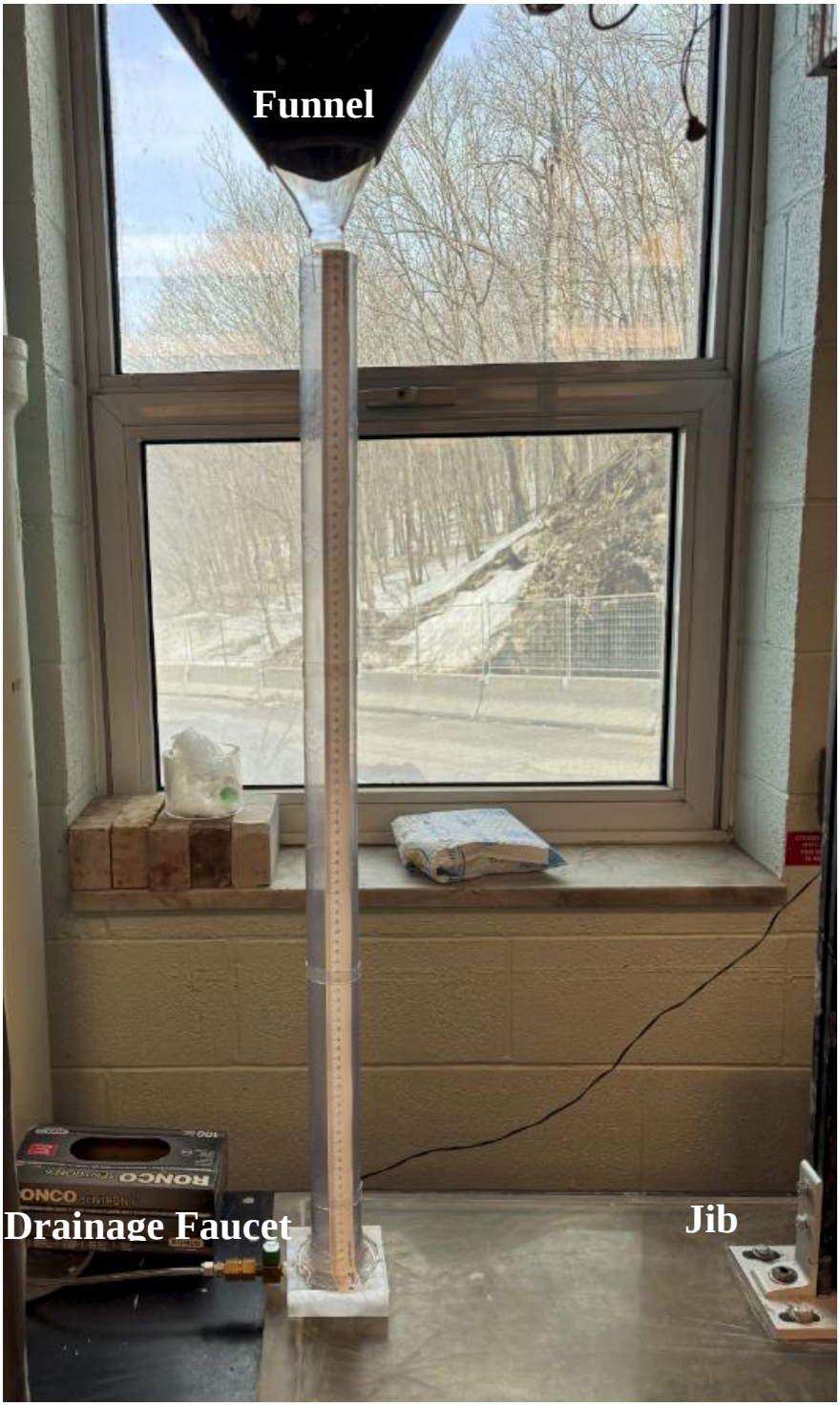


Figure 4.4 : Experimental apparatus example used to simulate in-stope CPB deposition

4.2.3 Testing Procedure

Figure 4.5a presents a schematic representation of the filling column (water + tailings + fiber) immediately after deposition at time T_0, while Figure 4.5b provides a photographic view of a typical filled column. The filling duration for each test ranged from 10 to 20 minutes, corresponding to a controlled filling rate of 5-10 cm/min. These rates are higher than those adopted by Belem et al. (2016) and Shahsavari et al. (2023); however, their findings indicate that variations in filling rate have a negligible effect on the evolution of the geotechnical properties of CPB in underground stopes. Filling was stopped once the paste backfill height (H_0) reached approximately 85 cm. During deposition and subsequent sedimentation and self-weight consolidation, the bottom valve was kept closed to prevent any base drainage. As highlighted by Yang and Li (2016), sedimentation and consolidation processes in low-permeability confinement conditions, such as those created by barricades, generate an upward drainage mechanism in backfilled stopes.

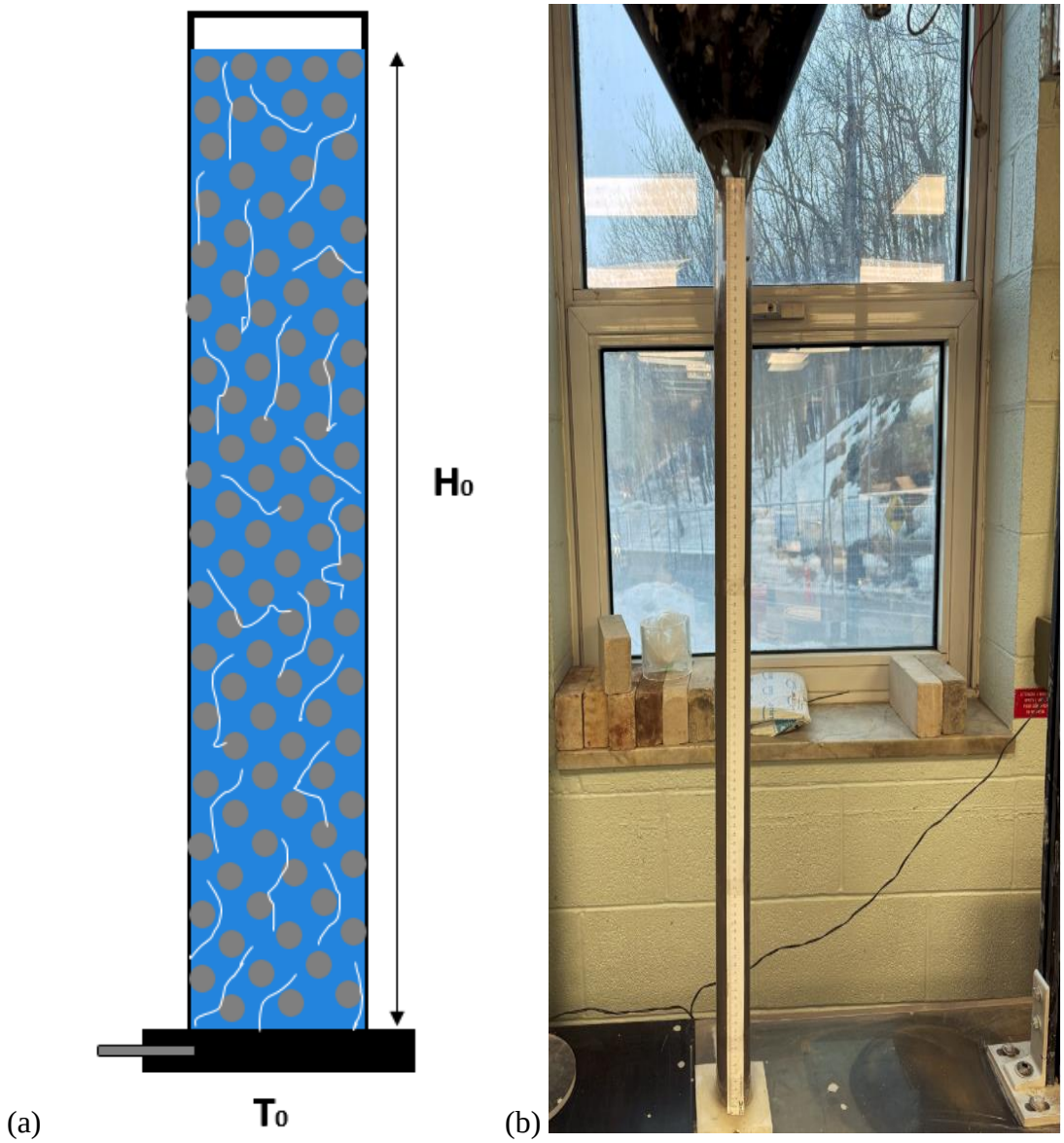
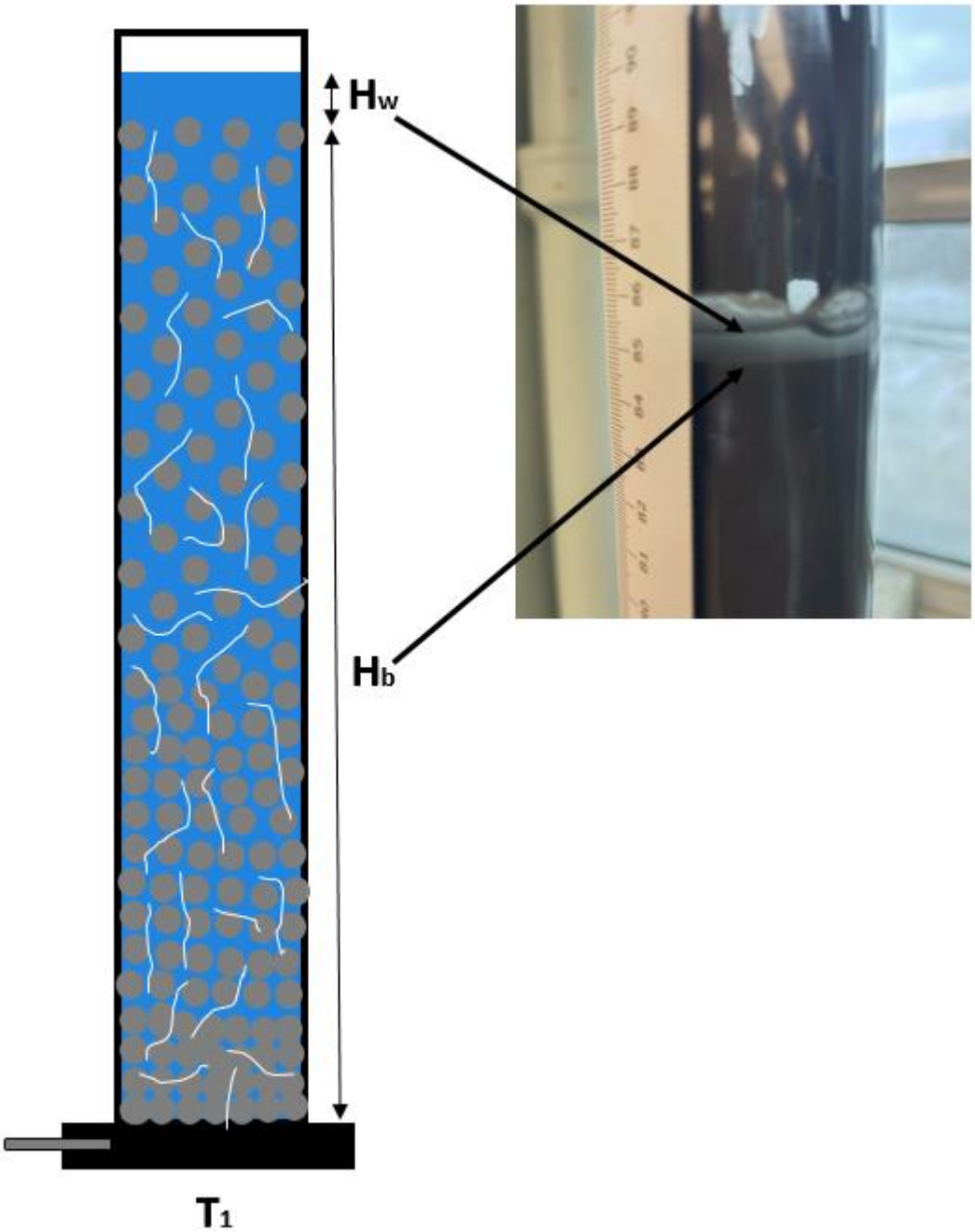
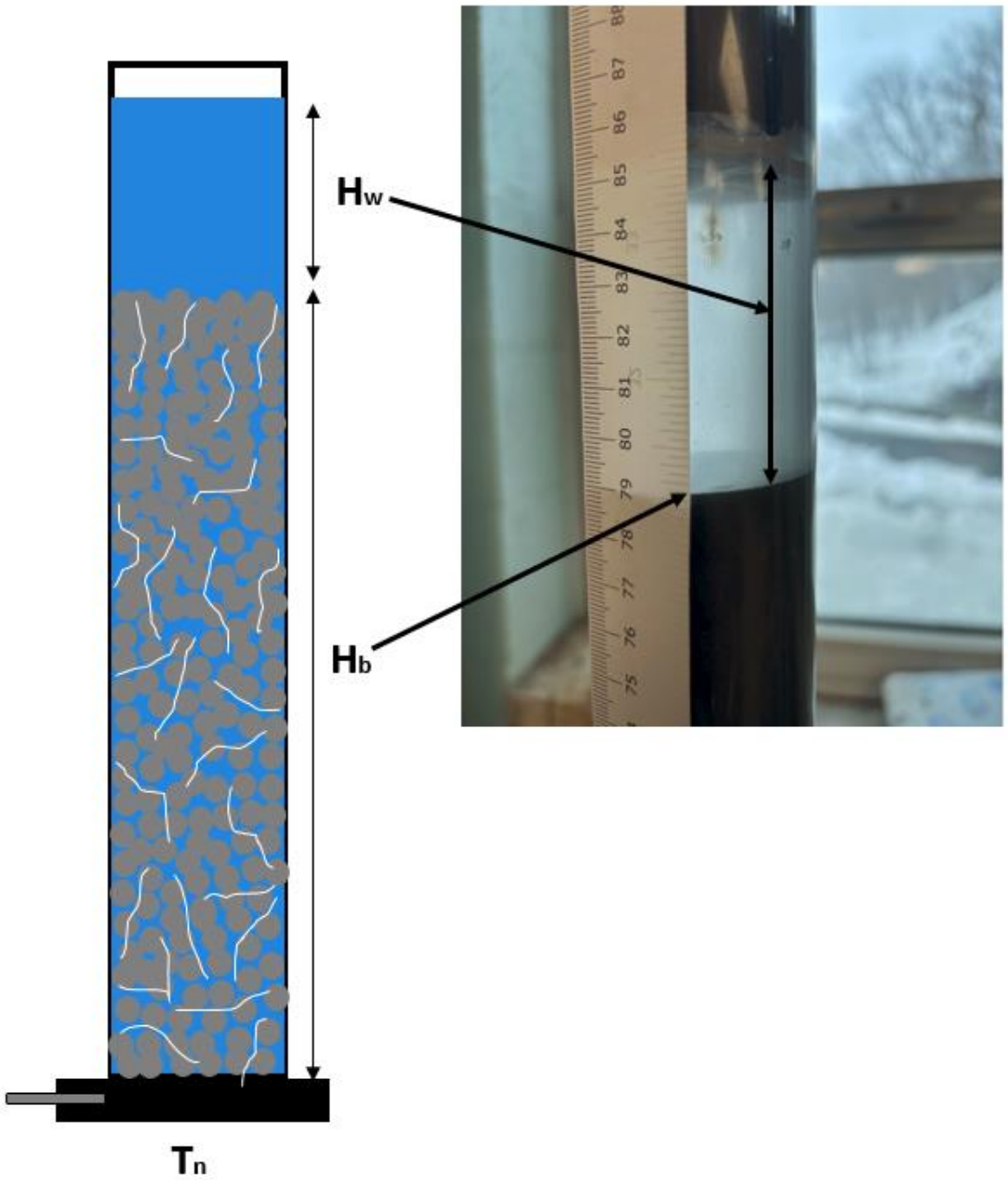


Figure 4.5 : Filling of a column with a paste backfill

Following placement into the column, each backfill mixture underwent progressive settlement due to particle rearrangement and pore-water expulsion. The mixture's settlement *(H_b)* and the thickness of the expelled supernatant water on the top of the settled backfill *(H_w)* were continuously monitored over time using a chronometer, as shown in Figure 4.6a for time T_1, and Figure 4.6b for time T_n. The resulting data were processed to characterize the variations in settlement, density, void ratio, and drainage rate.



(a)



(b)

Figure 4.6: Evolution of settlement and water pond on top of the paste backfill from time T_1 (a) to time T_n (b)

Once the system became stable, indicated by negligible settlement and absence of additional upward drainage, the valve located at the base of the column was opened to initiate controlled downward drainage of the remaining supernatant water, as shown in Figure 4.7. The mass of water discharged as a function of elapsed time was measured with a balance having a precision of 0.01 g. The variations in both water level above the mixture *(H_w)* and the additional settlement *(H_b)*

induced by the downward flow were continuously recorded. These measurements allowed differentiation between upward drainage (free-surface flow) and downward drainage. The results enable to quantify the hydraulic response of the backfill. This method was restricted to uncemented columns, since cement hydration caused the supernatant to evaporate in cemented backfill after only 18h.

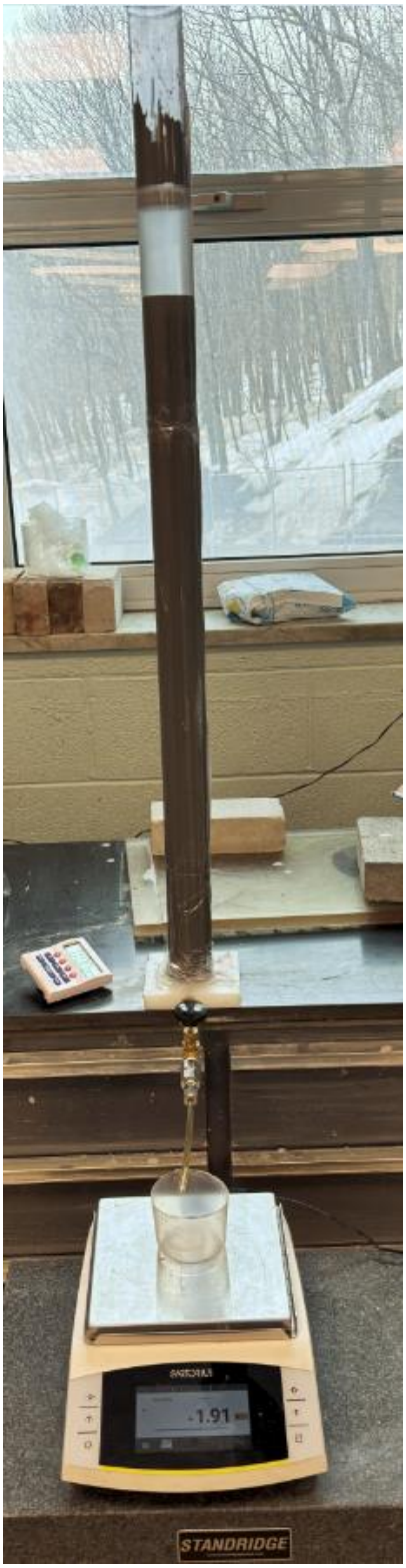


Figure 4.7 : Water collect of downward drainage

4.3 Results and Discussion

4.3.1 Settlement

Figure 4.8 presents the settlement evolution of the four mixtures following deposition in the column with an enlarged view for the cemented mixtures.

Immediately after placement, the mixtures are in a suspension state and the particles are not yet in contact one to another. The initial void ratio is at its maximum, and the effective stress is equal to zero. Under the action of self-weight, particles settle downward, the particles approach, and voids gradually decrease. The phase of sedimentation begins. Sedimentation is considered complete once the particles start in contact one to another and a continuous soil skeleton forms (Qin et al., 2021).

This trend is observed in both uncemented mixtures (UCPB and FR-UCPB) and cemented mixtures (CPB and FR-CPB). However, the sedimentation of uncemented mixtures is much more significant than the cemented mixtures. The sedimentation phase of the uncemented mixtures appears completed within 5–6 hours after deposition. Their settlements due to sedimentation represents approximately 88% and 81% of the total settlements for UCPB and FR-UCPB, respectively. These results are consistent with those reported by Qin et al. (2021), who showed that sedimentation settlement can account for the majority of early settlements for tailings slurry deposited in conditions similar to stope backfilling. Additionally, the inclusion of polypropylene fibers reduces the sedimentation settlement likely due to the decrease in flowability and mobility of particles induced by fiber entanglement and hydrodynamic interference within the slurry.

When cement is added in the paste backfill, the sedimentation-induced settlement is significantly reduced, compared to the UCPB. Despite the small magnitude, this phase represents almost 100% of the total settlement observed during the early suspension period. The reduction in settlement in cemented mixtures results from early hydration, which rapidly introduces bonding and rigidity to the forming particle skeleton. Fiber inclusion continues to reduce settlement slightly, consistent with the uncemented behavior, sedimentation settlement is significantly reduced. The addition of fibers diminishes more the sedimentation settlement.

A summary of the heights and time at stabilization of the uncemented mixtures (UCPB and FR-UCPB) and cemented mixtures (CPB and FR-CPB) is presented in Table 4.2.

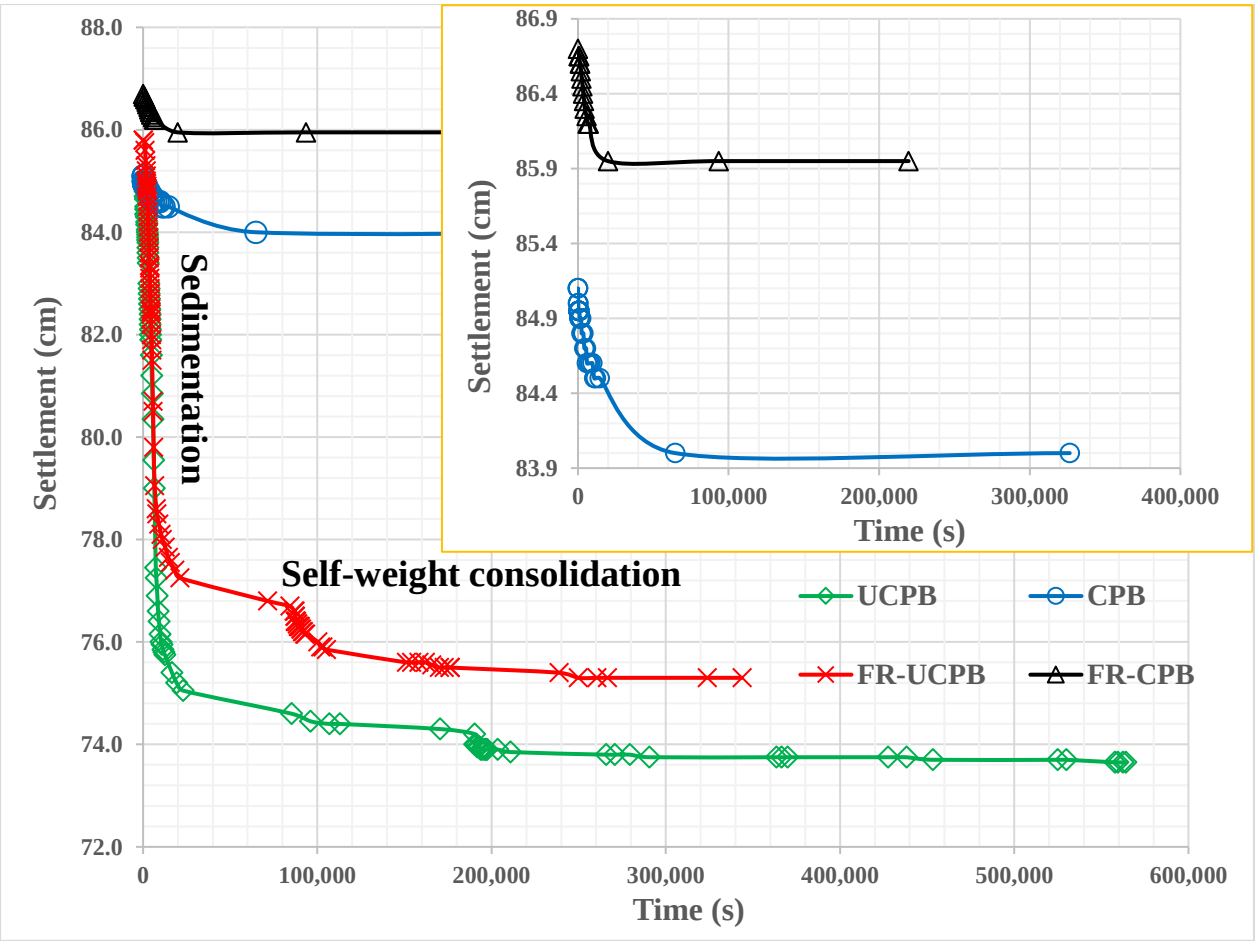


Figure 4.8 : Settlement evolution of the four mixtures upon deposition with an enlarged view for the cemented mixtures.

Table 4.2 : Heights and time at stabilization of the uncemented mixtures (UCPB and fiber reinforced UCPB) and cemented mixtures (CPB and fiber reinforced CPB)

Material	Initial height (cm)	Height at stabilization (cm)	Time at stabilization
UCPB	85.0	73.7	564,160 s (~6.5 days)
CPB	85.1	84.0	326,520 s (~18 h)
FR-UCPB	85.8	75.3	343,800 s (~4 days)
FR-CPB	86.7	86.0	219,540 s (~6 h)

According to Qin et al. (2021), once the void ratio reaches its critical state after sedimentation, any further dissipation of excess pore water pressure leads to an increase in effective stress and self-weight consolidation. This phase is clearly observed in uncemented mixtures (Figure 4.8), although representing less than 15% of the total early-age settlement. However, no consolidation-induced settlement is detectable in the cemented mixtures during this early period. Cement hydration

rapidly forms a stiff interconnected structure that prevents volume reduction, even while pore pressures continue to dissipate internally. This demonstrates that cementation dominates the hydro-mechanical response from the very beginning of curing, overriding consolidation-driven settlement mechanisms (Shahsavari et al., 2023).

4.3.2 Density and void ratio

Figure 4.9 presents the evolution of void ratio (Fig. 4.9a) and density (Fig. 4.9b) of the mixtures after deposition in the columns. These parameters were estimated based on the final backfill height following the combined effects of sedimentation, self-weight consolidation, and self-desiccation. The following equations were used:

$$\rho_{sat} = \frac{M_t}{V_t} = \frac{M_s + M_w}{V_t} \tag{4.1}$$

$$e = \frac{\rho_s - \rho_{sat}}{\rho_{sat} - \rho_w} \tag{4.2}$$

where M_t and V_t are the total mass and volume of the sedimented backfill, respectively; M_s is the total mass of solids, including the dry masses of tailings, cement and fibers used to prepare each mixture; M_w is the mass of water retained in the sedimentated backfill. M_w and V_t are calculated by the following equations:

$$M_w = M_{W0} - H_w * \frac{\pi d^2}{4} * \rho_w \tag{4.3}$$

$$V_T = H_b * \frac{\pi d^2}{4} \tag{4.4}$$

$$H_w = H_0 - H_b \tag{4.5}$$

where M_{wo} represents the initial mass of water equivalent to 65% solid percent, H_w designates the height of water pond on top of the sedimented backfill.

The intrinsic specific gravity of the tailings, *GS* was obtained from laboratory measurements based on ASTM standard (ASTM D854-23), while the density of solid grains of the dry mixture ρ_s was computed using the average based on the mass fractions of each solid constituent:

$$\rho_s = X_t\rho_{st} + X_c\rho_{sc} + X_F\rho_{sF} \tag{4.6}$$

with ρ_{st}, ρ_{sc}, and ρ_{sF} representing the densities of the grain solid of tailings, cement, and fibers respectively, while X_t, X_c, and X_F representing the content of tailings, cement, and fibres, respectively.

Cemented mixtures exhibit only slight variations in density and void ratio over time, indicating limited particle rearrangement. For example, the void ratio of CPB decreases marginally from 1.44 to 1.41, corresponding to an increase in density from 1697.4 to 1706.6 kg/m³, while FR-CPB shows a reduction in void ratio from 1.55 to 1.53 and an increase in density from 1665.6 to 1671.4 kg/m³. In contrast, the uncemented mixtures show substantial variations due to significant particle settlement. For UCPB, the void ratio reduces from 1.59 to 0.93 and the density increases from 1656.1 to 1880.8 kg/m³. For FR-UCPB, the void ratio decreases from 1.62 to 1.01 and the density increases from 1648.1 to 1843.8 kg/m³. The larger changes in void ratio and density indicate greater particle rearrangement and settlement under the self-weight of particles.

Whatever CPB or UCPB, the addition of fibers leads to an increase in porosity and a reduction in bulk density. This porosity increase reaches approximately 3% for uncemented mixes and up to 11% for cemented mixes. As a result, the backfill exhibits reduced compressibility and a more stable structure throughout the early consolidation process.

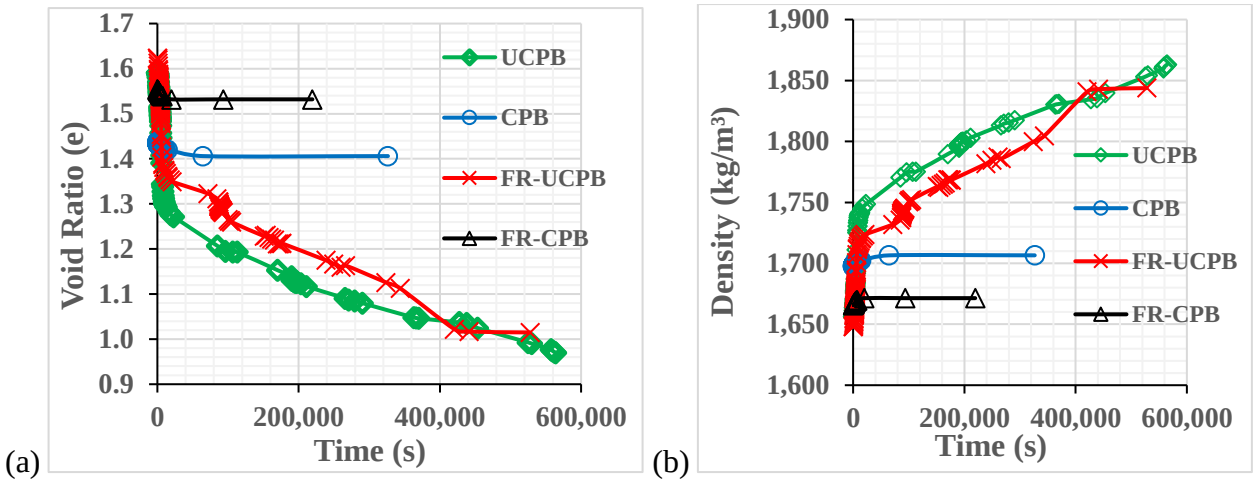


Figure 4.9 : Evolutions of (a) void ratio and (b) density of the four mixtures at early age upon deposition

4.3.3 Drainage

As shown in Figure 4.8, sedimentation and consolidation represent the dominant mechanisms governing early-age volume changes in uncemented backfill deposited in stopes. These processes are accompanied by significant water expulsion from the mixture as the particles settle and the pore structure contracts. The magnitude and rate of water removal from the pores vary between mixtures, particularly when cement is introduced due to the rapid development of inter-particle bonding. Figure 4.10 shows the drainage behavior of uncemented mixtures (Fig. 4.10a) and cemented mixtures (Fig. 4.10b). With the uncemented mixtures, the flow rate during the sedimentation phase increases rapidly to a peak value as the particles start settling, generating excess pore water pressures accompanied with drainage. At this stage, the behavior of both mixtures with or without fibers remains similar because drainage is predominantly governed by gravity-induced particle rearrangement. However, once consolidation begins, a slight divergence appears between them: The FR-UCPB exhibits a lower drainage rate than the UCPB. When the valve at the base of the column is opened, both uncemented mixtures exhibit an initial rapid drainage flow induced by the suction generated near the outlet. This accelerated phase is followed by a nearly constant flow rate once hydraulic equilibrium is reached within the column.

The drainage percentage *(DP)* is calculated as the ratio of the total drained water mass to the initial water mass placed in the mixture, M_{wo}:

$$DP = \frac{(H_0 - H_b) * \pi \frac{d^2}{4} * \rho_w}{M_{w0}} \tag{4.7}$$

Using this formula, the two uncemented mixtures yield a *DP* value around 26% (25.5% for UCPB and 25.6% for FR-UCPB). This percentage indicates that 26% of the water contained in the initial mixtures was evacuated from the columns during the drainage phase, before the settling and self-weight consolidation processes had reached equilibrium.

For the cemented mixtures, the *DP* is approximately 2% (2.3% for CPB and 1.6% for FR-CPB). These values are consistent with those reported by Abdul-Hussain & Fall, (2012), who obtained a *DP* of about 2.8% in similar drainage column tests conducted on CPB. In Figure 4.10(b), one first notes that the CPB exhibits a peak value slightly smaller than the uncemented mixtures. Moreover, fiber addition results in a much slower drainage. These results indicate that the fibers have effects to prevent water from draining. As the addition of fibers resulted in less reduction in void ratio, the mechanism for the drainage rate reduction with fiber addition remains unclear. More work is necessary to well understand this aspect.

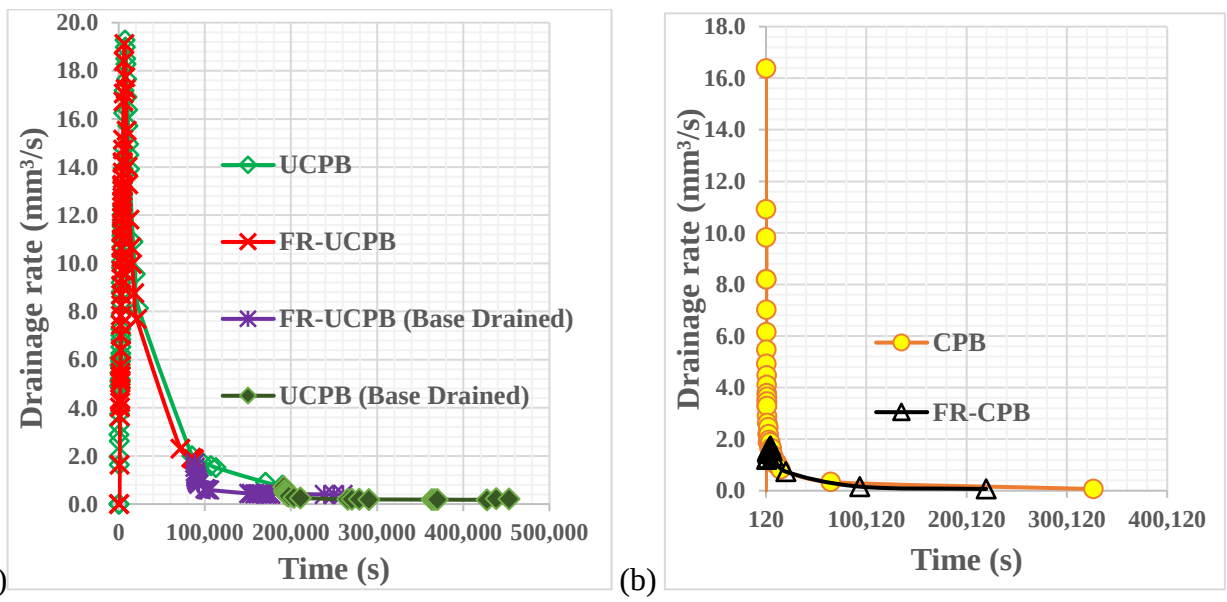


Figure 4.10 : Drainage rate of the (a) uncemented mixtures and (b) cemented mixtures

The hydraulic conductivity of the mixtures was estimated using a constant-head approach applied to the drainage phase of the column tests. Based on the measured outflow volume *Q*, drainage duration *t*, the effective backfill height *L*, column cross-sectional area *A*, and the hydraulic head *h*,

the coefficient of permeability was calculated using the classical constant head relationship (ASTM D2434M)

$$k = \frac{QL}{Aht} \tag{4.8}$$

Since in the column tests, the effective drainage height L is approximately equal to the hydraulic head for both upward and downward drainage, $L \approx h$, the corresponding equation is simplified to

$$k = \frac{q}{A} \tag{4.9}$$

Where q is the drainage rate (mm^3/s)

Figure 4.11 illustrates the evolution of hydraulic conductivity for the uncemented (Fig. 4.11a) and cemented (Fig. 4.11b) mixtures, estimated from the drainage rate. The curves obtained exhibit a similar trend to those reported by Shahsavari et al. (2022), who evaluated the permeability of CPB within stopes during initial curing. As also demonstrated in their study, traditional permeability measurements performed only after sample curing tend to underestimate the short-term hydraulic conductivity of backfill, as they do not capture the transient porosity state during sedimentation and self-consolidation. In this study, hydraulic conductivity values for uncemented mixtures reach as high as 9.8×10^{-4} cm/s during initial sedimentation, before decreasing rapidly to the order of 10^{-5} cm/s after only a few hours in the stope.

For cemented mixtures, the hydraulic conductivity similarly decreases during early hydration. Measured values drop from 8.34×10^{-4} cm/s to 8.33×10^{-5} cm/s within the first hour, primarily due to the formation of hydration products progressively constricting the pore network. The incorporation of fibers accentuates this reduction. An initial hydraulic conductivity of 6.17×10^{-5} cm/s is observed for the cemented mixture with fibers, which decreases further to approximately 8.02×10^{-6} cm/s after several hours of curing. Contrary to the hypothesis advanced by Chalikam and Cui (2020), the addition of fibers in the cemented backfill does not increase permeability; instead, by raising the yield stress and reducing particle mobility during sedimentation, fibers promote a lower hydraulic conductivity at early age.

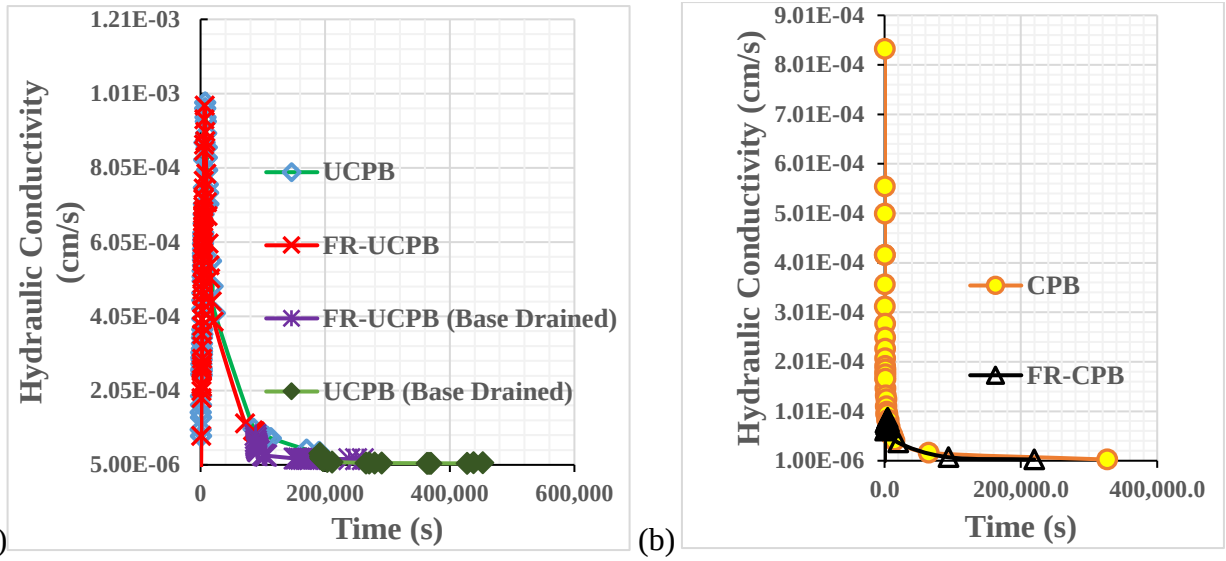


Figure 4.11 : Evolution of the hydraulic conductivity of (a) uncemented mixtures and (b) cemented mixtures

4.3.4 Relationship between hydraulic conductivity and void ratio

This trend appears to be reversed during the downward drainage phase of the uncemented mixtures. Owing to its higher residual porosity, FR-UCPB exhibits a greater hydraulic conductivity than UCPB, with values of 2.1×10^{-5} cm/s and 1.45×10^{-5} cm/s, respectively (Figure 4.12b). This observation is consistent with permeability-porosity theory and agrees with the findings of Chakilam and Cui (2020), who reported that for a granular material at constant volume, under conditions similar to those defined by the ASTM standard (ASTM D5084-16A), hydraulic conductivity is positively correlated with porosity. Thus, when the material is fully sedimented and consolidated, and no cement hydration or self-desiccation is occurring, the inclusion of fibers increases pore connectivity and, consequently, permeability.

However, this relationship does not hold for cemented mixtures or reinforced cemented backfill materials. As illustrated in Figure 4.12(a), which presents the variation of hydraulic conductivity as a function of void ratio during the sedimentation and self-weight consolidation processes, the addition of fibers significantly reduces permeability despite increasing porosity. This inversion is attributed to the rapid development of hydration products and the mechanical interlocking effect of the fibers, both of which restrict pore connectivity and impede fluid flow. In cemented systems,

the rheological enhancement induced by fibers limits particle rearrangement during sedimentation, promoting a less connected pore network that governs flow behavior even at higher void ratios.

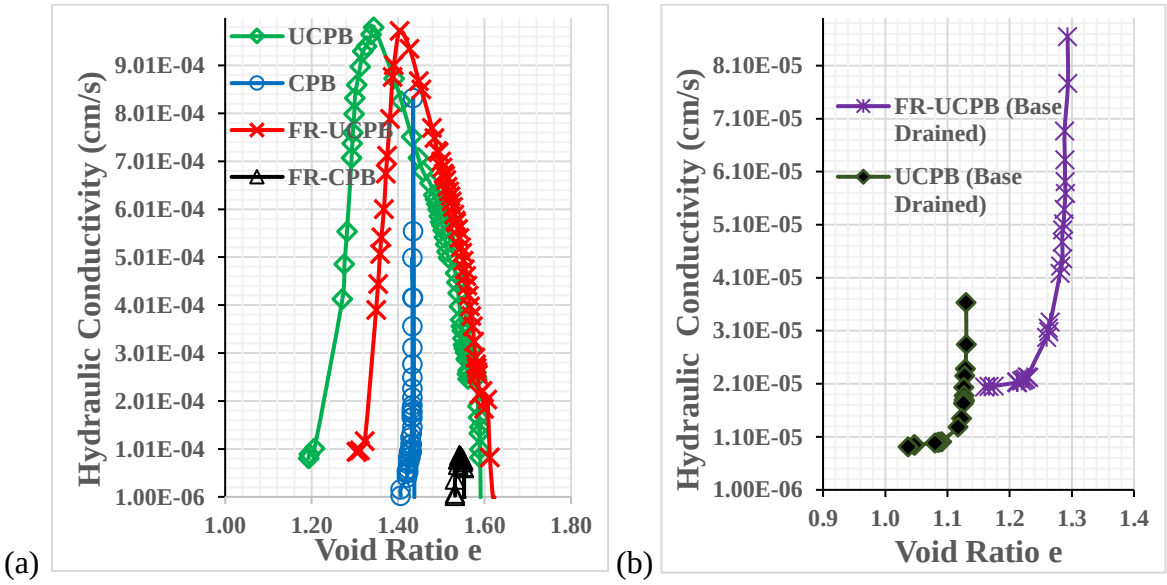


Figure 4.12 : Variation in hydraulic conductivity as a function of void ratio for (a) uncemented mixtures and cemented mixtures during sedimentation and self-weight consolidation processes and (b) for uncemented mixtures during the downward drainage phase

4.4 Conclusion

This study investigated the early-age hydraulic behavior of cemented and uncemented paste backfill with and without polypropylene fibers. The results demonstrate that sedimentation and self-weight consolidation govern the short-term volumetric evolution of uncemented backfill, leading to rapid water expulsion, significant density increases, and a substantial reduction in void ratio. In contrast, the presence of cement greatly limits particle mobility, resulting in minimal changes in density and porosity throughout early curing.

Drainage rate monitoring results revealed that conventional permeability tests performed only after curing can significantly underestimate the actual hydraulic conductivity of backfill during its critical early placement stages. The hydraulic conductivity of the uncemented mixtures reached some values as high as 10^{-4} cm/s during sedimentation before rapidly decreasing by one order of magnitude within only a few hours. Cemented mixtures displayed an extremely rapid decline in hydraulic conductivity due to the onset of hydration and pore structure refinement.

Fiber integration showed contrasting effects depending on the presence of cement. In uncemented mixtures, fibers increased residual porosity and consequently produced higher long-term permeability consistent with classical porosity-permeability relationships. Conversely, in cemented backfill, fibers drastically reduced hydraulic conductivity despite higher void ratios. This behavior is attributed to the combined effect of increased rheological resistance during placement and the formation of a refined and less connected pore network due to synergistic fiber–cement interactions.

Overall, these findings highlight the need to account for the transient hydraulic behavior of backfill during and immediately after placement when designing FR-CPB systems for underground stopes. The incorporation of fibers was shown to reduce drainage and, in mixtures requiring higher water contents to ensure workability, can potentially decrease the hydraulic load applied to barricades by lowering the early-age hydraulic conductivity of the FR-CPB.

This study also contributes to the ongoing debate regarding the contribution of in-stope consolidation to strength development in backfill materials. Although conventional theory suggests that on-stope consolidation promotes mechanical strength gain, the present results demonstrate that the inclusion of fibers combined with the progression of cement hydration fundamentally modifies this behavior. Fiber reinforcement increases the porosity of the mixture and limits its capacity for further consolidation within the stope; yet, paradoxically, it enhances the overall mechanical strength of the material. This indicates that, in reinforced cemented paste backfill systems, strength development is governed less by consolidation processes and more by the reinforcing action of cement hydration and the matrix-fiber interactions that form during early curing.

Acknowledgment

The authors would like to acknowledge the financial support from the Natural Sciences and Engineering Research Council of Canada (RGPIN-2018-06902, RGPIN-2024-06859), and the industrial partners of the Research Institute on Mines and Environment (RIME UQAT-Polytechnique; http://rime-irme.ca/).

CHAPITRE 5 ARTICLE 3 : IMPROVING THE COMPRESSIVE AND TENSILE STRENGTHS OF CEMENTED PASTE BACKFILL THROUGH MODIFIED FIBER

Jean Béket Dalcé*, Li Li

*Corresponding author email: jean-beket.dalce@polymtl.ca

Article soumis le 16 novembre 2025 à la revue *Construction and Building Materials*

Contributions : **Jean Béket Dalcé** : Conceptualisation de la recherche, Méthodologie, Réalisation des essais, Collecte et analyse des données, Interprétation, Rédaction de l'article, Correction finale de l'article; **Li Li** : Conceptualisation de la recherche, Méthodologie, Financements, Supervision, Révision de l'article

Abstract: A large number of publications were published on the improvement of the mechanical strength of cemented paste backfill (CPB) through the addition of regular fibers. Most published works were conduced with high cement content and long curing time. Our recent results on CPB with a low cement content of 5% at a curing time of 7 days revealed that the addition of regular fiber reduce the uniaxial compressive strength (UCS) of CPB. It s unclear if the same trend holds with longer curing time. In addition, few studies were devoted to evaluating the effects of fiber addition on the tensile strength. The influence of modified fibers on the mechanical strength of CPB is none-existent. In this study, a fiber is modified with one knot at each end. The improvement of compressive and tensile strength for CPB through the addition of modified fibers was evaluated. The test results indicate that addition of regular fibers does not improve the UCS at a curing time of 7 days, while adding the modified fibers can slightly increase the UCS of CPB. At a curing time of 14 days, both the regular and modified fibers can slightly improve the UCS of CPB. The test results also show that an addition of 0.5% of regular fibers does not improve the tensile strength of CPB, while adding 0.5% of modified fibers increases significantly the tensile strength of CPB. At a fiber content of 1%, addition of both the regular and modified fibers exhibits significant increase in the tensile strength. Addition of modified fibers yields more remarkable improvement in the tensile strength, showing an increase of 96% compared to unreinforced CPB. More interestingly, the addition of modified fibers render the CPB more ductile with a second and higher peak tensile strength. This feature may render the modified fiber reinforced CPB very useful for rockburst control.

Keywords: Cemented paste backfill; modified fibers; compressive strength; tensile strength; double-peak strength; ductility

5.1 Introduction

Mining backfill has become an integral component of most underground mining operations worldwide, as it contributes to increased ore recovery, reduced dilution, and mitigation of the environmental impacts associated with surface disposal of mine waste (Dickout, 1973; Thomas et al., 1979; Mitchell & Wong, 1982; Olivier & Landriault, 1989; Krauland, 1989; Nicholson et al., 1989; Hassani & Archibald, 1998; Aubertin et al., 2002; Potvin et al., 2005; Aubertin et al., 2005; Li & Aubertin, 2009a, 2009b, 2009c; Dobchuk et al., 2013). Among the various backfilling techniques, cemented paste backfill (CPB) is increasingly favored due to its ability to use full-size tailings, its low segregation potential, ease of transport, and capacity to develop adequate strength in stopes (Hassani & Archibald, 1998; Benzaazoua et al., 2003; Cooke & Paterson, 2007; Belem & Benzaazoua, 2008; Fall et al., 2009; Qi & Fourie, 2019). Originally introduced by Robinsky (1975) for surface tailings disposal, CPB typically consists of dewatered tailings, cement, and water, with solids contents generally ranging from 70% to 85% by mass (Hassani & Archibald, 1998; Potvin et al., 2005; Ouellet et al., 2007; Emad et al., 2015; Deb et al., 2017; Zhao et al., 2019; Zheng et al., 2019; Liu et al., 2025).

When CPB is used as a man-made pillar, it must develop a minimum compressive strength to sustain lateral stresses, as well as sufficient tensile strength to resist tensile stresses at the base of the stope (Mitchell et al., 1982; Mitchell, 1991; Li & Aubertin, 2012, 2014; Li, 2014a, 2014b; Yang et al., 2017; Sobhi & Li, 2017; Pagé et al., 2019; Li et al., 2020; Wang et al., 2021; Keita et al., 2021; 2022; Wang & Li, 2022; Fan et al., 2025). These strength requirements can be met by increasing cement content. However, reliance solely on cement addition has been recognized as unsustainable from economic perspectives (Klein & Simon, 2006; Fall et al., 2010; Hefni & Hassani, 2020). Consequently, numerous studies have examined the use of fibers to enhance the mechanical behavior of CPB (Mitchell & Stone, 1987; Zou & Sahito, 2004; Festugato et al., 2013, Toufigh et al., 2014; Yi et al., 2015; Ma et al., 2016; Yi et al., 2018; Xu et al., 2019; Xue et al., 2019, 2020; Chen et al., 2020; Cao et al., 2021; Libos & Cui, 2021; Libos et al., 2021; Huang et al., 2021; Xu et al., 2022; Xue & Yilmaz, 2022; Xue et al., 2023; Liu et al., 2025).

The enhanced mechanical performance of fiber-reinforced cemented paste backfill (FR-CPB) is generally attributed to the tensile strength and load-transfer capacity of the fibers. Once the peak strength of the cemented matrix is reached, the embedded fibers begin to carry load, contributing

to improved compressive strength and ductility through frictional resistance, crack bridging, and stress redistribution within the composite (Yi et al., 2015). Other studies have emphasized the increase in toughness imparted by fibers, which can reduce porosity, improve particle packing, and increase the overall density of the backfill matrix (Cao et al., 2021). Most existing works, however, have focused primarily on the influence of fiber type, length, and dosage, as well as binder composition, on the mechanical properties of CPB. In contrast, relatively few publications have examined in detail the physical mechanisms or fiber-matrix interfacial interactions that govern mechanical property enhancement in FR-CPB (Xue et al., 2019, 2023).

From a mechanic standpoint, Zornberg (2002) treated fibers as discrete reinforcing elements and postulated that their tensile strength is mobilized only after the unreinforced backfill has reached its residual strength *(S)* and when fibers are favorably oriented with respect to the applied load *(α)* to engage their tensile strength *(t)*. The equivalent strength of the fiber-reinforced backfill, S_{eq}, was expressed as:

$$S_{eq} = S + \alpha t = c + \sigma_n tan\phi + \alpha t \tag{5.1}$$

here *(c)* and *(ϕ)* are the Mohr-Coulomb cohesion and friction angle of the unreinforced backfill.

Later, Li & Zornberg (2013) identified two failure modes in fiber-reinforced backfill: fiber pullout and fiber breakage. Fiber breakage occurs when the intrinsic tensile strength of the fiber is fully mobilized. As most commonly used fibers possess high tensile strength, fiber breakage is generally observed only in backfills with relatively high cement contents (Chen et al., 2018, 2019, Cao et al., 2019; Xue et al., 2019; Chen et al., 2020; Zhao et al., 2023; Hou et al., 2023). For CPB with cement contents typically ranging from 3% to 7% (Carlier & Veenstra, 2021; Pan & Grabinsky, 2023), fiber pullout is therefore the dominant failure mechanism due to the relatively weak interfacial adhesion between fibers and the cementitious matrix.

This was further illustrated by the study of Dalcé & Li (2025), who showed that the incorporation of regular straight polypropylene (PP) fibers in CPB with 5% cement content may reduce strength at 7 days of curing. This behavior was attributed to incomplete early-age hydration, which results in weaker particle bonding and fiber-matrix adhesion, thereby facilitating fiber pullout rather than mobilization of fiber tensile strength. In such conditions, fibers remain discrete inclusions within the cemented matrix. In the absence of adequate interfacial bonding and sufficient cement hydration, fibers may debond or be pulled out prematurely, limiting their ability to bridge cracks

and enhance particle interlock. The degree of interaction between fibers and the cementitious matrix thus plays a decisive role in mobilizing the tensile properties of the fibers during loading (Banthia et al., 2014). It is therefore essential to identify strategies that can increase CPB strength by mitigating fiber pullout, independently of curing time and cement content.

Evidence from concrete research indicates that fiber-matrix interactions predominantly control the mechanical behavior of fiber-reinforced cementitious composites (Maage, 1977; Gray & Johnston, 1987; Chan & Li, 1997). Abbas & Iqbal (2016) classified the main techniques used to improve fiber-matrix interfacial bond in concrete into three categories: (a) macroscopic fiber alteration, (b) microscopic chemical or mechanical treatment of fiber surface properties, and (c) microscopic enhancement of the matrix, for example through the use of microfibers or densification of the interfacial transition zone. Among these, macroscopic fiber alteration has been reported as particularly effective, as it significantly increases interfacial friction and mechanical anchorage by enlarging the effective contact surface between fiber and cement matrix per unit fiber length (Li & Stang, 1997). For instance, Naaman (2003) used twisted fibers to improve mechanical anchorage and bond, while Krenchel & Jensen (1980) proposed fibrillated fibers to increase specific contact area and enhance mechanical interlock with the cement matrix. Such interventions have yielded strength improvements by factors of three or more compared with materials reinforced using regular straight fibers (Li & Stang, 1997). In practice, many macrofibers are now engineered with surface textures or nodes that promote interfacial friction and anchorage.

In the mining context, Huang et al., (2022) were the first, and so far, the only researchers to propose macroscopic fiber alteration as an alternative approach to enhance FR-CPB performance. Using 3D printing, they fabricated types of PP fibers that, when assembled, formed an internal endoskeleton with dimensions equivalent to a Uniaxial Compressive Strength (UCS) specimen (98 mm long and 48 mm in diameter). This endoskeleton was encapsulated in CPB mixtures with cement contents ranging from 10% to 25%. Their results showed a 36.6% increase in UCS compared with unreinforced specimens at the same cement content. Zhang et al. (2023) adopted a similar methodology to investigate the influence of polymer modification on damage evolution, internal defect development, and crack propagation in a polymer-based cementitious backfill. Results obtained from Brazilian splitting tests, computed-tomography imaging, and scanning electron microscopy revealed that the introduced polymer-fiber skeleton substantially increased the density and cohesion of the CPB microstructure. This densification improved both the mechanical

strength and the structural integrity of the reinforced material by limiting crack initiation and restraining crack propagation pathways. However, in these studies, the improvement relative to an equivalent CPB reinforced with regular discrete fibers was not assessed. Moreover, despite its conceptual innovation, the construction and placement of such endoskeletons at full industrial scale in underground stopes appear technically and economically unrealistic. In addition, the cement contents used in these studies remain significantly higher than those typically employed in most Canadian underground mines.

For these reasons, a more practical path to improving FR-CPB performance lies in macroscopic alteration of discrete fibers themselves, with the aim of preventing pullout and promoting tensile mobilization under realistic cement contents and curing times. In this study, a modified PP macrofiber was developed by introducing one knot at each end of a regular PP fiber. As shown in Figure 5.1, these features aim specifically to enhance mechanical anchorage and interfacial bonding with the cementitious matrix and thereby mobilize the high tensile strength of the fiber.

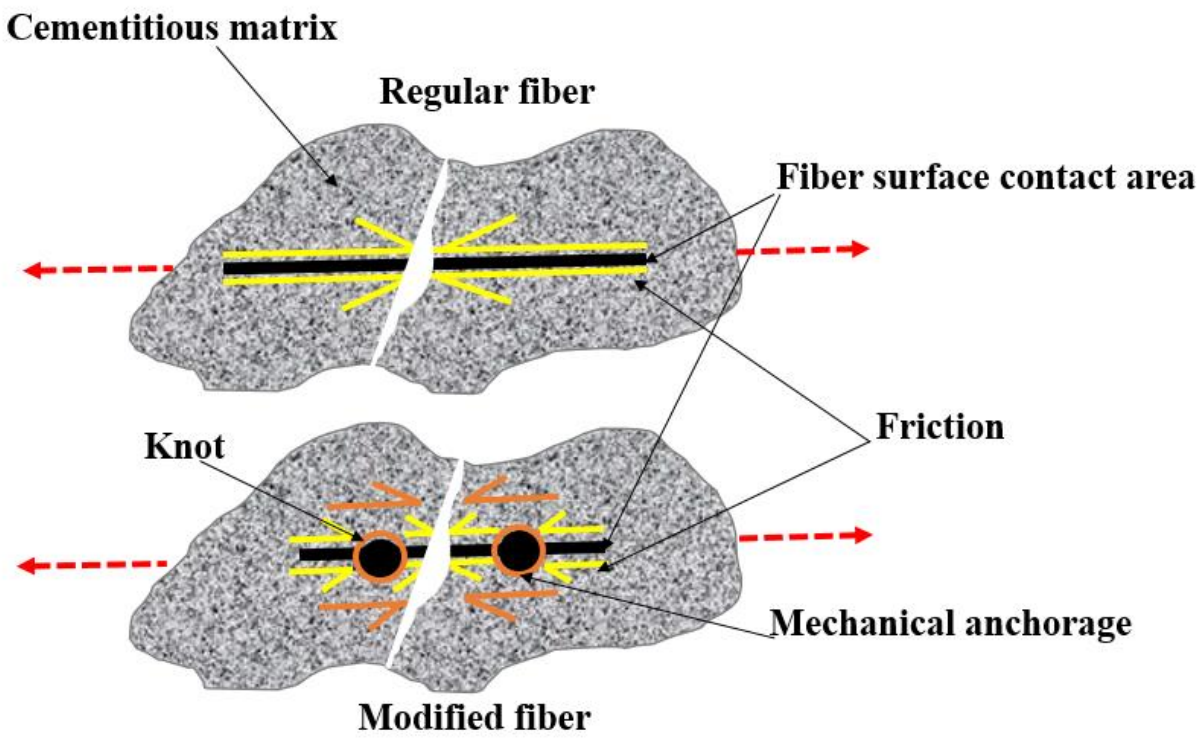


Figure 5.1 : Schematic acting forces and differences between regular and modified fibers

While the influence of fiber geometry on the mechanical properties of cemented materials has been widely documented in the concrete literature (Krenchel & Jensen, 1980; Li & Stang, 1997;

Naaman, 2003), such investigations are almost non-existent in mining backfill. Studies on the influence of fiber knots on the mechanical behavior of cemented backfill are entirely absent from the current literature.

To address this gap, a series of laboratory tests was carried out to evaluate the effect of knotted PP fibers on the uniaxial compressive strength (UCS) and splitting tensile strength (STS) of CPB cured for 7 and 14 days under controlled conditions. The results provide new insights into the role of macroscopic fiber alteration in mitigating pullout, enhancing fiber-matrix interaction, and improving the short-term mechanical performance of FR-CPB at cement contents representative of those used in deep underground mines.

5.2 Laboratory Tests

5.2.1 Sample Preparation

The CPB was made from a tailings material provided in 2024 by a gold mine located in the northern Quebec, Canada. The physical characterizations of the tailings have been presented in the companion paper (Dalcé and Li 2025). It contains 81.4% of particles passing 75 µm and 45.6% of fine particles smaller than 20 µm. It can be qualified as a well graded non-plastic sandy silt (ML) based on the USCS classification (Holtz & Kovacs, 1981). Its particle size distribution meets the minimum required 15% of fine particles smaller than 20 µm for the backfill to be considered as a paste backfill (Potvin et al. 2005). The specific gravity of the tailings was 2.72. The binder was a general use (GU) Portland cement with a specific gravity of 3.15. The tested cement content was fixed at 5%. Distilled water was used to avoid any effects associated with the chemical elements of water on the mechanical properties of the CPB.

The fiber is a PP synthetic fiber commonly used in the construction industry. It has a rectangular cross section, measured 1.12 mm in width, 0.36 mm in thickness and 41.73 mm in length. Its specific gravity is 0.91 and its tensile strength is 600 MPa (Festugato et al., 2013; Chen et al., 2018, Hou et al., 2023).

In this study, as shown in Figure 5.2, the fiber was modified by featuring two knots, one at each end. The knots have a diameter of approximatively 2.06 mm. The length was reduced to 13.68 mm. Two fiber contents were tested in this study: 0.5% and 1% because the optimal fiber content lies between 0.4 and 1% according to reported works (Xue et al., 2019; Cao et al., 2019; Xue et al., 2020; Hou et al., 2023).

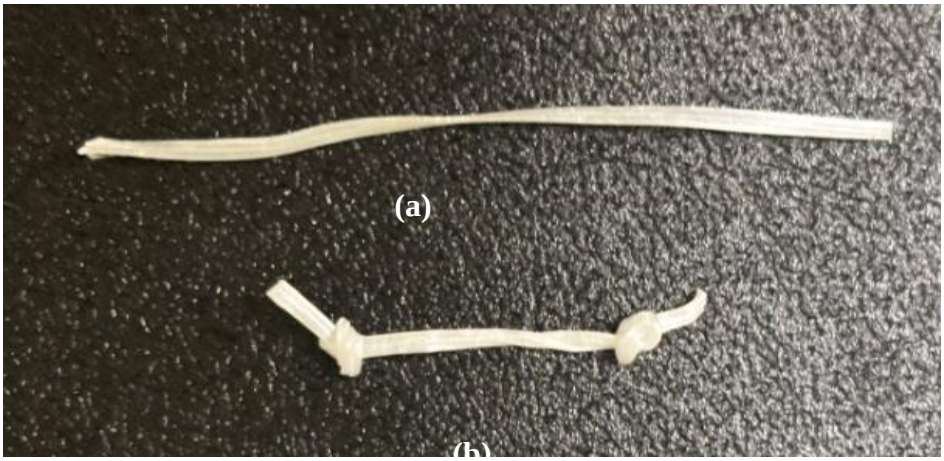


Figure 5.2 : Photograph of a regular (a) and a modified (b) Polypropylene fiber

To make CPB samples as homogeneous and uniform as possible, the dry tailings, cement, and fibers were first placed in a mixing container and manually blended for approximately 2 minutes to ensure uniform distribution of the solid components (Figure 5.3a). Subsequently, the predetermined amount of water was slowly added while stirring was maintained during water addition process. Manual mixing was maintained for about 5 minutes until a homogeneous and consistent paste was obtained (Figure 5.3b). The resulting mixture was then used to prepare UCS and STS test specimens.

(a) (b)

Figure 5.3 : UCS and STS test sample preparation: (a) mixing of dry ingredients; (b) mixing of the well mixed dry ingredients with water

5.2.2 Specimen preparation for UCS and STS tests

Two size cylindrical molds made of Acrylonitrile Butadiene Styrene (ABS) were used to prepare CPB specimens for UCS and STS tests, respectively. For UCS test, the cylindrical molds have a diameter of 51.7 mm and height of 150 mm. For STS test, the molds have a diameter of 51.7 mm and a height of 75 mm. Grooves of more than half of the wall thickness at three locations along the height were sawn to ease the separation between the cured specimens and the cylindrical molds. A circular plate was installed at the base of each mold to prevent base-drainage of the CPB. Fig. 5.4 shows the two typical grooved ABS molds with a base plate for the preparation of CPB specimens for UCS (Fig. 5.4a) and STS (Fig. 5.4b) tests.

Figure 5.4 : Photos of ABS cylindrical molds for UCS (a) and STS (b) tests

Figure 5.5a presents the manner of specimen preparation of CPB and FR-CPB. The well blended CPB and FR-CPB was placed in the mold using a funnel. All the material was evenly placed and distributed in the mold with a spatula. Manual vibration was applied by gently tapping the base of the mold on the laboratory counter for 2 minutes or until the appearance of bleeding water on the top of the sample to eliminate trapped air in the sample, as shown Figure 5.5b.

The same procedure was followed for preparing all the UCS and STS test specimens. The specimens were cured in their molds for 7 or 14 days under a controlled conditions with a constant temperature of 22 °C and a relative humidity of approximately 80%.

(a) (b)

Figure 5.5 : (a) Pouring of the homogenous CPB into a mold for preparing a UCS test specimen; (b) Appearance of bleeding water after 2 minutes of manual vibration

Figure 5.6 shows a picture of the specimens under curing after a period of 6 days for the UCS samples and 1 day for The STS samples. The volume of specimen is significantly reduced, due to sedimentation, self-weight consolidation, self-desiccation, shrinkage, and cement hydration. The gained strength and hardness render the demolding of specimens easier from their molds.

Figure 5.6 : Picture of unreinforced and fiber reinforced CPB during curing process, 6 days for UCS samples and 1 day for STS samples

5.2.3 Uniaxial Compressive and Splitting Tensile Tests

Table 5.1 presents the testing program to evaluate the mechanical behavior of unreinforced and fiber reinforced CPB having a cement content of 5% and a solids content of 75%. Two fiber contents were tested: 0.5% and 1%. The UCS and STS tests were conducted when the specimens were cured after 7 and 14 days, respectively. In total, 45 specimens were prepared and tested to evaluate the strength variation in compression and tension with unreinforced CPB and FR-CPB with regular and modified fibers.

Table 5.1 : UCS and STS test program; samples having a cement content B_W of 5% and a solids content C_W of 75%

Test	Fiber content C_F (%)	Curing Time (j)	Loading rate
UCS	0.0, 0.5, 1.0	7	1.00 mm/min
UCS		14	0.01 mm/min
STS		14	0.1 mm/min

The uniaxial compressive and splitting tensile tests were performed following the ASTM C39/C39M standard (ASTM, 2012) and the ASTM C496/C496M-17 standard (ASTM, 2017), respectively. All CPB specimens were loaded with a computer controlled fully automatic pressure testing system (GDS-CMD Digital Load Frame V2).

Figure 5.7 presents a CPB specimen under uniaxial compressive test (Fig. 5.7a) and another CPB specimen under splitting tensile test (Fig. 5.7b). The system possesses a maximum capacity of 2200 N. A loading displacement rate of 1 mm/min was adopted for UCS tests at a curing time of 7 days, while a loading displacement rate of 0.01 mm/min was employed for the UCS at a curing time of 14. For the STS tests at a curing time of 14 days, a loading displacement rate of 0.1 mm/min was used. The tests were ended when the displacement reached an average axial strain of 5% or when the specimen was crushed. Each sample was tested in triplicate with three specimens having the components under the same currying time. As the elasticity theory (Hondros, 1959) was used to interpret the STS test results, STS tests were only performed on specimens cured for 14 days. The tensile stress is expressed as follows:

$$T = \frac{2P}{\pi l d} \tag{5.2}$$

while the strain in vertical direction, ε, is expressed as follows:

$$\varepsilon = \frac{d_{T1} - d_{T0}}{d} = \frac{\Delta d}{d} \tag{5.3}$$

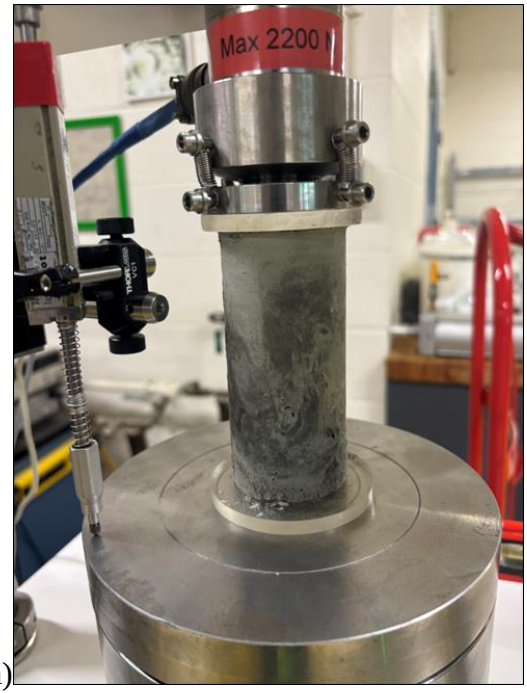
where

T is the splitting tensile strength in kPa,

P is the maximum applied load indicated by the testing machine in N,

l is the specimen length in mm,

d is the specimen diameter in mm

(a) 

(b)

Figure 5.7 : (a) A CPB specimen under uniaxial compressive test at 7 days of curing; (b) a CPB specimen under splitting tensile test at 14 days of curing

5.3 Results and Discussion

5.3.1 Unconfined Compressive Strength (UCS)

In this study, the effects of regular and modified PP fibers on the UCS of CPB with a solid content of 75% and a cement content of 5% were evaluated.

Figure 5.8 presents a typical variation of axial stress as a function of axial strain of unreinforced CPB and reinforced CPB with regular and modified fibers with a fiber content of 0.5% at curing time of 7 days and 14 days, respectively. At a curing time of 7 days, the CPB reinforced by regular fibers exhibits once again lower strength than the unreinforced CPB, as shown in Dalcé and Li (2025). The CPB reinforced by the modified fibers shows however much higher strength than the unreinforced and regular fiber reinforced CPB. At a curing time of 14 days, the CPB reinforced by both regular and modified fibers exhibited much higher strength than the unreinforced CPB. The strength improvement with the modified fibers is not significant compared to the regular fibers.

However, one notes that the strengths of unreinforced and fiber reinforced CPB at a curing time of 14 days are smaller than those at a curing time of 7 days. This is completely opposed to the commonly observed trend by which the mechanical strength usually increases with longer curing

time (Benzaazoua etal., 2008; Yilmaz et al., 2015; Yilmaz & Guresci, 2017; Jiang et al., 2020). The decrease in mechanical strength after a prolonged curing time was observed only when the tailings or/and water contain chemically reactive elements such as sulfate that attack the cementation (Benzaazoua et al., 1999; 2002; Kesimal et al., 2004; 2005; Ercikdi et al., 2009; Fall & Pokharel, 2010; Liu et al., 2020). This is not the case because our tailings and water do not contain any chemical reactive elements.

On the other hand, one should note that the UCS tests on the unreinforced and fiber reinforced CPB at a curing tome of 7 days were conducted with a loading displacement rate of 1 mm/min, while those at a curing time of 14 days with a loading displacement of 0.01 mm/min. These results clearly indicate that the measured strengths are significantly sensitive to the loading rate even though the specimens at a curing time of 14 days appeared dry compared to the specimens at 7 days, as shown in Figure 5.9. The diminution of mechanical strength with time is a phenomenon well-known as time effect in rock mechanics (Li et al., 1999; Aubertin et al., 2000; Li et al., 2017). When the loading rate is very small, a phenomenon known as creep can also occur (Wang and Li 2019; Wang et al., 2019). This explains well why the unreinforced and modified fiber reinforced CPB at a curing time of 14 days exhibit stiffness even smaller than those at a curing time of 7 days.

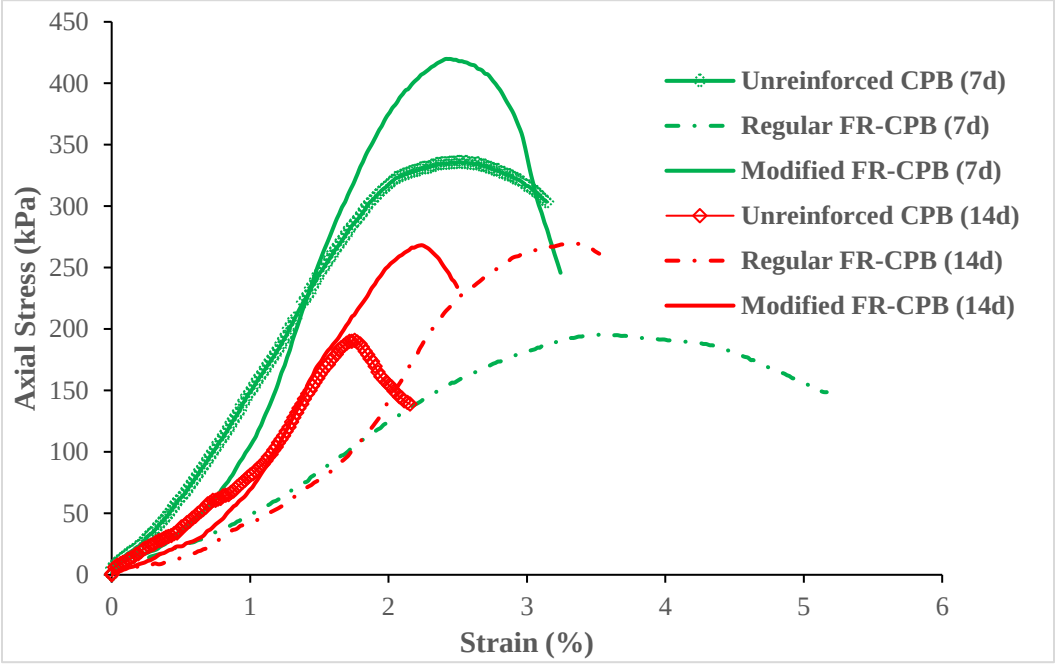


Figure 5.8 : Variation of the strain due to the increase of curing time for unreinforced CPB, regular FR-CPB, and modified FR-CPB

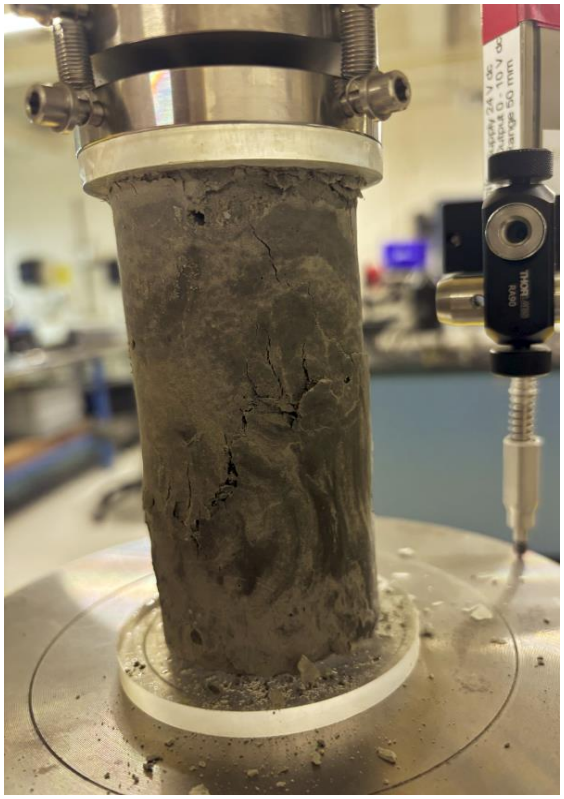
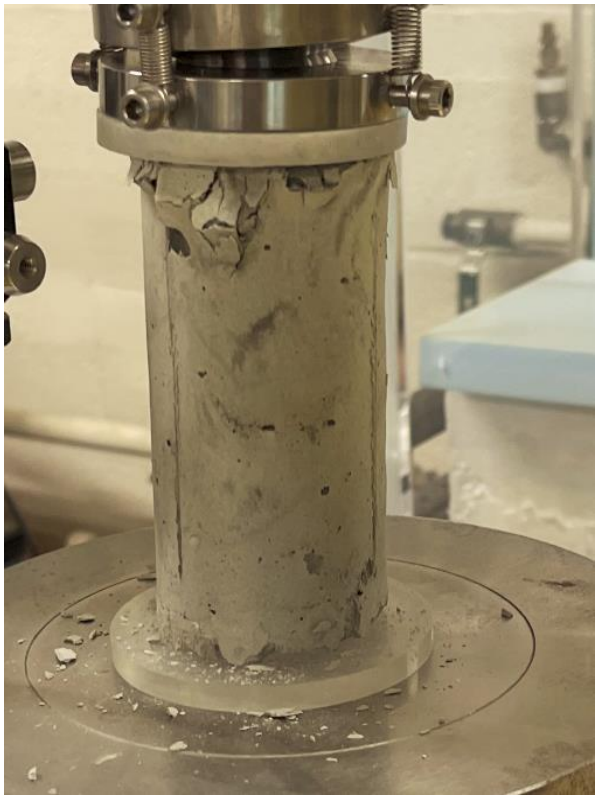
(a)  (b) 

Figure 5.9 : Appearance of UCS specimen: (a) at 7 days of curing and (b) at 14 days of curing

Figure 5.10 presents the variation in UCS as a function of fiber content for the specimens cured for 7 days tested at a loading displacement of 1.0 mm/min (Fig. 5.9a) and cured for 14 days tested under a loading rate of 0.01 mm/min (Fig. 5-9b), respectively. One sees again that the UCS at a curing time of 14 days are generally lower than those at a curing time of 7 days because the loading displacement rate used for uniaxial compressive tests on the specimens cured of 14 days is significantly smaller than that used for the UCS tests on the specimens cured of 7 days.

At a curing time of 7 days with a loading rate of 1 mm/min, the unreinforced CPB exhibited a UCS ranging from 334 to 411 kPa. When regular fibers were incorporated, the UCS decreased to values between 185 and 238 kPa at a fiber content of 0.5% and to values between 315 and 370 kPa at 1% fiber content. The deterioration in UCS with addition of regular fibers is clear and obvious, in accordance with the test results reported in Dalcé and Li (2025). However, a light increase in the UCS was observed when the fiber content increases from 0.5 to 1.0%. In contrast, CPB reinforced with modified fibers exhibit improved strength with the UCS values ranging from 420 to 455 kPa with a fiber content of 0.5% and from 407 to 469 kPa with a fiber content of 1%. These results

show a clear improvement in UCS with the modified fibers, compared to both unreinforced CPB or CPB reinforced with regular fibers.

However, at a curing time of 14 days, the modified and regular fiber reinforced CPB show only slight improvement in UCS compared to unreinforced CPB.

Overall, adding modified fibers has shown an improvement in UCS, independently on the curing time, while the benefit through adding regular fibers is not guaranteed.

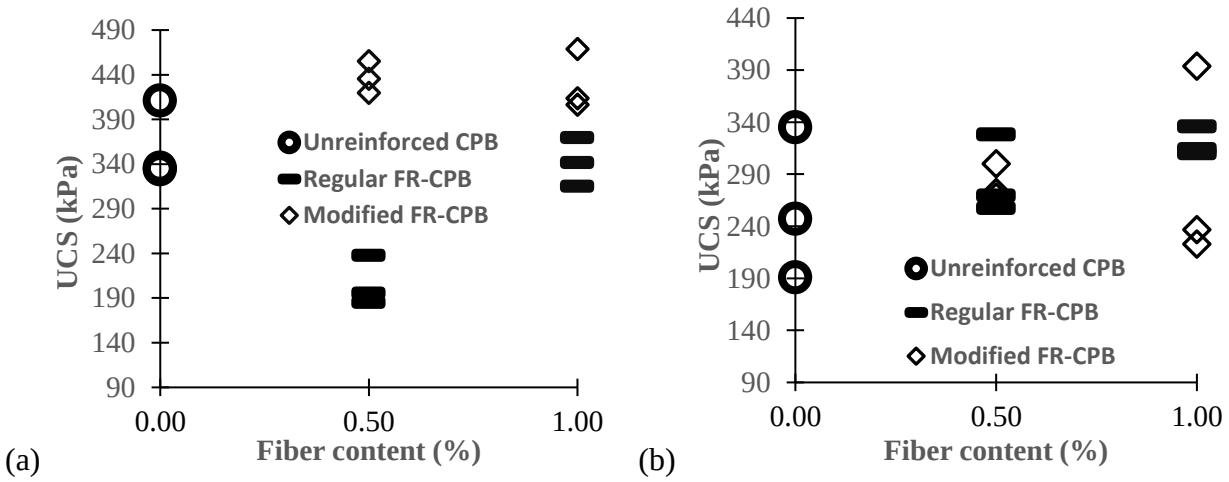


Figure 5.10 : Variation of UCS of unreinforced CPB, regular FRCPB and modified FRCPB as function of fiber content: (a) at a curing time of 7 days with a loading displacement rate of 1 mm/min; (b) at a curing time of 14 days with a loading displacement rate of 0.01 mm/min

5.3.2 Tensile Strength

Splitting tensile tests were conducted on unreinforced and fiber reinforced CPB cured for 14 days to evaluate the influence of fiber addition on tensile strength development. Equations 5.2 and 5.3 were used to estimate the tensile stress and strain, respectively.

Figure 5.11 presents three representative tensile stress-strain responses for unreinforced CPB and CPB reinforced with 1% fiber. Without fiber reinforcement, the CPB failed with a strain less than 2%, but for reinforced CPB this value exceeds 4% while maintaining a growing strength. When the matrix is loaded, the stress is progressively transferred to the fibers through interfacial adhesion and frictional resistance at the fiber-matrix interface. The effectiveness of this transfer depends on the surface area in contact and the degree of mechanical interlock. A larger or rougher surface area

enhances stress distribution and delays debonding or fiber pull-out, thereby improving ductility and post-peak load-bearing capacity of the FR-CPB. This behavior arises from the capacity of fibers to bridge developing cracks and maintain cohesion within the matrix even after partial debonding or microcrack formation (Shao et al., 1993; Li & Stang, 1997). When the FR-CPB is subjected to tensile stress, the fibers that have partially debonded can re-engage and redistribute load across adjacent regions, effectively closing microcracks and delaying their propagation (Zhang et al., 2023). This mechanism provides a pseudo-healing effect that stabilizes the crack growth and contributes to the residual strength of the composite. According to Liu et al., (2025) such self-repair behavior is a result of the frictional bond and elastic recovery of the fibers, which allow them to recover their load-carrying function after local matrix cracking. In the present study, this effect was particularly evident in the modified FR-CPB, where the roughened surface and nodal geometry promoted stronger mechanical interlocking and enhanced fiber re-engagement after slip. Consequently, the fiber network acts not only as a reinforcement phase but also as a self-regulating mechanism that mitigates crack widening, enhances post-peak ductility, and prolongs the structural integrity of the backfill under repeated or sustained loading.

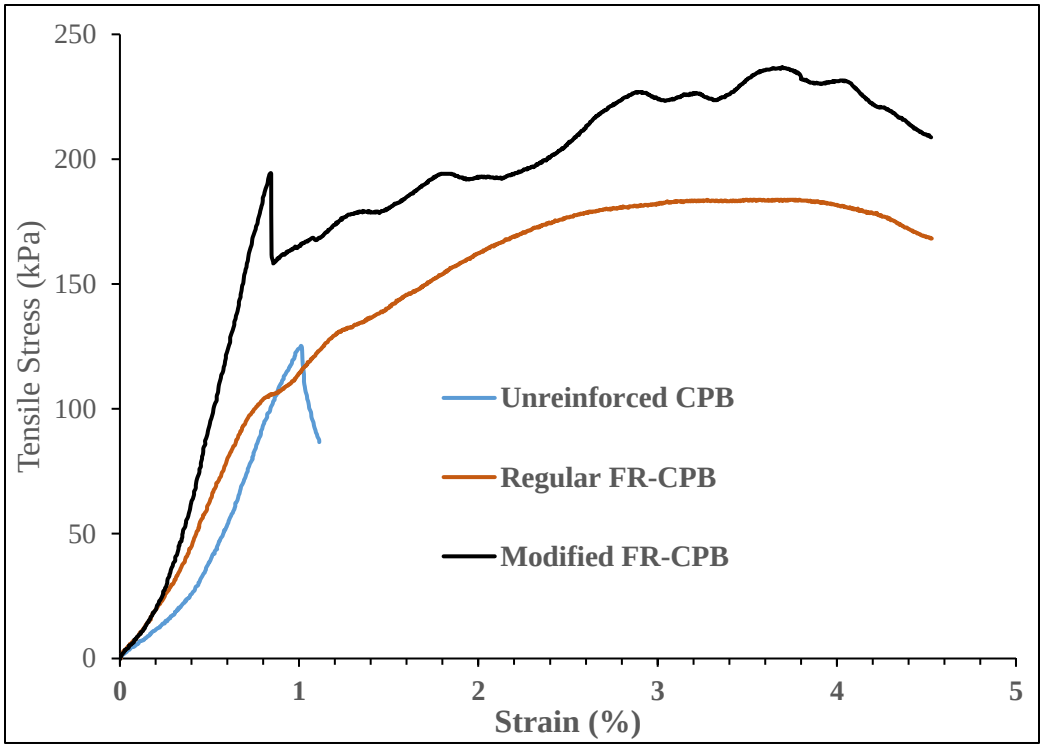


Figure 5.11 : Strain and stress variation during splitting tensile test on unreinforced, Normal fiber reinforced, and Modified fiber reinforced CPB samples at 14 days of curing

Figure 5.12 shows the variation of tensile strength as a function of fiber content. The unreinforced backfill exhibits tensile strength ranging from 109 to 125 kPa, while the CPB reinforced with regular fibers at 0.5% content shows a slight decrease in the tensile strength ranging from 78 to 110 kPa, corresponding to an average reduction of approximately 17%. When the regular fiber content increases to 1%, the tensile strength increases significantly, reaching values between 133 and 184 kPa, representing an average gain of about 25% relative to the unreinforced mixture.

With the addition of modified fibers, Fig. 5.12 shows a significant increase in the tensile strength. At a fiber content of 0.5%, the tensile strength varies between 124 and 160 kPa. It reaches 232 to 236 kPa when the fiber content increases to 1%. The tensile strength increases are approximately 18% and 96%, respectively.

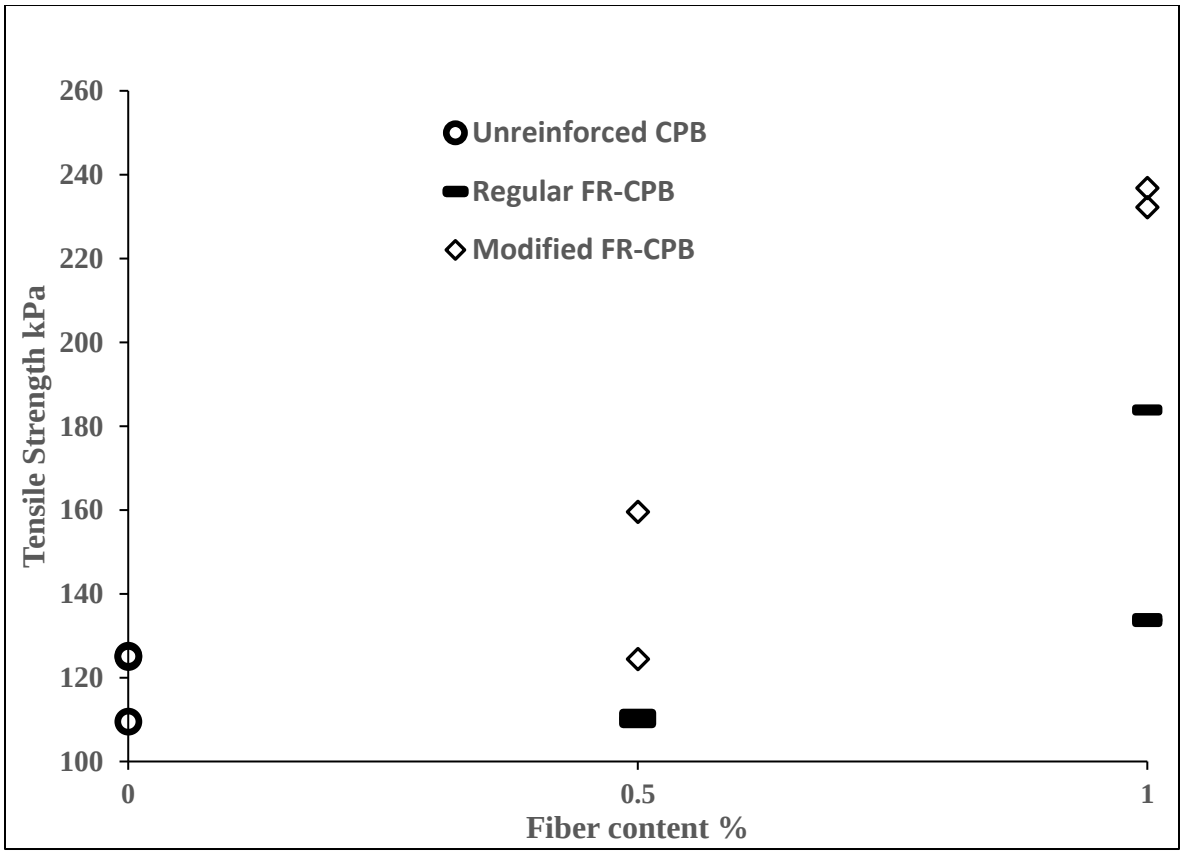


Figure 5.12 : Variation in Tensile Strength of unreinforced, Normal fiber reinforced CPB and Modified fiber reinforced CPB as a function of fiber content at 14 days of curing

These results indicate a marked increase in tensile strength with the inclusion of regular fibers, and an even more pronounced enhancement when modified fibers are incorporated into the mixture.

Figure 5.11 also reveals distinct differences in the tensile stress-strain signatures: the unreinforced CPB exhibits a single brittle peak, the CPB reinforced with regular fibers develops a characteristic two-peak response associated with initial matrix cracking followed by limited fiber bridging, whereas the CPB reinforced with modified fibers displays multiple stress peaks. This multi-peak behaviour reflects successive mobilization of the modified fibers, including improved mechanical interlock and delayed pullout, which collectively contribute to higher strength and superior post-peak resistance. This enhanced mechanical behavior observed in the CPB reinforced with modified fibers is particularly advantageous for deep underground mines exposed to dynamic loading, rockburst, and rock-mass convergence. In such environments, deformation imposed on the in-stope backfill can lead to structural instability and increased ore dilution; the improved ductility and energy-absorption capacity of the modified FR-CPB therefore provide a significant benefit.

Overall, the improvement in the tensile strength has been shown to be very significant with the modified fiber reinforced CPB due to the anchorage effects provided by the two knots. It allows the modified fibers to mobilize a greater portion of their tensile capacity, resulting in superior load distribution and post-failure behavior. Consequently, the modified FR-CPB exhibits higher peak and post-peak tensile strengths and larger ductility than the unreinforced or regular fiber reinforced CPB.

5.4 Conclusion

This study investigated the influence of regular and modified PP fibers on the mechanical behavior of CPB prepared with a low cement content (5%). The mechanical performance was assessed through unconfined compressive strength (UCS) and splitting tensile strength (STS) tests conducted after 7 and 14 days of curing. Following conclusion can be drawn from the test results:

- The results showed that the measured strengths are sensitive to the loading displacement rate. A low loading displacement rate can lead to smaller strength values. More study is necessary to determine the appropriate loading rate to ensure stable and reliable experimental measurements.
- Addition of regular fibers in CPB may have negative effect on the UCS, especially at a curing time of 7 days. Overall, addition of regular and modified fibers in CPB does not show a significant improve to the UCS.

- Adding 0.5% of regular fibers does not show improvement in the tensile strength of CPB, while adding 0.5% of modified fibers increases significantly the tensile strength of CPB. At a fiber content of 1%, addition of both the regular and modified fibers exhibits significant increase in the tensile strength. Addition of modified fibers yields more remarkable improvement in the tensile strength, showing an increase of 96% compared to unreinforced CPB.
- The use of modified fibers enhances the self-healing phenomenon in fiber-reinforced backfill by promoting multiple secondary resistance peaks during loading, reflecting progressive fiber engagement and re-mobilization. This results in a higher residual strength and improved post-peak load-bearing capacity, even after the initial tensile failure of the cementitious matrix.
- The enhanced performance of the modified fibers is attributed to their improved interaction with the CPB matrix. The knots promote stronger mechanical interlocking through the nodal anchorage, allowing greater mobilization of the tensile capacity of the modified fibers.
- The addition of modified fibers renders the CPB more ductile with a multiple peaks tensile strength. This feature may render the modified fiber reinforced CPB very useful for rockburst control.

Acknowledgment

The authors would like to acknowledge the financial support from the Natural Sciences and Engineering Research Council of Canada (RGPIN-2018-06902, RGPIN-2024-06859), and the industrial partners of the Research Institute on Mines and Environment (RIME UQAT-Polytechnique; http://rime-irme.ca/).

CHAPITRE 6 DISCUSSION GÉNÉRALE

Visant à comprendre le comportement hydro-géotechnique et d'améliorer les propriétés mécaniques du remblai en pâte cimenté renforcé de fibres à différentes phases d'un chantier remblayé, on a considéré les hypothèses suivantes :

- Les fibres améliorent les résistances mécaniques du remblai en pâte renforcé
- Les fibres en augmentant la perméabilité influencent les caractéristiques de drainage, de sédimentation et de consolidation du remblai en pâte renforcé
- L'augmentation de la surface de contact, des forces de frottement entre la fibre et la matrice cimentaire du remblai va améliorer les propriétés mécaniques du remblai en pâte renforcé

Pour atteindre cet objectif, les travaux suivants ont été réalisés :

- Une revue des différents paramètres affectant les propriétés mécaniques et hydrauliques du remblai en pâte dans le chantier
- Un survol des paramètres nécessaires dans la conception du remblai, incluant la résistance mécanique nécessaire des remblais exposés latéralement ou à la base
- Une révision du comportement des fibres lorsque sollicitées et leurs interactions avec la matrice cimentaire,
- Un survol de la théorie expliquant le comportement des fibres et de leurs interactions avec le remblai
- L'influence des fibres sur les propriétés rhéologiques et mécaniques du remblai en pâte cimenté avec un faible pourcentage de ciment et un temps de cure de 7 jours
- Une proposition expérimentale pour simuler la déposition du remblai en pâte dans le chantier en considérant une barricade de faible perméabilité
- Une clarification des phases de sédimentation et de consolidation du remblai en pâte dans le chantier
- Une explication quant à l'apport des fibres sur les phases de sédimentation et de consolidation du remblai
- Une évaluation de l'influence des fibres sur les propriétés hydrauliques du remblai en pâte renforcé
- Une proposition d'une fibre modifiée pour améliorer les propriétés mécaniques du remblai en pâte renforcé de fibres

Ce chapitre présente une discussion sur l'ensemble des travaux expérimentaux menés dans cette étude sur le remblai en pâte cimenté renforcé de fibres. Le bien-fondé des hypothèses et les limitations de cette étude seront abordés.

6.1 Représentativité des échantillons et ségrégation

Au fil des siècles, plusieurs organismes ont établi des normes pour guider les essais et assurer la qualité des résultats. En géotechnique, les normes les plus suivies découlent de l'Association américaine pour les essais et les matériaux (ASTM : American Society for Testing and Materials). Bien que plusieurs normes couvrent la caractérisation géotechnique conventionnelle des matériaux, il n'existe pas une norme spécifiquement pour les remblais cimentés. Ainsi, la détermination des propriétés mécaniques du remblai se fait essentiellement avec les normes définies pour le béton. Bien que tous les deux matériaux contiennent du ciment, leurs comportements se diffèrent complètement en raison de leurs différences en caractéristiques physiques telles que la teneur en ciment, le pourcentage solide et la granulométrie des matériaux de base. Pour limiter les incertitudes liées à la possible hétérogénéité des échantillons, les éprouvettes ont été préparées individuellement dans cette étude. Cela diffère de la majorité des études où la préparation des échantillons se fait par lot, comme la méthode adoptée pour le béton. Cependant, les éprouvettes préparées individuellement pourraient aussi différer d'une de l'autre en raison des erreurs de calcul, de mesures et même manipulation. Cela pourrait expliquer en partie les dispersions des résultats.

Dans cette étude, un aspect non considéré est la ségrégation des échantillons due à la sédimentation pour les remblais en pâte cimenté (CPB) et renforcé de fibres (FR-CPB). Après un temps de cure de 28 jours, les deux colonnes, une avec CPB et l'autre avec FR-CPB présentées au chapitre 4, ont été découpées en 8 échantillons pour évaluer la variation de la densité et la répartition des fibres. Tel qu'il est montré à la figure 6.1, le découpage adopté dans les travaux de Dalcé et al. (2019) pour évaluer la ségrégation granulométrique d'un remblai hydraulique a été utilisé.

Le tableau 6.1 présente les propriétés physiques du CPB et FR-CPB de chaque segment. La figure 6.2 montre la variation de la masse volumique (fig. 6.2a) et la variation du nombre des fibres (Fig. 6.2b) le long de la hauteur des colonnes. Une certaine ségrégation est clairement observée le long de la hauteur tant sur la densité que sur le nombre des fibres. Pour le remblai en pâte cimenté renforcé de fibres régulières, l'échantillon à la base de la colonne présente la plus grande densité, 1560 kg/m³, soit une variation de 8% par rapport à la densité la plus faible qui se retrouve à la

surface de la colonne. Les fibres semblent se concentrer davantage à la base de la colonne alors que les échantillons 7 et 8 montrent des quantités de fibres qui avoisinent deux fois la quantité des autres échantillons. Pour la colonne de remblai en pâte cimenté, l'échantillon en surface et celui à la base de la colonne présentent la plus forte densité, soit une valeur quasi-similaire de 1607 kg/m³. Étant donné que la densité du remblai (Yilmaz et al., 2011, 2015) et la teneur en fibres (Chen et al., 2018; 2020; Xue et al., 2020) influencent la résistance mécanique, il serait judicieux de valider la représentativité des essais conventionnels.

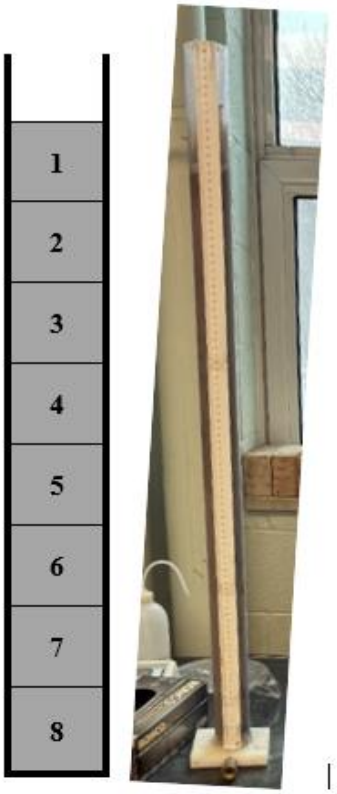


Figure 6.1 : Configuration de la colonne et du découpage effectué pour la récupération des échantillons

Tableau 6.1 : Variation des propriétés physiques du remblai en pâte cimenté et renforcé dans la colonne

Numéro	Remblai en pâte cimenté			Remblai en pâte cimenté renforcé			
	Longueur (cm)	Masse (g)	Masse volumique (kg/m³)	Longueur (cm)	Masse (g)	Masse volumique (g/cm³)	Quantité de fibres
1	10.2	341.9	1609.0	10.1	304.7	1448.4	71
2	9.6	305.8	1529.0	9.7	307.0	1519.4	93
3	9.8	301.4	1476.4	9.9	300.0	1454.7	65
4	9.9	296.6	1438.4	9.6	306.3	1531.8	70
5	9.7	306.0	1522.4	9.5	301.1	1521.4	66
6	9.9	301.5	1469.5	9.5	309.5	1563.8	69
7	9.9	299.6	1460.0	9.5	308.5	1559.0	101
8	13.7	458.5	1606.7	15.3	496.9	1559.1	138

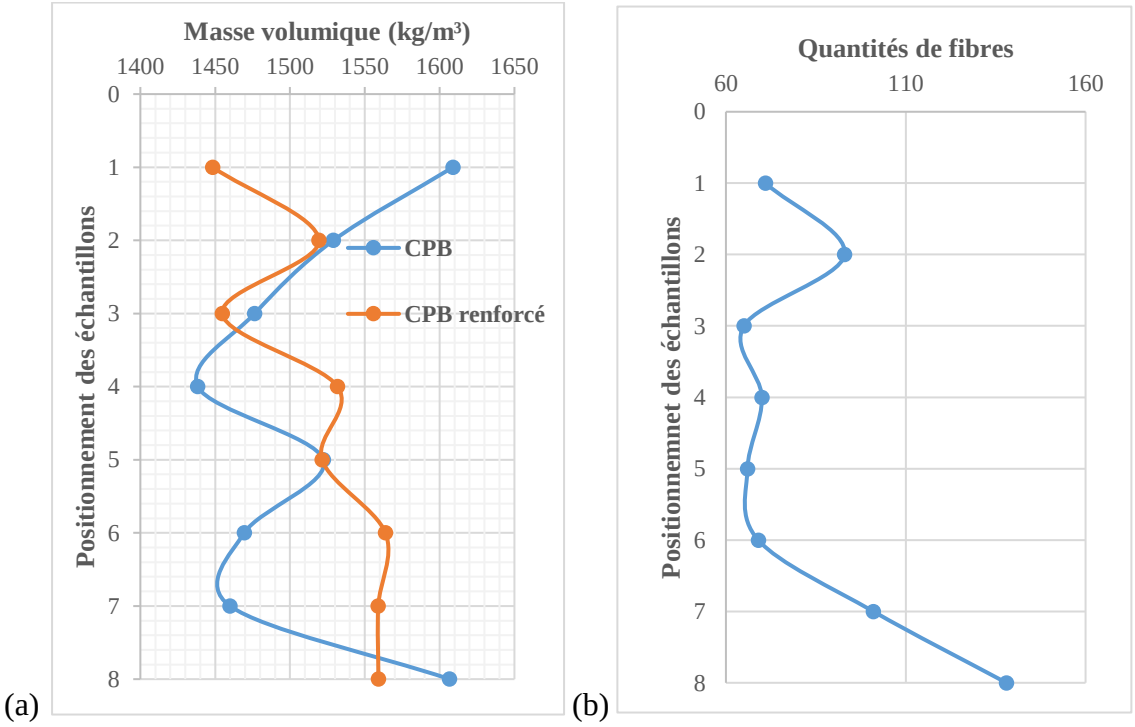


Figure 6.2 : Variation de la masse volumique (a) et de la quantité de fibres (b) en fonction de la hauteur de la colonne de remblai en pâte cimenté

6.2 Effet d'échelle

La problématique de représentativité des échantillons et de ségrégation soulève une autre préoccupation majeure liée à l'effet d'échelle sur les propriétés mécaniques du remblai en pâte

cimenté renforcé de fibres. En effet, compte tenu des dimensions relativement réduites des éprouvettes utilisées pour les essais de compression uniaxiale *(UCS)*, de traction indirecte *(STS)* et de drainage en colonnes, comparativement à la longueur moyenne de 42 mm des fibres, une incertitude subsiste sur la représentativité de ces échantillons à l'échelle des conditions du terrain.

6.3 Interprétation des résultats

Les résultats présentés dans cette étude sont obtenus à partir d'essais normés. Cependant, certaines incertitudes persistent dans l'interprétation des résultats, par exemple :

- Le nombre d'éprouvettes testées pour chaque échantillon lors des essais de compression uniaxiale et de traction indirecte réalisés dans cette étude est limité à trois**,** conformément aux exigences minimales des normes ASTM applicables. Toutefois, ce nombre demeure insuffisant d'un point de vue statistique. Par ailleurs, la ségrégation**,** la distribution et l'orientation aléatoires des fibres au sein de la matrice du remblai cimenté et les effets d'échelle liés aux dimensions des éprouvettes sont susceptibles d'influencer significativement les performances mécaniques et de contribuer à la dispersion des résultats.
- Une dispersion importante a été observée dans les résultats de résistance en compression uniaxiale des remblais en pâte cimentés renforcés et non-renforcés de fibres à un temps de cure de 14 jours. La sensibilité de la résistance en compression uniaxiale des échantillons au taux de chargement a mis en évidence l'effet de temps significatif sur les résistances mécaniques.
- En mécanique des roches, la résistance en traction est typiquement 30% de la résistance en compression uniaxiale (Hoek & Martin, 2014; Sainsbury & Sainsbury, 2017). Les études expérimentales menées par Pan & Grabinsky (2021; 2023) et par Fall et al. (2010) ont montré que le ratio entre les résistances en compression et en traction est typiquement entre 3,3 et 10,5. Or, cette étude montre que le rapport entre l'*UCS* et la résistance en traction indirecte varie entre 1,0 et 2,6, donc beaucoup plus faible que les valeurs publiées.
- Bien que des fissures en traction sont visibles sur les éprouvettes soumises aux essais de traction indirecte, les résistances en traction estimées à partir de la théorie d'élasticité linéaire pourraient ne pas être représentatives en raison du comportement non-linéaire des remblais en pâte cimenté à un temps de cure de 14 jours.

- Le drainage mesuré lors des essais en colonnes présentés au chapitre 4 est interprété comme un écoulement uniforme à travers la section entière durant les phases de sédimentation et de consolidation. Toutefois, l'écoulement préférentiel le long de l'interface entre le matériau et la paroi de colonne pourrait avoir lieu. Cela pourrait conduire à une surestimation du débit de drainage et, par conséquent, à une surestimation de la conductivité hydraulique. Par ailleurs, le frottement à l'interface paroi-remblai n'a pas été considéré dans l'interprétation des résultats.

CHAPITRE 7 CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS

7.1 Conclusion

La première étape de ce projet a été d'étudier l'influence des fibres sur les propriétés rhéologiques et mécaniques d'un remblai en pâte avec 5% de ciment et pour un temps de cure de 7 jours. Des essais d'affaissement avec une moule cylindrique ainsi que des essais de compression uniaxiale ont été réalisés en faisant varier le pourcentage solide du remblai et sa teneur en fibres. Les résultats présentés au chapitre 3 montrent que l'inclusion des fibres augmente les propriétés rhéologiques du remblai en pâte. L'affaissement du mélange diminue avec l'augmentation de la teneur en fibres. Cela indique que l'ajout des fibres pourrait rendre l'écoulement du remblai en pâte plus difficile. Ces résultats sont différents des études antérieures, qui supposaient que l'ajout des fibres n'influence pas significativement le comportement rhéologique du remblai en pâte.

Les résultats montrent aussi que j'ajout des fibres régulières porte peu ou pas d'amélioration sur la résistance en compression unixiale *(UCS)* des remblais en pâte à faible teneur en ciment (5%) à un court temps de cure (7 jours), probablement à cause d'une adhésion insuffisante et d'un arrachement prématuré des fibres. De nouveau, ces résultats sont assez différents des études antérieures dont la majorité montrait que l'ajout des fibres améliore la résistance mécanique du remblai en pâte avec une teneur en ciment et un pourcentage en solides élevés.

Pour évaluer l'impact de l'inclusion des fibres sur le drainage, la sédimentation et la consolidation du remblai en pâte cimenté ou non-cimenté, un essai en colonne a été réalisé en considérant le cas d'un chantier minier remblayé avec une barricade imperméable. Le drainage et le tassement du remblai ont été monitorés en fonction du temps. Les résultats montrent que la phase de consolidation est inexistante lors de la déposition du remblai en pâte cimenté dans le chantier. La présence du ciment et des fibres réduit la sédimentation du remblai.

Pour les remblais non cimentés, l'ajout de fibres augmente la porosité et la perméabilité du remblai après les phases de sédimentation et de consolidation. Ces résultats sont en accord avec les données publiées dans la littérature. Pour les remblais cimentés, seule la phase de sédimentation est perçue; elle est davantage inhibée par l'intégration des fibres et s'arrête quelques heures seulement après la déposition du remblai dans le chantier probablement parce que l'hydratation du ciment domine le comportement hydraulique. Ces résultats montrent clairement que les fibres couplées avec le ciment peuvent diminuer la sédimentation et la consolidation du remblai. La négligence de leurs

effets pourrait mener à une sous-estimations des propriétés hydrauliques dans le cas de remblai non cimenté et une surestimation dans le cas de remblai cimenté.

Au chapitre 3, on a évalué la possibilité d'augmenter la résistance mécanique d'un remblai en pâte cimenté ou de diminuer la consommation de ciment via l'ajout des fibres. Or les résultats ont montré que l'efficacité des fibres repose sur une meilleure adhésion avec la matrice du remblai qui exige une teneur en ciment élevée. Il convient donc de trouver une alternative pour améliorer les propriétés mécaniques du remblai en pâte même si la teneur en ciment est faible et le temps de cure est faible. Cela nous a mené à penser à modifier la forme des fibres en ajoutant un nœud à chaque extrémité de la fibre régulière afin d'augmenter l'ancrage de la fibre au moment des sollicitations. Cette hypothèse a été confirmée par les résultats des essais autant en compression uniaxiale qu'en traction. Même si ce gain est moins significatif pour la résistance en compression, le gain en résistance en traction est significatif. De plus, l'ajout des fibres modifiées rend le remblai plus ductile avec deux résistances au pic. Ce caractère s'avère particulièrement intéressant pour contrer l'effet des coups de terrain.

Les résultats issus des différents essais expérimentaux présentés dans cette thèse ont permis de mieux comprendre le comportement des fibres au sein de la matrice du remblai en pâte, ainsi que leurs effets sur les propriétés mécaniques, rhéologiques et hydrauliques du matériau. Ils contribuent à élargir nos connaissances sur l'efficacité du renforcement par fibres sur les propriétés rhéologiques et sur la résistance mécanique à un court temps de cure du remblai en pâte cimenté avec une teneur en ciment faible.

7.2 Recommandations

Les résultats de cette étude mettent en évidence la complexité du comportement du remblai en pâte cimenté renforcé de fibres et soulignent l'importance d'approches intégrées combinant les analyses rhéologiques, hydrauliques et mécaniques. Les avancées ouvrent plusieurs axes de recherche, tant sur le plan fondamental que sur le plan opérationnel.

7.2.1 Mécanismes d'interaction fibre-matrice

L'une des principales perspectives réside dans la compréhension des mécanismes d'adhésion et d'ancrage entre la fibre et la matrice cimentaire. Les résultats de résistance mécanique des remblais renforcés de fibres semblent indiquer que la performance du renforcement dépend fortement de la

qualité du contact interfacial, de l'influence de la géométrie de la fibre, de la nature du liant et du degré d'hydratation. Des essais d'arrachement pourraient être envisagés pour mieux caractériser cette interaction et définir la résistance réelle développée par la fibre. Cette avenue offrirait une vision quantitative des paramètres gouvernant la résistance interfaciale des matériaux renforcés par des fibres.

7.2.2 Optimisation géométrique et matérielle des fibres

Les résultats expérimentaux ont confirmé l'efficacité du concept de fibre modifiée à nœuds, ouvrant la voie à une optimisation géométrique et matérielle plus poussée. Des travaux futurs pourraient explorer :

- l'effet du nombre, de la taille et de la position des nœuds sur la résistance mécanique globale du remblai;
- l'usage de fibres hybrides, combinant polypropylène modifié et fibres minérales ou naturelles, pour améliorer la compatibilité chimique et limiter les coûts;
- le développement de fibres biodégradables ou recyclables adaptées aux contraintes environnementales des sites miniers;
- l'évaluation du comportement des fibres sous conditions extrêmes (température, pH, sulfates), afin de garantir leur durabilité dans les remblais soumis à des environnements agressifs.

7.2.3 Modélisation numérique du comportement géotechnique du remblai

La compréhension des phénomènes transitoires observés dans cette étude, notamment le drainage et la sédimentation, justifierait la mise en place de modèles numériques. Ces modèles pourraient évaluer dans un premier temps les effets des propriétés rhéologiques sur la sédimentation et la consolidation du remblai dans le chantier, ensuite y étudier les variations des paramètres avec l'intégration des fibres. L'évolution de la perméabilité en fonction du temps ainsi que l'effet de l'inclusion des fibres sur la redistribution des contraintes internes avec considération de l'effet d'arche pendant la consolidation du remblai dans le chantier sont autant d'éléments qui pourraient être évalués.

7.2.4 Représentativité des essais de laboratoire et validation in-situ

Une limite majeure de la recherche actuelle sur le remblai en pâte réside dans le manque de corrélation entre les conditions expérimentales et celles réelles du chantier. Il serait donc pertinent de développer :

- des protocoles d'essais pour évaluer l'effet d'échelle en considérant un nombre représentatif d'échantillons qui facilitera l'interprétation statistique des résultats
- des colonnes instrumentées à grande échelle, capables de reproduire la hauteur, la pression et les gradients hydrauliques typiques des chantiers;
- des essais de terrain avec instrumentation intégrée pour suivre l'évolution des propriétés géotechniques du remblai durant la cure dans le chantier;
- des protocoles normalisés adaptés aux matériaux à comportement évolutif tels que les remblais.

Ces approches contribueraient à réduire les incertitudes liées à la représentativité des résultats de laboratoire et à définir des critères d'ingénierie plus robustes pour la conception des chantiers remblayés.

En somme, les résultats de cette thèse jettent les bases d'un nouveau paradigme dans la conception et la caractérisation des remblais en pâte cimentés renforcés de fibres. La démarche expérimentale proposée, combinée à l'introduction d'une fibre modifiée, ouvre un vaste champ d'investigation scientifique et appliquée. Le développement de modèles et la normalisation des essais spécifiques aux remblais ainsi que le développement d'autres alternatives aux fibres régulières permettront d'assurer la fiabilité, la durabilité et la soutenabilité des remblais renforcés dans les mines.

RÉFÉRENCES

Abbas, Y. M., & Iqbal, K. M. (2016). Fiber-Matrix interactions in fiber-reinforced concrete: A review. *Arabian Journal for Science and Engineering, 41*(4), 1183-1198.

Abdul-Hussain, N., & Fall, M. (2012). Thermo-hydro-mechanical behaviour of sodium silicate-cemented paste tailings in column experiments. *Tunelling and Underground Space Technology, 29*, 85-93.

Adam, K. (1997). Evaluation of static tests used to predict the potential for acid drainage generation at sulphide mine sites. *Journal of the institution of mining*, A1-A15.

Al-Moselly, Z., & Fall, M. (2024). Investigating pore water pressure development in paste backfill under conditions mimicking field loading. *Geotechnical and Geological Engineering, 42*, 3491-3514.

Aref, K., Moss, A., & Durston, K. (1992). Design issues for low moisture content backfill. *CIM Montreal*, 270-281.

Arel, H. S. (2016). Effects of curing type, silica fume fineness, and fiber length on the mechanical properties and impact resistance of UHPFRC. *Results in physics, 6*, 664-674.

ASTM Internationational. (2012). *Standard Test Method for Compressive Strength of Cylindrical Concrete Specimens.* (ASTM C39/C39M). West Conshohocken, PA.

ASTM International. (2017). *Standard Test Method for Tensile Strength of Concrete Surfaces and the Bond Strength or Tensile Strength of Concrete Repair and Overlay Materials by Direct Tension (Pull-off Method)*. (ASTM C496/C496M). West Conshohocken, PA.

ASTM International. (2013). *Standard Test Method for Splitting Tensile Strength of Cylindrical Concrete Specimens*. (ASTM C1583/C1583M). West Conshohocken, PA.

ASTM International. (2007). *Standard test method for particle-size analysis of soils*. (ASTM D422). West Conshohocken, PA.

ASTM International. (2014). *Standard Test Methods for Specific Gravity of Soil Solids by Water Pycnometer*. (ASTM D854). West Conshohocken, PA.

ASTM International. (2012). *Standard Test Methods for Laboratory Compaction Characteristics of Soil Using Modified Effort.* (ASTM D1557). West Conshohocken, PA.

ASTM International.. (2006). *Standard test method for permeability of granular soils (constant head)*. (ASTM D2434). West Conshohocken, PA.

ASTM International. (2016). *Standard Test Methods for Maximum Index Density and Unit Weight of Soils Using a Vibratory Table*. (ASTM D4253). West Conshohocken, PA.

ASTM International. (2016). *Standard Test Methods for Minimum Index Density and Unit Weight of Soils and Calculation of Relative Density*. (ASTM D4254).West Conshohocken, PA.

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

ASTM International. (2016). *Standard Test Method for Measurement of Hydraulic Conductivity of Saturated Porous Material Using a Flexible-Wall Permeameter*. (ASTM D5084). West Conshohocken, PA.

ASTM International. (2019). *Standard Test Methods for Laboratory Determination of Water (Moisture) Content of Soil and Rock by Mass.* (ASTM D2216). West Conshohocken, PA.

ASTM International. (2019). *Standard Specification for Mixing Rooms, Moist Cabinets, Moist Rooms, and Water Storage Tanks Used in the Testing of Hydraulic Cements and Concrete.* (ASTM C511). West Conshohocken, PA.

ASTM International. (2019). *Standard Practice for Making and Curing Concrete Test Specimens in the Laboratory.* (ASTM C192/C192M). West Conshohocken, PA.

Aubertin, M. (2016). *Notes de cours* . Montréal: Polytechnique Montréal.

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

Aubertin, M., Bussière, B., Bernier, L., Chapuis, R., Julien, M., Belem, T., Simon, R., Mbonimpa, M., Benzaazoua, M., Li, L. (2002). La gestion des rejets miniers dans un contexte de développement durable et de protection de l'environnement. *Annual Conference of the Canadian Society for Civil Engineering*, (pp. 5-8). Montréal.

Aubertin, M., Fala, O., Molson, J., Gamache-Rochette, A., Lahmira, B., Martin, V., Lefebvre, R., Bussière, B., Chapuis, R., Chouteau, M., Wilson, G. W. (2005). *Évaluation du comportement hydrogéologique et géochimique des haldes à stériles.* Montréal: École Polytechnique de Montréal.

Aubertin, M., Li, L., & Simon, R. (2000). A multiaxial stress criterion for short-and long-term strength of isotropic rock media. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 37*(8), 1169-1193.

Aubertin, M., Li, L., Simon, R., & Bussière, B. (2003). *A general plasticity and failure criterion for materials of variable porosity.* Montréal: École Polytechnique de Montréal.

B. Elberling, R. N. (1994). Evaluation of sulphide oxidation rates a laboratory study comparing oxygen fluxes and rates of oxidation product release. *Revue canadienne de géotechnique*, 375-383.

Banthia, N., Majdzadeh, F., Wu, J., & Bindiganavile, V. (2014). Fiber synergy in Hybrid Fiber Reinforced Concete (HyFRC) in flexural and direct shear. *Cement and Concrete Composites, 48*, 91-97.

Belem, T. (2003). Utilisation du remblai en pâte comme support de terrain. Partie 1: De sa fabrication à sa mise en place sous terre. *Après-mines*.

Belem, T. (2016). *Notes de cours : GML6613 - Remblais miniers* . Montréal: UQAT - École Polytechnique de Montréal.

Belem, T., & Benzaazoua, M. (2008). Design and application of underground mine paste backfill technology. *Geotechnical and Geological Engineering, 26*, 147-174.

Belem, T., El-Aatar, O., Benzaazoua, N., Bussière, B., & Yilmaz, E. (2007). Hydro-geotechnical and geochemical characterization of column consolidated cemented paste backfill. *In Proceedings of the 9th International Symposium in Mining with Backfill.* Montréal: Canadian Institute of Mining, Metallurgy and Petroleum (CIM).

Belem, T., El-Aatar, O., Bussière, B., & Benzaazoua, M. (2016). Gravity-driven 1-D consolidation of cemented paste backfill in 3 m high columns. *Innovative Infrastructure Solutions, 1*(1), 37.

Belem, T., Fourie, A., & Fahey, M. (2010). Measurement of volume change in cemented mine backfills at early ages. *1st International Seminar on Reduction of Risk in the Management of Tailings and Mine Waste*, (pp. 1-14). Perth, Australia.

Benzaazoua, M. (2002). Évolution des propriétés des remblais en pâte: principaux paramètres d'influence. *Colloque contrôle de terrain AMQ 2002.* Rouyn-Noranda.

Benzaazoua, M., Belem, T., & Bussière, B. (2002). Chemical factors that influence the performance of mine sulphidic paste backfill. *Cement and Concrete Research*, 1133-1144.

Benzaazoua, M., Bussière, B., Demers, I., Aubertin, M., Éliane, F., & Annie, B. (2008). Integrated mine tailings management by combining environmental desulphurizzation and cemented paste backfill: Application to mine Doyon, Québec, Canada. *Minerals Engineering, 21*(4), 330-340.

Benzaazoua, M., Fall, M., & Belem, T. (2003). A contribution to understanding the hardening process of cemented pastefill. *Elsevier*, 141-152.

Benzaazoua, M., Ouellet, J., Servant, S., Newman, P., & Verburg, R. (1999). Cementitious backfill with high sulfur content physical, chemical, and mineralogical characterization. *Cement and concrete research, 29*(5), 719-725.

Blank, L. (2013). *Économie pour ingénieurs.* Montréal: Chenelière, McGraw-Hill.

Bloss, M. L. (2014). An operational perspective of mine backfill. (A. C. Geomechanics, Éd.) *In Proceedings of 11th International Symposium on Mining with Backfill*, 15-30.

Bloss, M. L., & Chen, J. (1998). Drainage research at Mount Isa Mines Limited 1992-1997. Dans M. Bloss (Éd.), *Proceedings 6th International Symposium on Mining with Backfill*, (pp. 111-116). Carlton, Victoria, Australia.

Brackebusch, F. W. (1992). Cut-and-fill stoping. Dans *SME Mining Engineering Handbook* (pp. 1741-1748).

Brackebusch, F. W. (1995). Basics of paste backfill systems. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 3*(32), 122A.

Bridgwater, J. (2000). *Segregation mechanisms in condensed granular flow: A summary of some fundamental experiments*. New-Jersey: Kluwer Academic Publishers.

Bridgwater, J., & D., I. N. (1971). Rate of spontaneous interparticle percolation. *Transactions of the Institution of Chemical Engineers*, 163-169.

Brown, R. L. (1939). The fundamental priciples of segregation. *The Institue of Fuel*.

Buch, A. C., Sims, D. B., Ramos, L. M., Marques, E. D., Ritcher, S., Abdullah, M. M., & Silva-Filho, E. V. (2024). Assessment of environmental pollution and human health risks of mine tailings in soil: after dam failure of the Corrego do Feijao Mine (in Brumadinho, Brazil). *Environ Geochem Health, 46*(72), 1-23. doi:https://doi.org/10.1007/s10653-024-01870-2

Bui, V., Montgomery, D., Hinczak, I., & Turner, K. (2002). Rapid testing method for segregation resistance of self-compacting concrete. *Pergamon: Cement and Concrete Research*, 1489-1496.

Bussière, B. (1993). *Évaluation des propriétés hydrogéologiques de résidus miniers utilisés comme barrières de recouvrement.* Montréal: École Polytechnique de Montréal.

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

Cao, S., Yilmaz, E., & Song, W. (2019). Fiber type effect on strength, toughness and microstructure of early age cemented tailings backfill. *Construction and Building Materials, 223*, 44-54.

Cao, S., Yilmaz, E., Yin, Z., Xue, G., Song, W., & Sun, L. (2021). CT scanning of internal crack mechanism and strength behavior of cement-fiber-tailings matrix composites. *Cement and Concrete Composites, 116*, 103865.

Carlier, C., & Veenstra, R. (2021). The new cemented paste backfill recipes selection method at Newmont Éléonore mine. *Proceedings of the 24th International Conference on Paste, Thickened and Filtered Tailings* (pp. 439-452). Perth: Australian Centre for Geomechanics.

Carraro, J. A., & Prezzi, M. (2007). A new slurry-based method of preparation of specimens of sand containing fines. *Geotechnical Testing Journal*, 1-11.

Chakilam, S., & Cui, L. (2020). Effect of polypropylene fiber content and fiber length on the saturated hydraulic conductivity of hydrating cemented paste backfill. *Construction and Building Materials, 262*, 120854.

Chan, Y. W., & Li, V. C. (1997). Effects of transition zone densification on fiber/cement paste bond strength improvement. *Advanced cement based materials, 5*(1), 8-17.

Chen, Q., Zhang, Q., Qi, C., Fourie, A., & Xiao, C. (2018). Recycling phosphogypsum and construction demolition waste for cemented paste backfill and its environmental impact. *Journal of Cleaner Production, 186*, 418-429.

Chen, X., Shi, X., Zhang, S., Chen, H., Zhou, J., Yu, Z., & Huang, P. (2020). Fiber-reinforced cemented paste backfill: The effect of fiber on strength properties and estimation of strength using nonlinear models. *Minerals, 13*(3), 718.

Chen, X., Shi, X., Zhou, J., & Yi, Z. (2019). Influence of polypropylen fiber reinforcement on tensile behavior and failure mode of tailings cemented paste backfill. *IEEE Access, 7*, 69015-69026.

Chen, X., Shi, X., Zhou, J., Chen, Q., Li, E., & Du, X. (2018). Compressive behavior and microstructural properties of tailings polypropylene fibre-reinforced cemented paste backfill. *Construction and Building Materials, 190*, 211-221.

Clayton, S., Grice, T. G., & Boger, D. V. (2003). Analysis of the slump test for on-site yield stress measurement of mineral suspensions. *International Journal of Mineral Processing, 70*(1), 3-21.

Coates, D. F., & Yu, Y. (1969). Analysis of grading effects on hydraulic and consolidated fill. *(CIM) Canadian Mining and Metalurgical Bulletin*, 279-284.

Consoli, N. C., Bassani, M. A., & Festugato, L. (2010). Effect of fiber-reinforcement on the strength of cemented soils. *Geotextiles and Geomembranes, 28*(4), 344-351.

Consoli, N. C., Casagrande, M. D., & Coop, M. R. (2005). Effect of fibers reinforcement on the isotropic compression behavior of a sand. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 131*(11), 1434-1436.

Consoli, N. C., Casagrande, M. D., Prietto, P. D., & Thomé, A. N. (2003). Plate load test on fiber-reinforced soil. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 129*(10), 951-955.

Consoli, N. C., Consoli, B. S., & Festugato, L. (2013a). A practical methodology for the determination of failure enveloppes of fiber-reinforced cemented sands. *Geotextiles and Geomembranes, 41*, 50-54.

Consoli, N. C., Festugato, L., Miguel, G. D., Moreira, E. B., & Filho, H. C. (2021). Fatigue life of green stabilized fiber-reinforced sulfate rich dispersive soil. *Journal of Materials in Civil Engineering, 33*(9), 04021249.

Consoli, N. C., Heineck, K. S., Casagrande, M. D., & Coop, M. (2007). Shear strength behavior of fiber-reinforced sand considering triaxial tests under distinct stress paths. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 133*(11), 1466-1469.

Consoli, N. C., Moraes, R. R., & Festugato, L. (2013b). Parameters controlling tensile and compressive strength of fiber-reinforced cemented soil. *Journal of Materials in Civil Engineering, 25*(10), 1568-1573.

Consoli, N. C., Nierwinski, H. P., & Anderson Peccin da Silva, J. S. (2017). Durability and strength of fiber-reinforced compacted gold tailings cement blends. *Geotextiles and Geomembranes, 45*, 98-102.

Consoli, N. C., Rosa, D. A., Cruz, R. C., & Rosa, A. D. (2011a). Water content, porosity and cement content as parameters controlling strength of artificially cemented silty soil. *Engineering Geology, 122*(3-4), 328-333.

Consoli, N. C., Vendruscolo, M. A., Fonini, A., & Rosa, F. D. (2009). Fiber reinforcement effects on sand considering a wide cementation range. *Geotextiles and Geomembranes, 27*(3), 196-203.

Consoli, N. C., Zortéa, F., Souza, M. D., & Festugato, L. (2011b). Studies on the dosage of fiber-reinforced cemented soils. *Journal of Materials in Civil Engineering, 23*(12), 1624-1632.

Cooke, R., & Paterson, C. (2007, April 29-May 2). Backfill pipeline distribution systems: Design methodology review. *Proceedings of the 9th international symposium on mining with backfill*, Paper 20.

Cosset, G. (2009, Décembre). Comportement hydrogéologique d'une couverture monocouche sur des résidus sulfureux: Essais en colonnes et simulations numériques. Montréal, Québec, Canada: Presses internationales Polytechnique de Montréal.

Cui, L., & Fall, M. (2016). An evolutive elasto-plastic model for cemented paste backfill. *Computers and Geotechnics, 71*, 19-29.

Cui, L., & Fall, M. (2017). Modeling of self-dessication in a cemented backfill structure. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 42*(3), 558-583.

Cui, L., & Fall, M. (2020). Numerical simulation of consolidation behavior of large hydrating fill mass. *International Journal of Concrete Structures and Materials, 14*(23), 1-16.

Cullen, P., O'Donnel, C., & Houska, M. (2003). Rotational rheometry using complex geometries - A review. *Journal of Texture Studies, 34*(1), 1-20.

Dalcé, J. B., Li, L., & Yang, P. (2019). Experimental study of uniaxial compressive strength (UCS) distribution of hydraulic backfill associated with segregation. *Minerals, 9*(3), 147.

Deb, D., Sreenivas, T., Dey, G., & Panchal, S. (2017). Paste backfill technology: Essential characteristics and assessment of its application for mill rejects of uranium ores. *Transactions of the Indian Institute of Metals, 70*, 487-495.

Dershowitz, W. S., & Herda, H. H. (1992, Juin 03). Interpretation of fracture spacing and intensity. *The 33rd U.S. Symposium On Rock Mechanics (USRMS)*.

De-Souza, E., Archibald, J., & Dirige, A. (2004, Juin 6-9). Underground backfill practices in canadian mines. *In Proceddings of the 6th North America Rock Mechanics Symposium (NARMS)*.

Dickhout, M. H. (1973). The role and behaviour of fill in mining. *Proceedings of the jubilee symposium on mine filling* (pp. 1-11). North West Queensland : The Australasian Institute of Mining and Metallurgy.

Dobchuk, B., Nichol, C., Wilson, G. W., & Aubertin, M. (2013). Evaluation of a single-layer desulphurized tailings cover. *Canadian Geotechnical Journal, 50*(7), 777-792.

Edraki, M., Baumgartl, T., Manlapig, E., Bradsha, D., Franks, D. M., & Moran, C. J. (2014). Desingning mine tailings for better environmental, social and economic outcomes: A review of alternative approaches. *Journal Cleaner Production, 84*, 411-420.

El-Mkadmi, N., Aubertin, M., & Li, L. (2014). Effect of drainage and sequential filling on the behavior of backfill in mine stopes. *Canadian Geotechnical Journal, 51*(1), 1-15.

El-Mkadmi, N. E. (2012). *Simulations du comportement géotechnique des remblais dans les chantiers miniers: effets du drainage et de la consolidation.* Montréal: Université de Montréal.

Emad, M. Z., Vennes, I., Mitri, H., & Kelly, C. (2014). Backfill practices for sublevel stoping system. (S. I. Publishing, Éd.) *Mine Planning and Equipment selection*, pp. 391-402.

Emad, M., Mitri, H., & Kelly, C. (2015). State-of-the-art review of backfill practices for sublevel stoping system. *International Journal of Mining Reclamation and Environment, 29*, 544-556.

Ercikdi, B., Kesimal, A., Cihangir, F., Deveci, H., & Alp, I. (2009). Cemented paste backfill of sulphide-rich tailings: Importance of binder type and dosage. *Cement and Concrete Composites, 31*(4), 268-274.

Essayad, K., & Aubertin, M. (2021). Consolidation of hard rock tailings under positive and negative pore-water pressures: testing procedures and experimental results. *Canadian Geotechnical Journal, 58*(1), 49-65.

Estellé, P., Michon, C., Lanos, C., & Grossiord, J. (2011). *De l'intérêt d'une caractérisation rhéologique empirique et relative.* Université Rennes 1. Rennes: INSA.

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.

Fahey, M., Helinski, M., & Fourie, A. (2011). Development of specimen curing procedures that account for the influence of effective stress during curing on the strength of cemented mine backfill. *Geotechnical and Geological Engineering, 29*(5), 709-723.

Fall, M., & Benzaazoua, M. (2003). Modeling and simulation of paste backfill performance properties . *Proceeding of 56th canadian geotechnical conference*, (pp. 161-167). Winnipeg, Manitoba.

Fall, M., & Pokharel, M. (2010). Coupled effets of sulphate and temperature on the strength development of cemented tailings backfills: Portland cement-paste backfill. *Cement and Concrete Composites, 32*(10), 819-828.

Fall, M., Adrien, D., Célestin, J. C., Pokharel, M., & Touré, M. (2009). Saturated hydraulic conductivity of cemented paste backfill. *Minerals engineering, 22*(15), 1307-1317.

Fall, M., Célestin, J. C., Pokharel, M., & Touré, M. (2010). A contribution to understanding the effects of curing temperature on the mechanical properties of mine cemented tailings backfill. *Engineering Geology, 114*(3-4), 397-413.

Fan, C., Li, L., Liu, G., Yang, X., Song, W., Guo, L., & Wang, R. (2025). Numerical analysis of the stability and minimum required strength of sill mats considering creep behavior of rock mass. *International Journal of Minerals, Metallurgy and Materials, 32*(7), 1471-1482.

Fang, K., & Cui, L. (2023). Experimental investigation of evolutive mode I and mode II fracture behavior of fiber reinforced cemented paste backfill, Effect of curing temperature and curing time. *Frontiers of Structural and Civil Engineering, 17*, 256-270.

Farsangi, P. N. (1996). *Improving cemented rockfill design in open stoping.* Montréal: McGill University.

Ferraris, C. F. (1999). Measurement of the rheological properties of high performance concrete: State of the art report. *Journal of Research of the National Institute of Standards and Technology*, 461-478.

Festugato, L., Consoli, N., & Fourie, A. (2015). Cyclic shear behaviour of fibre-reinforced mine tailings. *Geosynthetics International, 22*(2), 196-206.

Festugato, L., Fourie, A., & Consoli, N. C. (2013). Cyclic shear response of fibre-reinforced cemented paste backfill. *Géotechnique Letters, 3*(1), 5-12.

Festugato, L., Menger, E., Benezra, F., & Consoli, N. C. (2017). Fibre-reinforced cemneted soils compressive and tensile strength assessment as a function of filament length. *Geotextiles and Geomembranes, 45*(1), 77-82.

Festugato, L., Silva, A. p., Diambra, A., Consoli, N. C., & Ibraim, E. (2018). Modeling tensile/compressive strength ratio of fibre reinforced cemented soils. *Geotextiles and Geomembranes, 46*(2), 155-165.

Fourie, A. B., Copeland, A. M., & Barrett, A. J. (1994). Optimisation of the as-placed properties of hydraulic backfill. *The Journal of the South African Institute of Mining and Metallurgy*, 199-209.

Ghirian, A., & Fall, M. (2013). Coupled thermo-hydro-mechanical-chemical behaviour of cemented paste backfill in column experiments. Part I: physical, hydraulic and thermal processes and characteristics. *Engineering Geology, 164*, 195-207.

Ghirian, A., & Fall, M. (2014). Coupled thermo-hydro-mechanical-chemical behaviour of cemented paste backfill in column experiments: Part II: Mechanical, chemical and microstructural processes and characteristics. *Engineering Geology, 170*, 11-23.

Ghirian, A., & Fall, M. (2015). Coupled behavior of cemented paste backfill at early ages. *Geotechnical and Geological Engineering, 33*, 1141-1166.

Ghirian, A., & Fall, M. (2016). Strength evolution and deformation behaviour of cemented paste backfill at early ages: Effect of curing stress, filling strategy and drainage. *International Journal of Mining Science and Technology, 26*(5), 809-817.

Ghirian, A., & Fall, M. (2017). Properties of cemented paste backfill. *Paste tailings management*, 59-109.

Godbout, J., Bussière, B., & Belem, T. (2007). Evolution of cemented paste backfill saturated hydraulic conductivity at early curing time. *GeoOttawa 2007* (pp. 2230-2236). Canada: Canadian Geotechnical Society.

Grabinsky, M., & Simms, P. (2006). Self-dessication of cemented paste backfill and implications for mine design. Dans S. L. R. Jewell (Éd.), *Paste Thickened And Filtered Tailings* (pp. 323-332). Perth: Australian Centre for Geomechanics.

Grabinsky, M., Bawden, W., & Thompson, B. (2021). Required plug strength for continuously poured cemented paste backfill in longhole stopes. *Mining, 1*(1), 80-99.

Gray, D. H., & Ohashi, H. (1983). Mechanics of fiber reinforcement in sand. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 109*(3), 281-490.

Gray, R. J., & Johnston, C. D. (1987). The influence of fibre-matrix interfacial bond strength on the mechanical properties of steel fibre reinforced mortars. *International Journal of Cement Composites and Lightweight Concrete, 9*(1), 43-55.

Grice, T. (1998, Novembre). Underground mining with backfill. *2nd Annual Summit of Mine Tailings Disposal Systems*(696), 24-25.

Grice, T. (2001). Recent mine fill developments in Australia. *Proceedings 7th International Symposium on Mining with Backfill* (pp. 351-357). Englewood, Colorado: Society for Mining, Metallurgy & Exploration.

Guler, G. (1998). Analysis of the rock mass behaviour as associated with Ventersdorp contact reef stopes. *Masters Dissertation, University of the Witwatersrand*.

Hakiel, L. (2000). *Conception et optimisation des nouvelles méthodes d'abattage.* Université Laval, Département des mines et métallurgie. Québec: Bibliothèque nationale du Canada.

Harvey, A. (2004). *Étude compacrative des contraintes triaxiales dans le remblai en pâte selon la portée des chantiers.* École Polytechnique de Montréal. Montréal: Bibliothèque nationale du Canada.

Hassan Bouzahzah, M. B. (2014). *Revue de littérature détaillée sur les tests statiques et les essais cinétiques comme outils de prédiction du drainage minier acide.* Récupéré sur Revue francophone d'écologie urbaine et industrielle: http://lodel.irevues.inist.fr/dechets-sciences-techniques/docannexe/file/340/2_bouzahzah.pdf

Hassani, F. P., & Archibald, J. F. (1998). *Mine Backfill.* Montréal: Canadian Institute of Mining, Metallurgy and Petroleum.

Hefni, M., & Hassani, F. (2020). Experimental development of a novel mine backfill material: Foam mine fill. *Minerals, 10*(6), 564.

Helinski, M. (2007). *Mechanics of mine backfill.* Perth: University of Western Australia.

Helinski, M., A, F., Fahey, M., & Ismail, M. (2007). Assessment of the self-dessication process in cemented mine backfills. *Canadian Geotechnical Journal, 44*(10), 1148-1156.

Helinski, M., Fahey, M., & Fourie, A. (2007). Numerical modeling of cemented mine backfill deposition. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 133*(10), 1308-1319.

Helinski, M., Fahey, M., & Fourie, A. (2011). Behavior of cemented paste backfill in two mine stopes: measurements and modeling. *Journal of geotecnical and geoenvironmental engineering, 137*(2), 171-182.

Helinski, M., Fourie, A., & Fahey, M. (2006). Mechanics of early age CPB. Dans R. Jewell, S. Lawson, & P. Newman (Éd.), *Proceedings of the Symposium at the 9th International Seminar on Paste and Thickened Tailings* (pp. 313-322). Perth, Australia: Australian Centre for Geomechanics.

Hoek, E., & Bray, J. D. (1981). *Rock slope engineering.* CRC press.

Hoek, E., & Karzulovic, A. (2000). Rock mass properties for surface mines. (M. M. WA Hustrulid, Éd.) *Slope Stability in Surface Mining, CO*, 59-70.

Hoek, E., & Martin, C. D. (2014). Fracture initiation and propagationin intact rock - a review. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering, 6*, 287-300.

Hondros, G. (1959). The evaluation of Poisson's ratio and the modulus of materials of low tensile resistance by the Brazilian (indirect tensile) test with particular reference to concrete. *Australian Journal of Aplied Science, 10*(3), 243-268.

Hou, Y., Kong, P., Yang, K., Yin, S., Yu, X., Wang, Y., & Kou, P. (2024). Enhancing performance and structural integrity of cemented paste backfill: Rheological behavior, strength characteristics, and microstructural dynamics. *Case Studies in Construction Materials, 20*, 303367.

Hou, Y., Yang, K., Yin, S., Chen, X., & Zhang, L. (2023). Experimental study on mechanical properties, microstructure and ratio parameter optimization of mixed fiber-reinforced rubber cemented coarse aggregate backfill. *Construction and Building Materials, 409*, 134105.

Hou, Y., Yin, S., Chen, X., Zhang, M., & Du, H. (2023). Experimental study on time dependent rheological properties and mechanical performance of cemented fine tailings backfill mixed with polypropylene fiber. *Environmental Science and Pollution Research, 30*(46), 102862-102879.

Huang, Z., Cao, S., & Qin, S. (2022). Research on the mechanical properties of 3D printing polymer reinforced cemented tailings backfill under uniaxial compression. *Geotechnical and Geological Engineering, 40*, 3255-3266.

Huang, Z., Cao, S., & Yilmaz, E. (2021). Investigation on the flexural strength, failure pattern and microstructural characteristics of combined fibers reinforced cemented tailings backfill. *Construction and Buildings Materials, 300*, 124005.

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*, 1-19.

Jiang, H., Yi, H., Yilmaz, E., Liu, S., & Qiu, J. (2020). Ultrasonic evaluation of strength properties of cemented paste backfill: Effects of mineral admixture and curing temperature. *Ultrasonic, 100*, 105983.

Jing, L. (2003). A review of techniques, adavances and outstanding issues in numerical modelling for rock mechanics and rock engineering. (Pergamon, Éd.) *International Journalof Rocks Mechanics & Mining Sciences*(40), 283-353.

Johanson, K. (2014). Review of new segregation measurement technique. *Powder Technology*, 1-10.

Jung, S. J., & Biswas, K. (2002). Review of current high density paste fill and its technology. *Mineral Ressources Engineering, 11*(2), 165-182.

Kalonji, K. (2016). *Étude des propriétés rhéologiques et du transport du remblai cimenté en pâte en conditions nordiques.* École Polytechnique de Montréal. Montréal: Université de Montréal.

Keita, A. M., Jahanbakhshzadeh, A., & Li, L. (2021). Numerical analysis of the stability of arched sill mats made of cemented backfill. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 140*, 104667.

Keita, A. M., Jahanbakhshzadeh, A., & Li, L. (2022). Numerical analysis of the failure mechanisms of sill mats made of cemneted backfill. *International Journal of Geotechnical Engineering, 16*(7), 802-814.

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.

Kesimal, A., Yimaz, E., & Ercikdi, B. (2004). Evaluation of paste backfill test results obtained from different size slumps with varying cement contents for sulphur rich mill tailings. *Cement and Concrete Research, 34*(10), 1817-1822.

Khatami, H., Deng, A., & Jaska, M. (2020). The arching effect in rubber-sand mixtures. *Geosynthetics International, 27*(4), 432-450.

Klein, K., & Simon, D. (2006). Effect of specimen composition on the strength development in cemented paste backfill. *Canadian Geotechnical Journal, 43*(3), 310-324.

Koohestani, B. (2017). Effect of saline admixtures on mechanical and microstructural properties of cementitious matrices containing tailings. *Construction and Building Materials, 156*, 1019-1027.

Krauland, N. (1989). Developments in sweden of the rock mechanics of cut and fill mining. (F. Hassani, M. Scoble, & T. Yu, Éd.) *Innovations in Mining Backfill Technology*, 23-32.

Krenchel, H., & Jensen, H. W. (1980). Fibrous Concrete. *Proceedings of the Symposium on Fibrous Concrete* (pp. 87-98). London: The construction Press: Lancaster.

Kuganathan, K. (2001). Mine backfilling, backfill drainage and bulkhead construction - a safety first approach. *Australia Mining Monthly*, 58-64.

La Société Canadienne de Géotechnique . (2013). *Manuel canadien d'ingénierie des fondations* . Richmond; Colombie- Britannique: c/o BiTech Publishers Ltd.

Lamos, A. W., & Clark, I. H. (1989). The influence of material composition and sample geometry on the strength of cemented backfill. *Innovations in Mining Backfill Technology* (pp. 89-94). Rotterdam: Balkema.

L'Écuyer, M., Chapuis, R., & Aubertin, M. (1992). Propriétés hydrogéotechniques des résidus miniers de Solbec et Cupra, Québec. *Conférence Canadienne de Géotechnique*, (pp. 79-1-79-11). Toronto.

Li, C., & Zornberg, J. G. (2013). Mobilization of reinforcement forces in fiber-reinforced soil. (A. S. (ASCE), Éd.) *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 139*(1), 107-115.

Li, J., Yilmaz, E., & Cao, S. (2020). Influence of solid content, cement/tailings ratio, and curing time on rheology and strength of cemented tailings backfill. *Minerals, 10*(10), 922.

Li, L. (2019). *Vers une conception de barricades plus sécuritaire dans les mines: Étude de l'interaction entre le remblai et les structures encaissantes.* Montréal (Québec): Institut de recherche Robert-Sauvé en santé et en sécurité du travail.

Li, L. (2014b). Analytical solution for determining the required strength of a side-exposed mine backfill containing a plug. *Canadian Geotechnical Journal, 51*(5), 508-519.

Li, L. (2014a). Generalized solution for mining backfill design. *Internation Journal of Geomechanics*, 1-11.

Li, L. (2017). *Notes de cours: Méthodes de minage en souterrain avec remblai.* Montréal: École Polytechnique de Montréal.

Li, L., & Aubertin, M. (2009a). 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. (2009b). Horizontal pressure on baricades for backfilled stopes. Part I: Fully drained conditions. *Canadian Geotechnical Journal, 46*(1), 37-46.

Li, L., & Aubertin, M. (2009c). Numerical investigation of the stress state in inclined backfilled stopes. *International Journal of Geomechanics, 9*(2), 52-62.

Li, L., & Aubertin, M. (2010). An analytical solution for the nonlinear distribution of effective and total stresses in vertical backfilled stopes. *Geomechanics and Geoengineering, 5*(4), 237-245.

Li, L., & Aubertin, M. (2011). Limit equilibrium analysis for the design of backfilled stope barricades made of waste rock. *Canadian Geotechnical Journal*, 1713-1728.

Li, L., & Aubertin, M. (2012). A modified solution to assess the required strength of exposed backfill in mine stopes. *Canadian Geotechnical Journal, 49*(8), 994-1002.

Li, L., & Aubertin, M. (2014). An improved method to assess the required strength of cemented backfill in underground stopes with an open face. *International Journal of Mining Science and Technology, 24*(4), 549-558.

Li, L., & Yang, P. (2015). A numerical evaluation of continuous backfilling in cemented paste backfilled stope through an application of wick drains. *International Journal of Mining Science and Technology, 25*(6), 897-904.

Li, L., Alvarez, I. C., & Aubertin, J. D. (2013). Self-weight consolidation of slurried deposition: tests and interpretation. *International Journal of Geotechnical Engineering, 7*(2), 205-213.

Li, L., Aubertin, M., & Simon, R. (1999). Multiaxial failure criterion with time and size effects for intact rock. *ARMA US Rock Mechanics/Geomechanics Symposium, ARMA-99*, 0653.

Li, L., Aubertin, M., & Simon, R. (2017). THE MSDPu multiaxial criterion for the strength of rocks and rock masses. *Rock Mechanics and Engineering, Volume 1*, 396-423.

Li, V. C., & Stang, H. (1997). Interface property characterization and strengthening mechanisms in fiber reinforced cement based composites. *Advanced cement based materials, 6*(1), 1-20.

Li, W., & Fall, M. (2016). Sulphate effect on the early age strength and self-dessication of cemented paste backfill. *Construction and Building Materials, 106*, 296-304.

Libos, I. L., & Cui, L. (2020). Mechanical properties and behavior of early-age fiber-reinforced cemented paste backfill. *Proceedings of the 5th International Conference on Civil Structural and Transportation Engineering*, (pp. 193.1-193.6). Virtual Conference.

Libos, I. L., Cui, L., & Liu, X. (2021). Effect of curing temperature on time-dependent shear behavior and properties of polypropylene fiber-reinforced cemented paste backfill. *Construction and Building Materials, 311*, 125302.

Libos, L. L., & Cui, L. (2021). Time and temperature dependance of compressive and tensile behaviors of polypropylene fiber-reinforced cemented paste backfill. *Frontiers of Structural and Civil Engineering, 15*, 1025-1037.

Liu, G., Li, L., Yao, M., Landry, D., Malek, F., Yang, X., & Guo, L. (2017). An investifation of uniaxial compressive strength of a cemented hydraulic backfill made of alluvial sand. *minerals*, 1-13.

Liu, H., & Fall, M. (2025). Consolidation and mechanical response of cemented tailings backfill to multiaxial stresses from rockwall closure and self-loading. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*.

Liu, L., Xin, J., Huan, C., Qi, C., Zhou, W., & Song, K. I. (2020). Pore and strength characteristics of cemented paste backfill using sulphide tailings: Effect of sulphur content. *Construction and Building Materials, 237*, 117452.

Liu, L., Yang, P., Qi, C., Zhang, B., Guo, L., & Song, K.-I. (2019). An experimental study on the early-age hydration kinetics of cemented paste backfill. *Construction and Building Materials, 212*, 283-294.

Liu, L., Zhu, C., Qi, C., Wang, M., Huan, C., Zhang, B., & Song, K. I. (2019). Effects of curing time and ice-to-water ratio on performance of cemented paste backfill containing ice slag. *Construction and Building Materials, 228*, 116639.

Liu, S., Fall, M., & Haruna, S. (2025). Understanding the triaxial behavior of cemented tailings backfill reinforced with fibers. *International Journal of Geomechanics, 25*(6), 04025078.

Lominé, F. (2007). *Écoulement des particules dans un milieu poreux.* Paris: Université de Rennes.

Ma, G., Li, Z., Yi, X., & Guo, L. (2016). Macro-meso experiment of fiber-reinforced cement paste filling material. *Beijing Gongye Daxue Xuebao/Journal of Beijing University of technology, 42*(3), 406-412.

Maage, M. (1977). Interaction betwween steel fibers and cement based matrixes. *Matériaux et Construction, 10*(5), 297-301.

Maher, M. H., & Gray, D. H. (1990). Static response of sands reinforced with randomly distributed fibers. *Journal of Geotechnical Engineering, 116*(11), 1661-1677.

Malusis, M. A., Evans, J. C., Mclane, M. H., & Woodward, N. R. (2008, Septembre). A miniature cone for measuring the slump of soil-bentonite cutoff wall backfill. *ASTM International Geotechnical Testing Journal, 31*(5), 373-380.

Mangane, M. B. (2016). Amélioration de la résistance mécanique des remblais miniers en pâte cimentés: étude des effets de l'ajout d'adjuvants et de liants alternatifs. *École Polytechnique de Montréal*.

Mangane, M. B., Argane, R., Trauchessec, R., Lecomte, A., & Benzaazoua, M. (2018). Influence of superplasticizers on mechanical properties and workability of cemented paste backfill. *Minerals Engineering, 116*, 3-14.

Masniyom, M., & Hai, D. V. (2017). Paste backfilling used for coal fire control in Thailand. Dans H. F. Amir, & P. S. Khiew (Éd.), *Proceedings of the International Conference on*

Mechanical; Aeronautical and Automative Engineering (pp. 25-27). Malacca, Malaysia: (ICMAA 2017).

Mastali, M., Dalvand, A., & Sattarifard, A. (2017). The impact resistance and mechanical properties of the reinforced self-compacting concrete incorporating recycled CFRP fiber with different lengths and dosages. *Composites Part B: Engineering, 112*, 74-92.

Meyerhof, G. (1957). The ultimate bearing capacity of foundations on slopes. *Proceedures of 4th International Conference on soil Mechanics and Foundations Engineerig*, (pp. 384-386).

Ministère du développement durable, d. l. (2016, Mars 31). *Évaluation environnementale des projets*. Récupéré sur Ministère du développement durable, de l'environnement et de la lutte contre le réchauffement climatique: http://www.mddelcc.gouv.qc.ca/

Mitchell, R. J. (1991). Sill mat evaluation using centrifuge models. *Mining and Science Technology, 13*(3), 301-313.

Mitchell, R. J., & Wong, B. C. (1982). Behaviour of cemented tailings sands. *Canadian Geotechnical Journal*, 289-295.

Mitchell, R. J., Olsen, R. S., & Smith, J. D. (1982). Model studies on cemented tailings used in mine backfill. *Canadian Geotechnical Journal, 19*(1), 14-28.

Mitchell, R., & Stone, D. (1987). Stability of reinforced cemented backfills. *Canadian Geotechnical Journal, 24*(2), 189-197.

Mosby, J., Silva, S. R., & Enstad, G. G. (1996). Segregation of particulate materials mechannisms and testers. *Kona*, 31-42.

Murata, J. (1977). Fundamental studies on the rheology of fresh concrete. *Journal of Japan Concrete Institute, 15*(1).

Murata, J. (1984). Flow and deformation of fresh concrete. *Matériaux et Construction*, 117-129.

Murata, J., & Kikukawa, H. (1979, April). A proposal on the method for estimation of rheological quantities of fresh concrete. *Proceedings of the Japan Society of Civil Engineers*(284).

Murata, J., & Suzuki, K. (1981, July). A test method for consistency of grout mortar. *Cement and Concrete*(413).

Naaman, A. E. (2003). Engineered steel fibers with optimal properties for reinforcement of cement composites. *Journal of adavanced concrete technology, 1*(3), 241-252.

Nasir, O., & Fall, M. (2010). Coupling binder hydration temperature and compressive strength development of underground cemented paste backfill at early ages. *Tunelling and underground space technology, 25*(1), 9-20.

Nguyen, A. T. (2015). Influence des incertitudes géométriques et de la méthode de modélisation dans l'analyse de stabilité des talus rocheux: application aux mines à ciel ouvert. *Thèse de doctorat*. France: Université de Lorraine.

Nguyen, T. L., Szymkiewicz, F., Reiffsteck, P., & Bourgeois, E. (2011). Caractérisation et effet de l'anisotropie sur le comportement des sols reconstitués. *Canadian Geotechnical Journal*, 1-17.

Nicholson, R. V., Gillham, R. W., Cherry, J. A., & Reardon, E. J. (1989). Reduction of acid generation in mine tailings through the use of moisture-retaining cover layers as oxygen barriers. *Canadian Geotechnical Journal, 26*(1), 1-8.

Niu, H., Hassani, F. P., Kermani, M. F., & He, M. (2021). Rheological and mechanical properties of fiber-reinforced cemented paste and foam backfill. *International Journal of Mining, Reclamation and Environment, 35*(7), 488-505.

Oda, M. (1993). Inherent and induced anisotropy in plasticity theory of granular soils. *Mechanical Granular Mater*, 35-45.

Oda, M., koishikawa, I., & Hihuehi, T. (1978). Experimental study of anisotropic shear strength of sand by plane strain test. *Soils and Foundations*, 25-38.

Oliver, P. H., & Landriault, D. (1989). The convergence resistance of mine backfills. *Innovations in mining backfill technology* (pp. 433-436). Rotterdam: Balkema.

Ouellet, J. (1992). *Le sel meuble en tant que matériau de remblayage dans les mines de sel gemme* . Montréal: École Polytechnique de Montréal.

Ouellet, S., Bussière, B., Aubertin, M., & Benzaazoua, M. (2007). Microstructural evolution of cemneted paste backfill: Mercury intrusion porosimetry test results. *Cement and Concrete Research, 37*(12), 1654-1665.

Pagé, P., Li, L., Yang, P., & Simon, R. (2019). Numerical investigation of the stability of a based-exposed sill mat made of cemented backfill. *International Journal of Rocks Mechanics and Mining Sciences, 114*, 195-207.

Pan, A., & Grabinsky, M. (2021). Tensile strength of cemented paste backfill. *Geotechnical Testing Journal, 44*(6), 1886-1897.

Pan, A., & Grabinsky, M. (2023). Mechanical characterization of cemented paste backfill. *Eng, 4*(1), 738-747.

Panesar, D. K., & Shindman, B. (2012). The effect of segregation on transport and durability properties of self consolidating concrete. *Elsevier*, 252-264.

Pashias, N., Boger, D. V., Summers, J., & Gleinster, D. J. (1996). A fifty cent rheometer for field stress measurement. *Journal of Rheology, 40*(6), 1179-1189.

Pedroni, L. (2011). *Étude expérimentale et numérique de la sédimentation et de la consolidation des boues de traitement des eaux acides.* Montréal: École Polytechnique de Montréal.

Pokharel, M., & Fall, M. (2013). Combined influence of sulphate and temperature on the saturated hydraulic conductivity of hardened cemented paste backfill. *Cement and Concrete Composites, 38*, 21-28.

Potvin, Y., & Slade, N. (2006). Controling extreme ground deformation: learning from four australian case studies. Dans U. Laval (Éd.), *Deep and High stress mining. 1*, pp. 1-12. Canada: J. Hadjigeorgiou & M. Grenon.

Potvin, Y., Thomas, E., & Fourie, A. (2005). *Handbook on mine fill.* Nedlands, Western Australia: Australian centre for geomechanics.

Qi, C., & Fourie, A. (2019). Cemented paste backfill for mineral tailings management: Review and future perspectives. *Minerals Engineering, 144*, 106025.

Qin, J., Zheng, J., & Li, L. (2021). An analytical solution to estimate the settlement of tailings or backfill slurry by considering the sedimentation and consolidation. *International Journal of Mining Science and Technology, 31*(3), 463-471.

Qin, J., Zheng, J., & Li, L. (2021). Experimental study of the shrinkage behavior of cemented paste backfill. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering, 13*(3), 545 - 554.

Qing-biao, W., Qing-kai, Z., Tang-Sha, S., Xiao-ge, Y., Shu-yi, X., Jun-jie, Z., & Qing-li, K. (2018). The rheological test and application research of glass fiber cement slurry based on plugging mechanism of dynamic water grouting. *Construction and Building Materials, 189*, 119-130.

Raffaldi, M., Seymour, J., Richardson, J., Zahl, E., & Board, M. (2019). Cemented paste backfill geomechanics at a narrow-vein underhand cut-and-fill mine. *Rock Mechanics Rock Engineering, 52*(12), 4625-4940.

Rankine, K. J., & Sivakugan, N. (2005). Drainage characteristics and behavior of hydraulically placed mine fill and fill baricades. *AA Balkema publishers*, 579-582.

Rankine, K. J., Sivakugan, N., & Cowling, R. (2004). Emplaced characteristics of hydraulic fills in a number of Australian mines. *Journal of Geotechnical and Geological Engineering*.

Reddy, S. N., & Sai, P. S. (2014). Experimental investigation on segregation of binary mixture of solids by continuous liquid fluidisation. *2014 5th International Conference on Chemical Engineering and Applications* (pp. 20-24). Singapore: IACSIT Press.

Riquelme, A. J., Abellàn, A., Tomàs, R., & Jaboyedoff, M. (2014). A new approach for semi-automatic rock mass joints recognition from 3D point clouds. *Computers & geosciences, 68*, 38-52.

Robinsky, E. (1975). Thickened discharge : A new approach to tailings disposal. *CIM Bulletin, 68*, 47-53.

Rosato, A. D., & Blackmore, D. L. (2000). IUTAM Symposium on segregation in granular flow. *Proceedings of the IUTAM symposium held in Cape May, NJ, USA* (pp. 11-29). New-Jersey: Springer-Science+Business Media, B.V.

Saebimoghaddam, A. (2010). *Liquefaction of early age cemented paste backfill.* Canada: University of Toronto.

Sainsbury, B. L., & Sainsbury, D. P. (2017). Practical use of the ubiquitous-joint constitutive model for the simulation of anisotropic rock masses. *Rock Mechanics Rock Engineering, 50*, 1507-1528.

Senyur, G. (1989). The time effect on flow through mine backfill materials. *Innovations in mining backfill technology* (pp. 415-423). Rotterdam: Balkema.

Seymour, J., Martin, L., Clark, C., Tesarik, D., & Stepan, M. (2013). An analysis of recent MSHA accident data for underground metal mines using backfill. *In SME annual meeting* (p. 9). Denver, Colorado: Society for Mining, Metallurgy, & Exploration.

Shahsavari, M., & Grabinsky, M. (2016). Pore water pressure variations in cemented paste backfilled stopes. *Geo-Chicago*, (pp. 331-342). Chicago, Illinois.

Shahsavari, M., Jafari, M., & Grabinsky, M. (2022). Cemented paste backfill hydraulic conductivity evolution from 30 minutes to 1 week. *Geotechnical Testing Journal, 45*(2), 753-777.

Shahsavari, M., Jafari, M., & Grabinsky, M. (2023). Simulation of cemented paste backfill (CPB) deposition through column experiments: comparisons of field measurements, laboratory measurements, and analytical solutions. *Canadian Geotechnical Journal, 60*, 1505-1514.

Shao, Y., Li, Z., & Shah, S. P. (1993). Matrix craking and interface debonding in fiber-reinforced cement matrix composites. *Advanced Cement Based Materials, 1*(2), 55-66.

Sheshpari, M. (2015). A review on types of binder and hydration in cemented paste backfill (CPB). *Electronic Jouranal of Geotechnical Engineering*, 5949-5963.

Simms, P., & Grabinsky, M. (2009). Direct measurement of matric suction in triaxial tests on early-age cemented paste backfill. *Canadian Geotechnical Journal, 46*(1), 93-101.

Simon, D., & Grabinsky, M. (2013). Apparent yield stress measurement in cemented paste backfill. *International Journal of Mining, Reclamation and Environment, 27*(4), 231-256.

Sivakugan, N., & Rankine, K. S. (2006). A simple solution for drainage through a 2-dimensional hydraulic fill stope. *Geotechnical and Geological Engineering*, 1229-1241.

Sivakugan, N., Rankine, K., & Rankine, R. (2005). Geotechnical aspects of hydraulic filling of underground mine stopes in Australia. *Elsevier*, 513-538.

Sivakugan, N., Rankine, R. M., Rankine, K. J., & Rankine, K. S. (2006). Geotechnical considerations in mine backfilling in Australia. *Journal of Cleaner Production, 14*(12-13), 1168-1175.

Sobhi, M. A. (2014). *Analyse numérique visant à l'évaluation du coefficient de pression des terres et des contraintes dans des chantiers remblayés au-dessus d'un pilier-dalle.* Montréal: École Polytechnique de Montréal.

Sobhi, M. A., & Li, L. (2017). Numerical investigation of the stresses in backfilles stopes overlying a sill mat. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering, 9*(3), 490-501.

Sofra, F., & Boger, D. (2001). Slope prediction for thickened tailings and pastes. (A. A. Balkema, Éd.) *In tailings and Mine Waste 01: 8th International Conference*, 75-83.

Stone, D. (1993). *The optimization of mix designs for cemented rockfill.* Paper presented at the Minefill (Vol. 93, pp. 249-253).

Sun, W., ang, H. J., & Hou, K. P. (2018). Control of waste rock-tailings paste backfill for active mining subsidence areas. *Journal of Cleaner Production, 171*, 567-579.

Sun, W., Gao, T., Zhao, J., & Cheng, H. (2023). Research on fracture behavior and reinforcement mechanism of fiber-reinforced locally layered backfill: Expeirments and models. *Construction and Building Materials, 366*, 130186.

Tang, C. S., Shi, B., & Zhao, L. Z. (2010). Interfacial shear strength of fiber reinforced soil. *Geotextile and Geomembranes, 28*(1), 54-62.

Tang, C. S., Shi, B., Gao, W., Chen, F. J., & Cai, Y. (2007). Strength and mechanical behavior of short polypropylene fiber reinforced and cement stabilized clayey soil. *Geotextiles and Geomembranes, 25*(3), 194-202.

Tang, C.-S., Shi, B., Cui, Y.-J., Liu, C., & Gu, K. (2012). Dessication cracking behavior of polypropylene fiber-reinforced clayey soil. *Canadian Geotechnical Journal, 49*(9), 1088-1101.

Tastan, E. O., & Carraro, J. A. (2013). A new slurry-based method of preparation of hollow cylinder specimens of clean and silty sands. *Geotechnical Testing Journal*, 811-822.

Thomas, E. G., Nantel, L. H., & Notley, K. R. (1979). *Fill Technology in Underground Metallifeous Mines.* Kingston, Ontario, Canada: International Academic Services.

Thomas, E., & Holtham, P. (1989). The basics of preparation of deslimed mill tailing hydraulic fill. *Innovations in mining backfill technology* (pp. 425-431). Rotterdam: Balkema.

Thompson, B. D., Bawden, W. F., & Grabinsky, M. W. (2012). In situ measurements of cemented paste backfill at the Cayeli Mine. *Canadian Geotechnical Journal*, 49(7), 755-772.

Toufigh, V., Desai, C. S., Saadatmanesh, H., Toufigh, V., Ahmari, S., & Kabiri, E. (2014). Constitutive modeling and testing of interface between backfill soil and fiber-reinforcement polymer. *International Journal of Geomechanics, 14*(3), 04014009.

Vasconcelos, R. G., Beaudoin, N., Hamilton, A., Hyatt, N. C., Provis, J. L., & Corkhill, C. L. (2018). Characterisation of high pH cement backfill for the geological disposal of nuclear waste: The Nirex Reference Vault Backfill. *Applied Geochemistry, 89*, 180-189.

Vespa, M., Dahn, R., Grolimund, D., Wieland, E., & Scheidegger, A. M. (2006). Spectroscopic investigation of Ni speciation in hardened cement paste. *Environmental Science & Technology, 40*(7), 2275-2282.

Vespa, M., Dahn, R., Grolimund, D., Wieland, E., & Scheidegger, A. M. (2007). Co speciation in hardened cement paste: a macro- and micro-spectroscopic investigation. *Environmental Science & Technology, 41*(6), 1902-1908.

Vilaescusa, E. (2014). *Geotechnical design for sublevel open stoping.* Boca Raton: Taylor and Francis group.

Villaescusa, E. (2014). *Geotechnical Design for Sublevel Open Stoping.* Boca Raton, Florida: CRC Press; Taylor and Francis Group.

Waburton, P. M. (1980, Août). A stereological interpretation of joint trace data. (Elsevier, Éd.) *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts, 17*(4), 11-190.

Wang, L., Yang, H. Q., Zhou, S. H., Chen, E., & Tang, S. W. (2018). Hydration, mechanical property and C-S-H structureof early-strength low-heat cement-based materials. *Materials Letters, 217*, 151-154.

Wang, M., Liu, L., Zhang, X.-Y., Chen, L., Wang, S.-Q., & Jia, Y.-H. (2019). Experimental and numerical investigations of heat transfer and phase change characteristics of cemented paste backfill with PCM. *Applied Thermal Engineering, 150*, 121-131.

Wang, R., & Li, L. (2019). A non-stationary power law model to predict the secondary creep rate of rocks. *In Eighth International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering, American Society of Civil Engineers*, 476-483.

Wang, R., & Li, L. (2022). Time-dependent stability analyses of side-exposed backfill considering creep of surrounding rock mass. *Rock Mechanics and Rock Engineering, 55*(4), 2255-2279.

Wang, R., Li, L., & Simon, R. (2019). A model for describing and predicting the creep strain of rocks from the primary to the tertiary stage. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 123*, 104087.

Wang, R., Zeng, F., & L., L. (2021). Stability Analyses of side exposed backfill considering mine depth and extraction of adjacent stope. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 142*, 104735.

Williams, T. J., Brady, T. M., Bayer, D. C., Bren, M. J., Pakalnis, R. T., Marjerison, J. A., & Langston, R. B. (2007). *Underhand cut and fill mining as practiced in three deep hard rock mines in the United States.*

Xu, W., Li, Q., & Zhang, Y. (2019). Influence of temperature on compressive strength, microstructure properties and failure pattern of fiber-reinforced cemented tailings backfill. *Construction and Building Materials, 222*, 776-785.

Xu, X., An, N., & Fang, K. (2022). Experimental investigation into the temperature effect on the shear behavior of the fiber-reinforced interface between rock and cemented paste backfill. *Construction and Building Materials, 356*, 129280.

Xue, G., & Yilmaz, E. (2022). Strength, acoustic, and fractal behavior of fiber reinforced cemented tailings backfill subjected to triaxial compression loads. *Construction and Building Materials, 338*, 127667.

Xue, G., Yilmaz, E., & Song, W. (2019). Influence of fiber reinforcement on mechanical behavior and microstructural properties of cemented tailings backfill. *Construction and Building Materials*(213), 275-285.

Xue, G., Yilmaz, E., Song, W., & Cao, S. (2020). Fiber length effect on strength properties of polypropylene fiber reinforced cemented tailings backfill specimens with different sizes. *Construction and Building Materials, 241*, 118113.

Xue, X., Gu, Y., Zhang, X., Wu, S., Sun, P., Cui, J., & Wang, X. (2023). Mechanical behavior and microscopic mechanism of fiber reinforced coarse aggregate cemented backfill. *Construction and Building Materials, 366*, 130093.

Yang, P., & Li, L. (2015). Investigation of the short-term stress distribution in stopes and drifts backfilled with cemented paste backfill. *International Journal of Mining Science and Technology, 25*(5), 721-728.

Yang, P., & LI, L. (2017). Evolution of water table and pore water pressure in stopes with submerged hydraulic fill. *International Journal of Geomechanics, 17*(9), 04017052.

Yang, P., Li, L., & Aubertin, M. (2017). A new solution to assess the required strength of mine backfill with a vertical exposure. *International Journal of Geomechanics, 17*(10), 04017084.

Yang, P., Li, L., Aubertin, M., Brochu-Baekelmans, M., & Ouellet, S. (2016). Stability analyses of waste rock barricades designed to retain paste backfill. *International Journal of Geomechanics, 17*(3), 04016079.

Yi, X. (2016). *Experimental studies on the stability of reinforced cemented paste backfill.* Australia: The University of Western Australia.

Yi, X. W., Ma, G. W., & Fourie, A. (2018). Centrifuge model studies on the stability of fibre-reinforced cemented paste backfill stopes. *Geotextiles and Geomembranes, 46*(4), 396 - 401.

Yi, X., Ma, G., & Fourie, A. (2015). Compressive behavior of fibre-reinforced cemented paste backfill. *Geotextiles and Geomembranes, 43*(3), 207-215.

Yilmaz, E. (2017). Stope depth effect on field behaviour and performance of cemented paste backfills. *International Journal of Mining, Reclamation and Environment, 32*(4), 276-296.

Yilmaz, E., & Guresci, M. (2017). Design and characterization of underground paste backfill. *Paste Tailings Management*, 111-143.

Yilmaz, E., Belem, T., Bussière, B., & Benzaazoua, M. (2011). Relationships between microstructural properties and compressive strength of consolidated and unconsolidated cemented paste backfills. *Cement and Concrete Composites, 33*(6), 702-715.

Yilmaz, E., Belem, T., Bussière, B., Mbonimpa, M., & Benzaazoua, M. (2015). Curing time effect on consolidation behaviorof cemented paste backfill containing different cement types and content. *Construction and Building Materials, 75*, 99-111.

Yilmaz, E., Benzaazoua, M., Belem, T., & Bussière, B. (2009). Effect of curing under pressure on compressive strength development of cemented paste backfill. *Minerals Engineering, 22*(9-10), 772-785.

Yilmaz, T., Ercikdi, B., & Deveci, H. (2018). Utilisation of construction and demolition waste as cemented paste backfill material for undergroung mine openings. *Journal of environmental management, 222*, 250-259.

Yilmaz, T., Ercikdi, B., Karaman, K., & Külekçi, G. (2014). Assessment of strength properties of cemented paste backfill by ultrasonic pulse velocity test. *Ultrasonics, 54*(5), 1386-1394.

Yin, S. H., Hou, Y. Q., Chen, M. Z., Zhang, H. H., Du, C., & Gao, C. (2022). Mechanical behavior, failure pattern and damage evolution of fiber-reinforced cemented sulfur tailings backfill under uniaxial loading. *Construction and Building Materials, 332*, 127248.

Yin, S., Wu, A., Hu, K., Wang, Y., & Zhang, Y. (2012). The effect of solid components on the rheological and mechanical properties of cemented backfill. *Elsevier*, 61-66.

Yong, R. N., & Elmonayeri, D. (1984). On the stability and settling of suspended solids in settling ponds. Part 2. Diffusion analysis of initial settling of suspended solids. *Canadian Geotechnical Journal*, 644-656.

Yumlu, M., & Guresci, M. (2007). Paste backfill bulkhead monitoring - A case study from Inmet's Cayeli mine. *Proceedings 9th International Symposium in Mining with Backfill* (pp. (CD-ROM)). Montréal: Canadian Institute of Mining, Metalurgy and Petroleum.

Zhang, H., Cao, S., & Yilmaz, E. (2023). Polymer shape effect on damage evolution, internal defects and crack propagation of 3D-printed polymer-based cementitious backfill. *Construction and Building Materials, 406*, 133386.

Zhang, H., Yilmaz, E., & Cao, S. (2021). Analysis of strength and microstructural characteristics of mine backfills containing fly ash and desulfurised gypsum. *Minerals, 11*(4), 409.

Zhao, K., Zhao, K., Yan, Y., Yang, J., Wu, J., Lai, Y.,Liu, L., Zeng, X. (2023). Influence of different fibers on compressive toughness and damage of early age cemented tailings backfill. *Environmental Science and Pollution Research, 30*, 37449-37461.

Zhao, X., Fourie, A., & Qi, C.-C. (2019). An analytical solution for evaluating the safety of an exposed face in a paste backfill stope incorporating the arching phenomenon. *International Journal of Minerals, Metallurgy, and Materials, 26*(10), 1206-1216.

Zheng, J., & Li, L. (2020). Experimental study of the «short-term» pressures of uncemented paste backfill with different solid contents for barricade design. *Journal of Cleaner Production*(275), 123068.

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.

Zheng, J., Li, L., Mbonimpa, M., & Pabst, T. (2018). An analytical solution of Gibson's model for estimating the pore water pressures in accreting deposition of slurried material under one-dimensional self-weight consolidation. Part I: pervious base. *Indian Geotechnical Journal*(48), 72-83.

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 II: impervious base. *Indian Geotechnical Journal*(48), 188-195.

Zornberg, J. G. (2002). Discrete framewwork for limit equilibrium analysis of fibre-reinforced soil. *Géotechnique, 52*(8), 593-604.

Zou, D., & Sahito, W. (2004). Suitability of mine tailings for shortcrete as a ground support. *Canadian Journal of Civil Engineering, 31*, 632-636.

ANNEXE A PHOTOS EXEMPLES DES ESSAIS DE COMPRESSION UNIAXIALE (UCS)

Figure A.1 : Exemple de fissure de type 3 observée lors des essais de compression uniaxiale

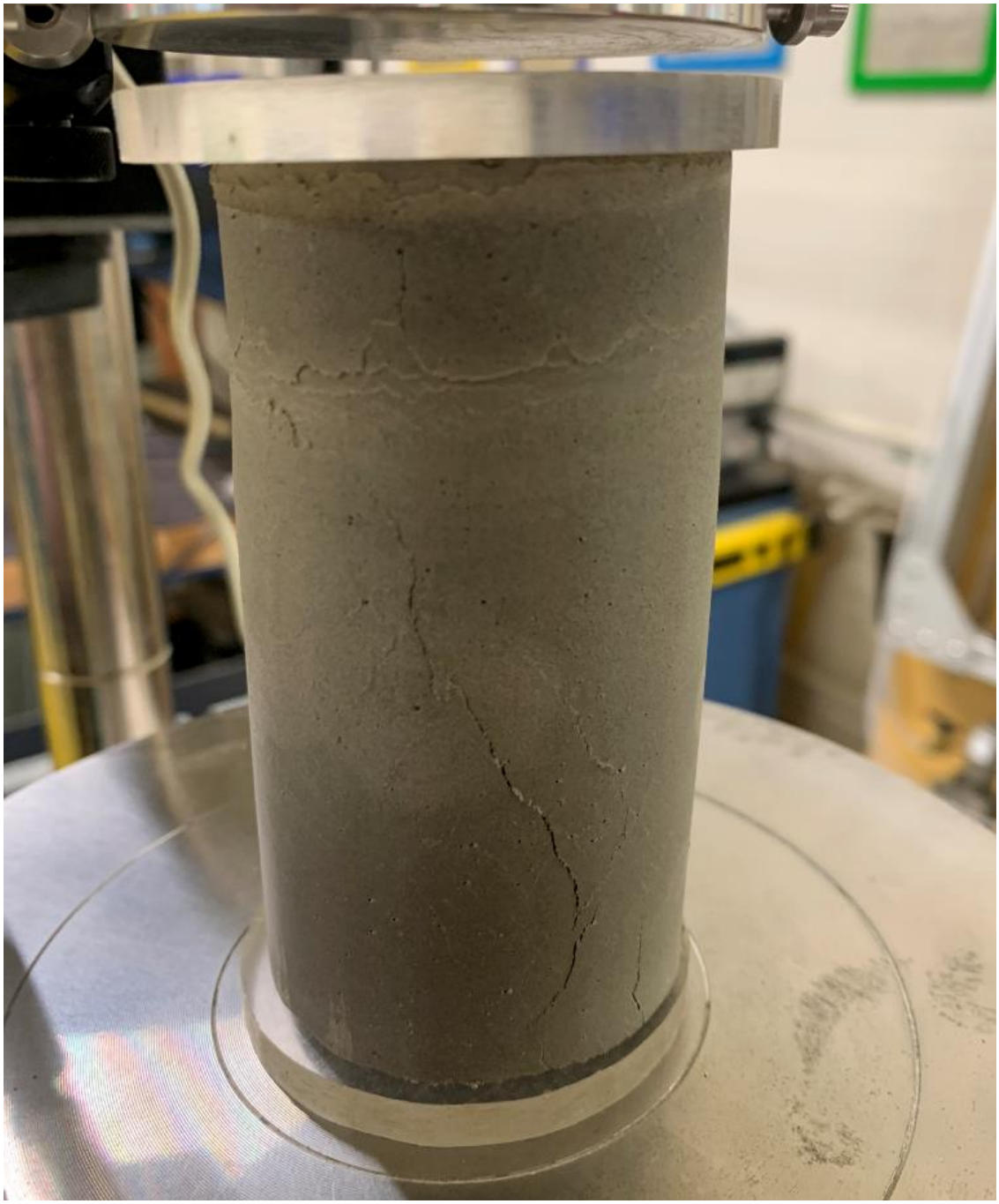


Figure A.2 : Exemple de fissure de type 1 observée lors des essais de compression uniaxiale

Figure A.3 : Exemple de fissure de type 1 observée lors des essais de compression uniaxiale

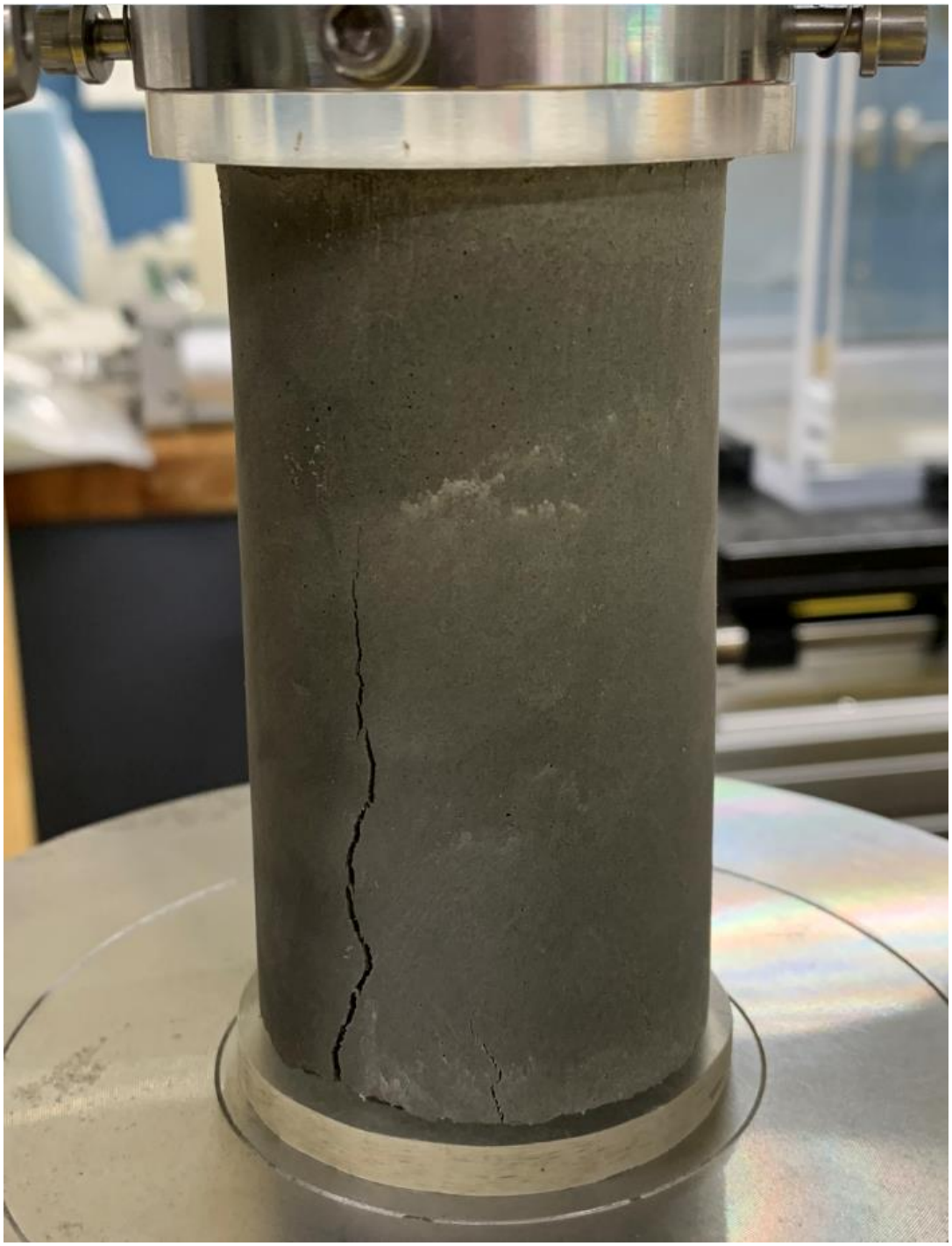


Figure A.4 : Exemple de fissure de type 3 observée lors des essais de compression uniaxiale

Figure A.5 : Exemple de fissure de type 3 observée lors des essais de compression uniaxiale

Figure A.6 : Exemple de fissure de type 1 et 3 observée lors des essais de compression uniaxiale

Figure A.7 : Exemple de fissure de type 3 observée lors des essais de compression uniaxiale

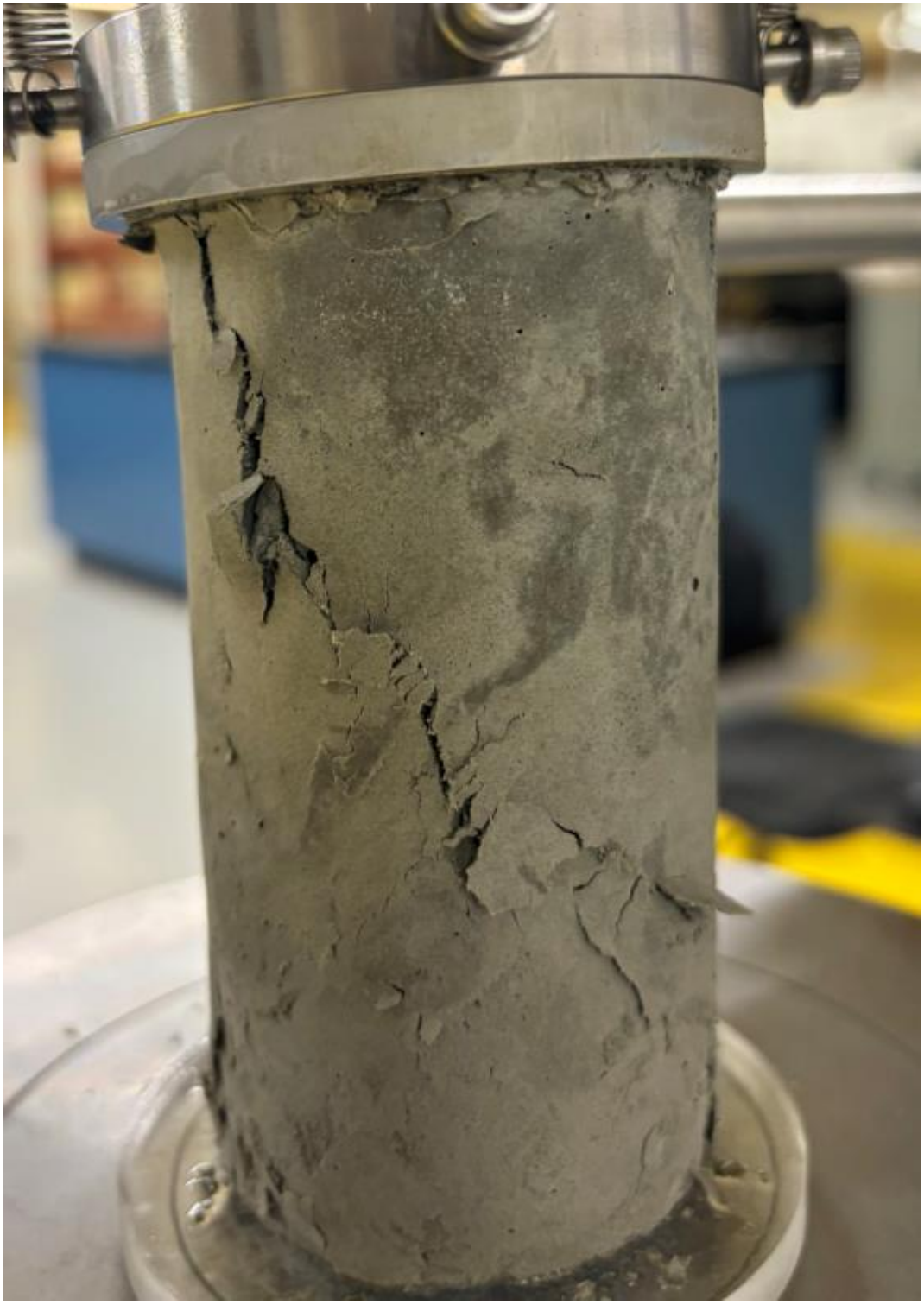


Figure A.8 : Exemple de fissure de type 1 observée lors des essais de compression uniaxiale

Figure A.9 : Exemple de présentation des échantillons de remblai en pâte non-renforcé, renforcé avec des fibres régulières et renforcé avec des fibres modifiées après les essais de compression uniaxiale à un temps de cure de 7 jours

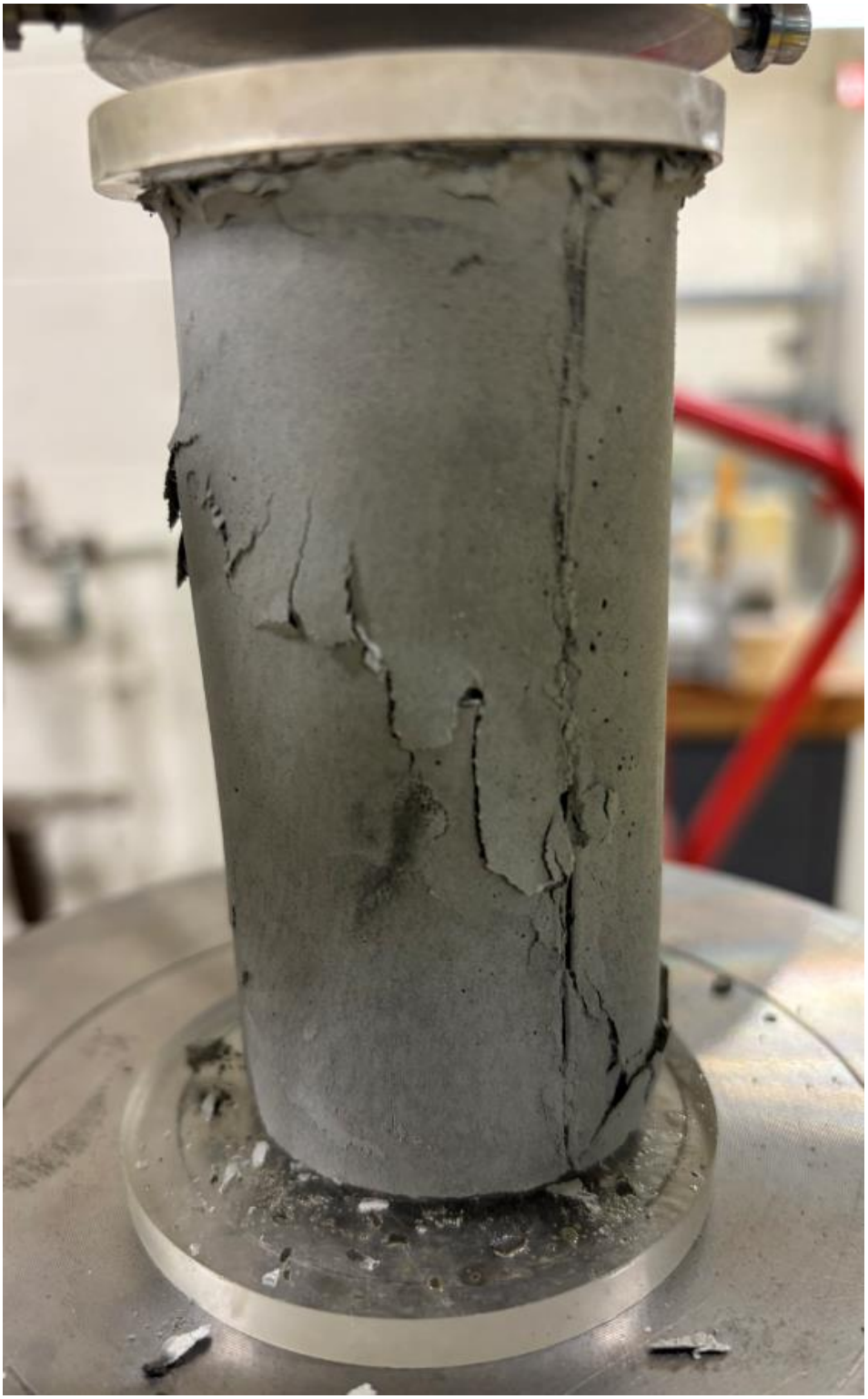


Figure A.10 : Exemple de fissure de type 1 observée lors des essais de compression uniaxiale

ANNEXE B PHOTOS EXEMPLES DES ESSAIS DE TRACTION INDIRECTE (STS)

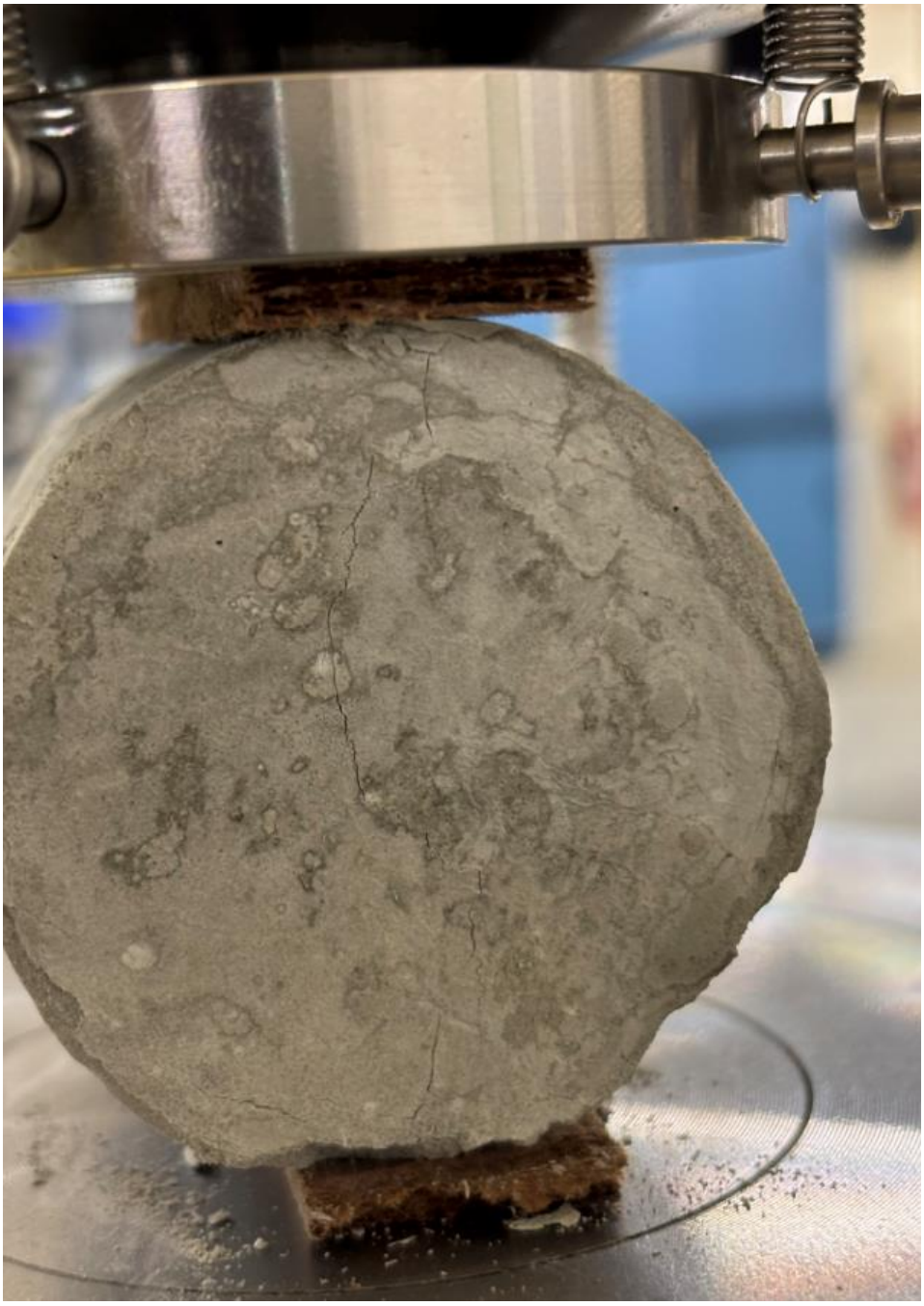


Figure B.1 : Exemple de fissure observée lors des essais de traction indirecte

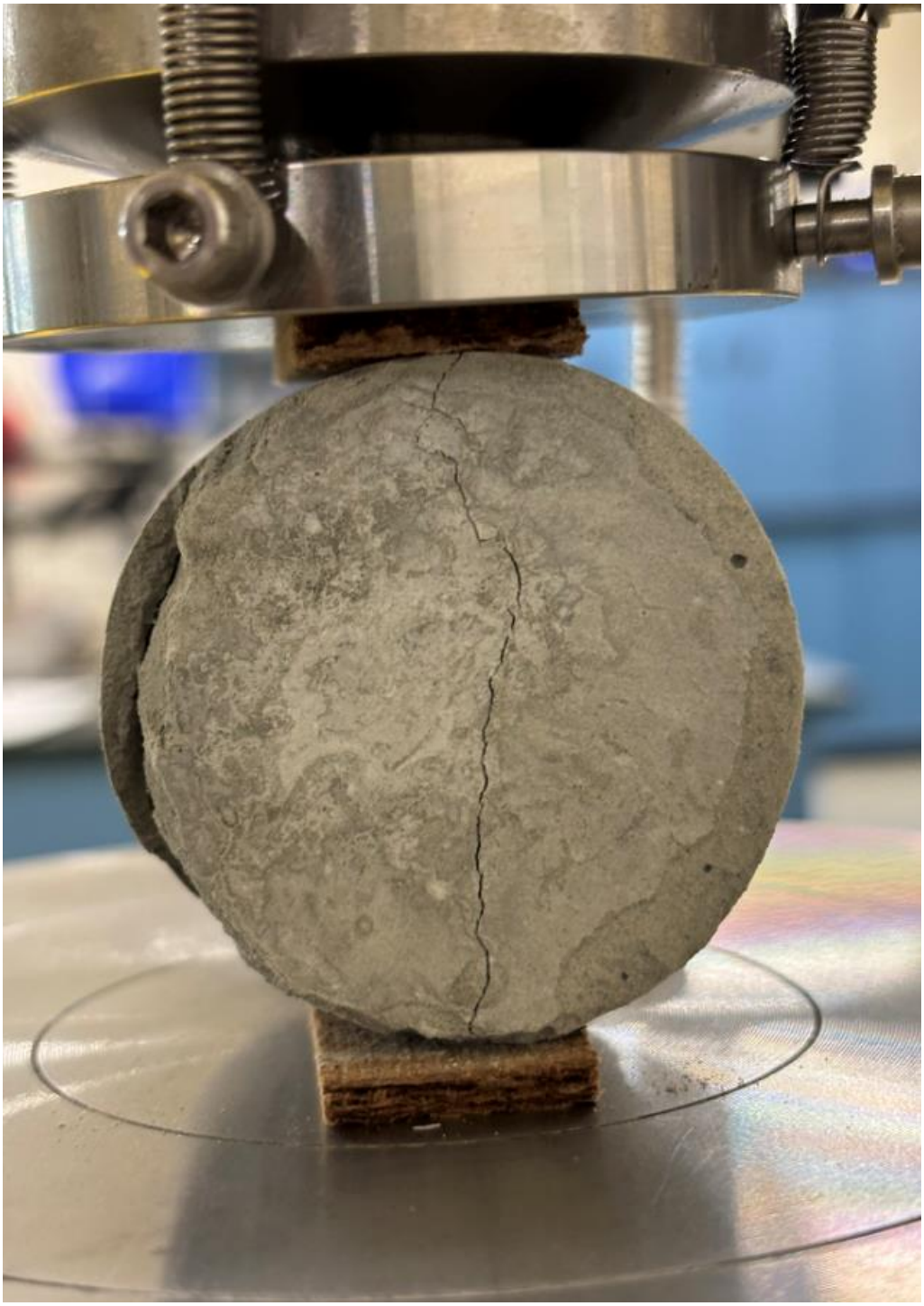


Figure B.2 : Exemple de fissure observée lors des essais de traction indirecte

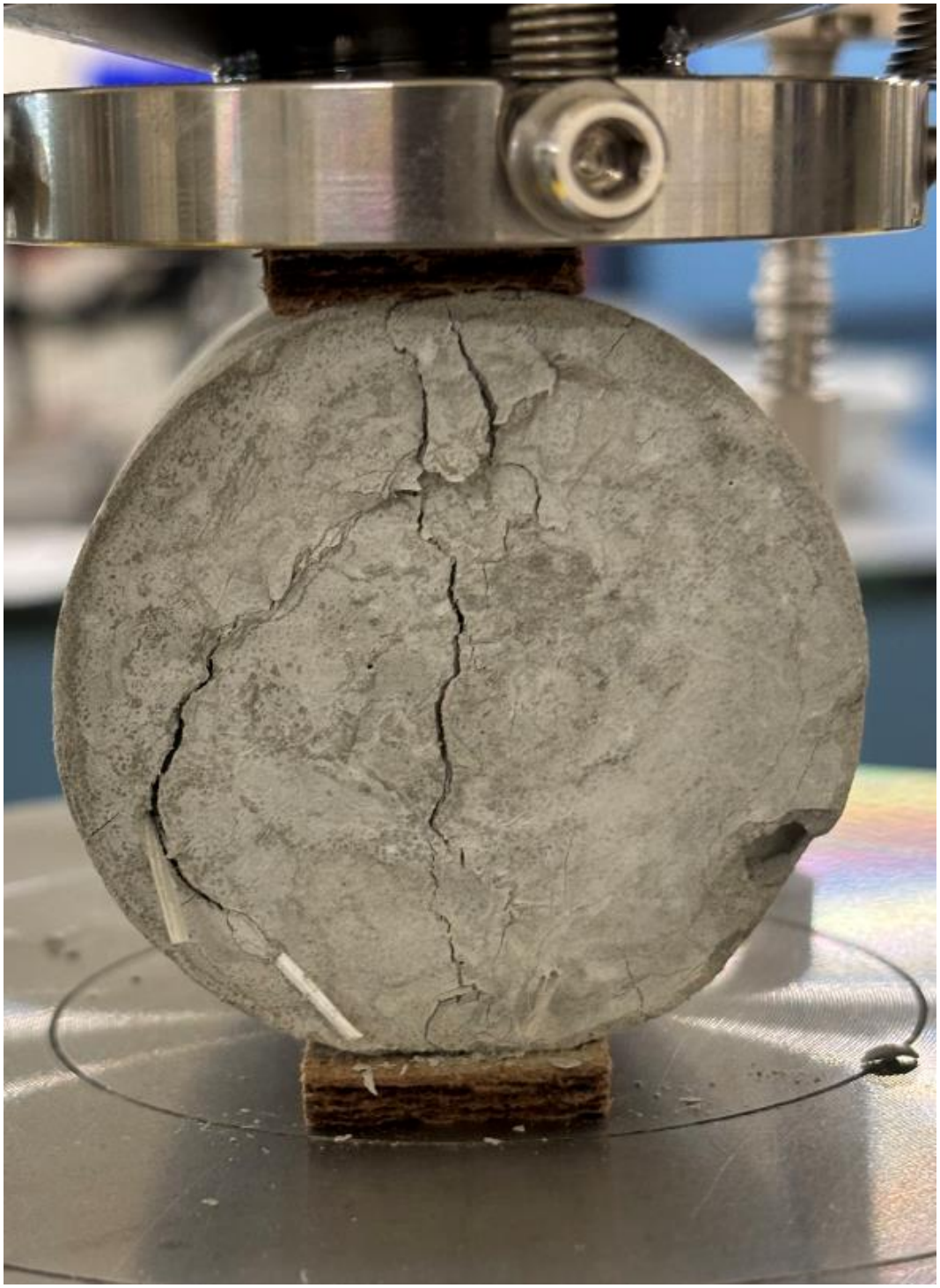


Figure B.3 : Exemple de fissure observée lors des essais de traction indirecte

Figure B.4 : Exemple de fissure observée lors des essais de traction indirecte

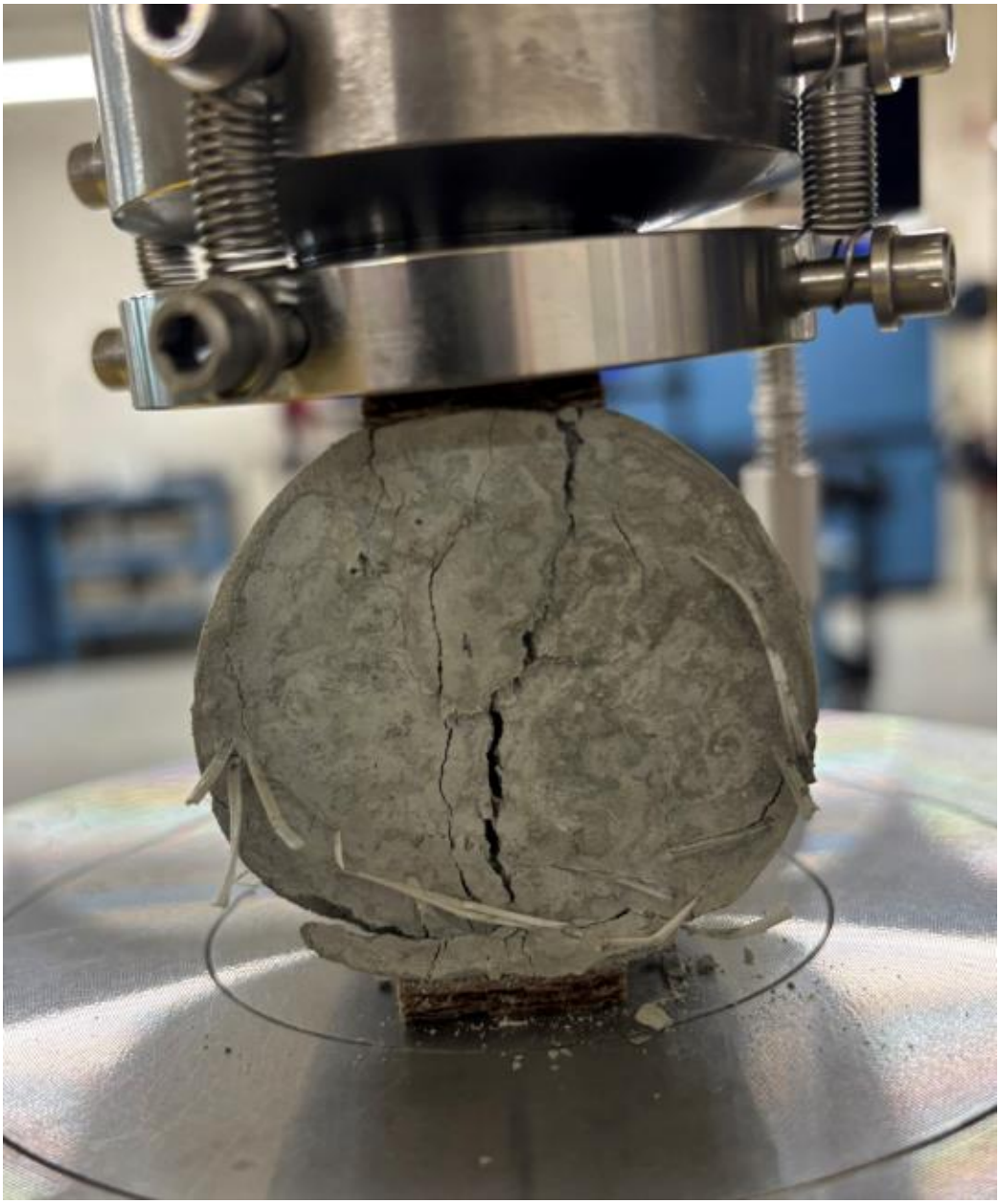


Figure B.5 : Exemple de fissure observée lors des essais de traction indirecte

Figure B.6 : Exemple de présentation des échantillons de remblai en pâte non-renforcé, renforcé avec 0,5% de fibres régulières et renforcé avec 0,5% de fibres modifiées après les essais de traction indirecte à un temps de cure de 14 jours

Figure B.7 : Exemple de présentation des échantillons de remblai en pâte renforcé avec 1% de fibres régulières et renforcé avec 1% de fibres modifiées après les essais de traction indirecte à un temps de cure de 14 jours