

**Titre:** Comportement hydromécanique des remblais miniers en pâte cimentés et des chantiers miniers remblayés  
Title:

**Auteur:** Alex Fabrice Aziz Tiendrebeogo  
Author:

**Date:** 2019

**Type:** Mémoire ou thèse / Dissertation or Thesis

**Référence:** Tiendrebeogo, A. F. A. (2019). Comportement hydromécanique des remblais miniers en pâte cimentés et des chantiers miniers remblayés [Mémoire de maîtrise, Polytechnique Montréal]. PolyPublie.  
Citation: <https://publications.polymtl.ca/3814/>

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

**URL de PolyPublie:** <https://publications.polymtl.ca/3814/>  
PolyPublie URL:

**Directeurs de recherche:** Tikou Belem, & Mamert Mbonimpa  
Advisors:

**Programme:** Génie minéral  
Program:

**POLYTECHNIQUE MONTRÉAL**

affiliée à l'Université de Montréal

**Comportement hydromécanique des remblais miniers en pâte cimentés et des  
chantiers miniers remblayés**

**ALEX FABRICE AZIZ TIENDREBEOGO**

Département des génies civil, géologique et des mines

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

Génie minéral

Mars 2019

© Alex Fabrice Aziz Tiendrebeogo, 2019.

**POLYTECHNIQUE MONTRÉAL**

affiliée à l'Université de Montréal

**UNIVERSITÉ DU QUÉBEC EN ABITIBI-TÉMISCAMINGUE**

Ce mémoire intitulé :

**Comportement hydromécanique des remblais miniers en pâte cimentés et des  
chantiers miniers remblayés**

présenté par **Alex Fabrice Aziz TIENDREBEOGO**

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

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

**Richard SIMON**, président

**Tikou BELEM**, membre et directeur de recherche

**Mamert MBONIMPA**, membre et codirecteur de recherche

**Abdelkabar MAQSUD**, membre

## DÉDICACE

*À ma famille.*



## REMERCIEMENTS

Je tiens à remercier sincèrement mon Directeur de recherche, le Professeur Tikou Belem, qui a eu confiance en moi pour la réalisation de ce projet de recherche. Je remercie le Professeur Belem pour son encadrement, sa patience, son assistance inconditionnelle à travers tous les événements, sa disponibilité pour l'atteinte des objectifs du projet et pour son soutien financier tout au long de cette maîtrise.

Je remercie aussi mon co-directeur, le Professeur Mamert Mbonimpa pour ses précieux conseils, pour sa rigueur scientifique et pour sa collaboration tout au long de ce projet.

Je tiens à remercier le président du jury, le Professeur Richard Simon et le membre externe, le Professeur Abdelkabar Maqsooud pour avoir accepté d'évaluer ce mémoire.

Je suis reconnaissant envers l'IRME pour son intégration tout au long de la réalisation de ce projet.

Je suis reconnaissant également à l'équipe de l'URSTM, particulièrement à Tony Grondin, Yvan Poirrier, Patrick Bernèche, Pierre-Alain Jacques, qui m'ont énormément aidé pendant mes travaux de laboratoire sur le modèle physique.

Je remercie IAMGOLD mine Westwood de m'avoir permis de réaliser ce projet, particulièrement Francois Pronovost, Oumar Dembélé et Pascal Bilodeau.

Mes remerciements vont également à l'endroit des personnes suivantes : Richard Bassolé, Fabrice Beya-Kazambua, Louis-Philippe Gélinas, Patrick Kalonji-Kayumba, Jean-Frédéric Koupouli, Mohamed Bini Mangane, Gretta Nyameogo, Drissa Ouattara, Cheick Ouedraogo Khadija El-Mahboub, Amal Sahi, et les autres dont je n'ai pu citer leur nom.

Je tiens à remercier tous les autres professeurs et le personnel de l'IRME-UQAT.

Je remercie tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce projet

## RÉSUMÉ

Avec la forte demande en métaux dans les pays émergents à travers le monde, la production minière a atteint un régime soutenu. De ce fait, l'industrie minière contribue énormément au PIB de nombreux pays miniers. Mais en même temps, l'exploitation de plus en plus intense des gisements génère également des rejets solides (résidus et roches stériles) qui sont entreposés en surface dans des aires d'accumulation. Cependant, les aires d'accumulation des résidus, aussi appelés parcs à résidus, nécessitent un suivi et une gestion particulière pendant de très longues périodes afin d'éviter tout drainage minier acide (DMA), résultat de l'oxydation des sulfures de fer et les minéraux métalliques contenus dans les résidus. Dans le cas d'une exploitation souterraine, une partie des résidus est parfois renvoyée sous terre sous forme de remblai en pâte cimenté (RPC). Le RPC est constitué de résidus, d'eau de mélange et d'un agent liant.

Le RPC est ainsi destiné à augmenter la stabilité des épontes des excavations minières permettant d'optimiser l'exploitation des gisements sous terre (taux d'extraction élevé) et aussi d'améliorer la sécurité des travailleurs et de réduire l'empreinte écologique de la mine. Cependant, le coût de l'agent liant représente en moyenne entre 12% et 16% des coûts d'opération d'une mine utilisant le RPC (Belem et Benzaazoua, 2008). D'où une quête incessante d'optimiser les coûts des opérations de remblayage tout en atteignant les cibles de résistance visée.

Un des aspects importants est le comportement du RPC une fois sous terre. La distribution des contraintes dans le chantier remblayé est un phénomène qui requiert encore une investigation dans le but d'éclaircir certains principes. D'autant plus, les pressions exercées par le remblai sur les barricades construites pour retenir ce dernier dans les chantiers, ont un comportement différent qui influence sa construction. L'analyse de l'impact de la cure sur les chantiers est un élément essentiel dans la séquence de minage. Il sera aussi question de déterminer les différences au niveau des différents paramètres entre un chantier remblayé et un modèle physique au laboratoire. C'est dans ce but que nous avons porté notre esprit critique.

Il s'agira aussi de comparer les contraintes dans les chantiers remblayés avec différents types de liants, différentes séquences de remblayage. Pour ce faire, des essais de cisaillement ont été réalisés afin de déterminer les caractéristiques du remblai et ensuite une estimation des contraintes selon les différentes situations.

## ABSTRACT

The growth of the mining economy generates significant revenue for many companies. The exploitation also generates an increase amount of tailings that are stored at the surface. Tailings accumulation areas, also known as tailings ponds, require special monitoring and management for very long periods of time to avoid acid mine drainage (AMD), the result of the association between iron sulphides and metallic minerals. In order to reduce the amount of these tailings, they are returned underground in the form of cemented paste backfill (CPB).

The cemented paste backfill, while reducing the amount of tailings, increases the stability of the structures and walls to optimize the operation of underground construction sites by increasing the reserves and also improving the safety of the workers. However, the CPB consisting of tailings, water and cement has a high financial cost of operation to the point of reaching  $\frac{1}{4}$  of the overall financial costs of the mine. A regular quest of optimization, while meeting the targets for underground mining, has been the main focus of many researches with encouraging results at the end.

One of the important points is the behavior of this CPB once underground. The distribution of stresses inside the stopes is a phenomenon that requires more investigation to clarify some of the principles already defined in the literature. Especially, the pressure the CPB exerts on the fences built to keep him in the stope have different behaviour toward it and it factors in the building of the fence. Even less the impact of the cure time is an important detail in the mining plan of the secondary stopes. The differences in the parameters of a real stope and one that has been filled in the laboratory with reduce size will be a main topic. These are where we will carry out critical spirit.

It will also be a matter of comparing the stress in the backfilled stopes with different types of binders, different backfilling sequences in order to perform shear tests to determine the characteristics of the CPB and then an estimation of the stress according to different situations.

## TABLE DES MATIÈRES

DÉDICACE.....	III
REMERCIEMENTS .....	IV
RÉSUMÉ.....	V
ABSTRACT .....	VI
TABLE DES MATIÈRES .....	VII
LISTE DES TABLEAUX.....	XI
LISTE DES FIGURES.....	XII
LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS .....	XIX
LISTE DES ANNEXES.....	XXI
CHAPITRE 1 INTRODUCTION .....	1
1.1 Contexte de l'étude.....	1
1.2 Problématique de l'étude.....	4
1.3 Objectifs de l'étude.....	6
1.4 Cadre scientifique et démarche méthodologique de l'étude.....	7
1.5 Structure du mémoire .....	11
CHAPITRE 2 REVUE DE LITTÉRATURE.....	12
2.1 Types de remblais miniers.....	12
2.1.1 Remblai rocheux.....	12
2.1.2 Remblai hydraulique .....	15
2.1.3 Remblai en pâte cimenté .....	16
2.2 Caractéristiques des remblais en pâte cimentés.....	17
2.2.1 Propriétés physiques du remblai en pâte cimenté .....	18
2.2.2 Propriétés mécaniques des remblais en pâte cimentés .....	22

2.2.3	Facteurs intrinsèques affectant les propriétés mécaniques du RPC .....	28
2.2.4	Facteurs extrinsèques influençant les propriétés mécaniques du RPC.....	32
2.3	Remblayage d'un chantier minier souterrain .....	35
2.3.1	Rôle assigné au remblai en pâte et sa résistance requise.....	35
2.3.2	Étapes de fabrication du remblai en pâte cimenté à l'usine .....	40
2.3.3	Transport et le contrôle de la qualité du RPC .....	44
2.4	Coefficient de poussée latérale des terres $K$ .....	48
2.4.1	Coefficient de poussée latérale des terres au repos $K_0$ .....	49
2.4.2	Coefficient de poussée latérale des terres actif $K_a$ .....	50
2.4.3	Coefficient de poussée latérale des terres passif $K_p$ .....	52
2.5	Description des contraintes dans les chantiers remblayés .....	52
2.5.1	Modèles 2D des contraintes dans les chantiers remblayés.....	53
2.5.2	Modèles 3D des contraintes dans les chantiers remblayés.....	56
2.6	Mesures in situ des pressions de chantiers remblayés.....	57
2.6.1	Mines Kanowna Bell (KB) et Savannah Nickel en Australie .....	58
2.6.2	Chantier 17-5B-5 de la mine Chimo au Canada.....	61
2.6.3	Chantier 10-30 de la mine Bouchard-Hébert au Canada.....	62
2.6.4	Chantier 8-1FW de la mine Doyon au Canada.....	63
2.6.5	Première instrumentation à la mine Çayeli en Turquie .....	65
2.6.6	Seconde instrumentation à la mine Çayeli en Turquie.....	67
2.6.7	Mine Xtrata Copper de Kidd au Canada .....	68
CHAPITRE 3 MATÉRIELS ET MÉTHODOLOGIE .....		71
3.1	Matériels utilisés dans le cadre des essais de cisaillement direct.....	71
3.1.1	Caractérisation des résidus et du liant .....	71

3.1.2	Appareillage de cisaillement direct .....	79
3.1.3	Modèle physique de chantier minier et les instruments utilisés .....	83
3.2	Étapes du remblayage d'un chantier minier à la mine Westwood .....	92
3.2.1	Préparation du chantier.....	93
3.2.2	Caractéristiques des chantiers miniers à instrumenter à la mine Westwood.....	95
3.3	Programme expérimental.....	100
3.3.1	Essais de cisaillement direct au laboratoire.....	100
3.3.2	Remblayage du modèle physique de chantier minier au laboratoire.....	101
3.3.3	Remblayage des chantiers miniers sous terre (in situ) .....	104
3.3.4	Déduction des paramètres mécaniques intrinsèques à partir des différentes mesures de pression.....	101
CHAPITRE 4 RÉSULTATS .....		110
4.1	Résistance au cisaillement du remblai d'âge jeune .....	110
4.1.1	Résultats du cisaillement direct du remblai à 3 jours de cure .....	110
4.1.2	Résultats du cisaillement direct du remblai à 5 jours de cure .....	113
4.1.3	Résultats du cisaillement direct du remblai à 7 jours de cure .....	116
4.1.4	Paramètres intrinsèques du remblai d'âge jeune .....	119
4.2	Résultats sur le remblayage du modèle physique.....	122
4.2.1	Pressions dans la partie chantier du modèle physique .....	122
4.2.2	Pression exercée sur la barricade du modèle physique .....	123
4.2.3	Variation de la pression dans le modèle en fonction de la hauteur .....	124
4.3	Résultats sur le remblayage du chantier #83 .....	126
4.3.1	Pressions dans le chantier #83.....	126
4.3.2	Pressions sur la barricade dans la galerie du chantier #86 .....	128
4.3.3	Variation des pressions dans le chantier en fonction de la hauteur.....	129

4.3.4	Variation des pressions au niveau de la barricade en fonction de la hauteur .....	130
4.4	Résultats sur le remblayage du chantier #76 .....	131
4.4.1	Pressions dans le chantier #76.....	132
4.4.2	Variation des pressions dans le chantier #76 en fonction de la hauteur.....	133
CHAPITRE 5 DISCUSSION .....		135
5.1	Impact de la cure du remblai dans le chantier .....	136
5.1.1	Pressions verticales et le poids du remblai .....	136
5.1.2	État de la poussée sur les barricades .....	137
5.2	Évolution des paramètres élastiques et mécaniques dans les chantiers et le modèle physique remblayés .....	13939
5.2.1	Paramètres élastiques .....	13939
5.2.1	Paramètres mécaniques .....	139
CHAPITRE 6 CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS.....		141
RÉFÉRENCES.....		143
ANNEXE A – PRESSIONS DANS LE MODÈLE PHYSIQUE .....		153

## LISTE DES TABLEAUX

Tableau 3-1 : Propriétés physiques du résidu de Westwood.....	73
Tableau 3-2 : Analyses de la composition chimique des résidus de Westwood par ICP-AES.....	76
Tableau 3-3 : Résultats de l'analyse élémentaire des résidus de la mine Westwood par fluorescence des rayons X.....	77
Tableau 3-4 : Composition chimique du liant utilisé (% massique d'oxydes).....	79
Tableau 3-5 : Récapitulatif des essais de cisaillement .....	101
Tableau 4-1 Synthèse des paramètres du remblai à 4% de liant et un temps de cure de 3 jours .	110
Tableau 4-2 Synthèse des paramètres du bloc de remblai à 6% de liant et un temps de cure de 3 jours .....	113
Tableau 4-3 Synthèse des paramètres du bloc de remblai à 4% de liant et un temps de cure de 5 jours .....	115
Tableau 4-4 Synthèse des paramètres du bloc de remblai à 6% de liant et un temps de cure de 5 jours .....	116
Tableau 4-5 Synthèse des paramètres du bloc de remblai à 4% avec un temps de cure de 7 jours .....	118
Tableau 4-6 Synthèse des paramètres du remblai à 6% de liant et un temps de cure de 7 jours .	119
Tableau 4-7 : Synthèse des paramètres de cisaillement du remblai après 3, 5 et 7 jours de cure	121



## LISTE DES FIGURES

Figure 1–1 Différents composants du remblai en pâte cimenté (Benzaazoua et al. 2002) .....	2
Figure 1–2 Formation géologique et minéralogique de la mine Westwood (d’après Mercier-Langevin et al., 2011).....	3
Figure 1–3 Schéma typique d’un chantier minier remblayé montrant les différents facteurs d’influence sur la stabilité (adapté de Belem, 2009).....	5
Figure 1–4 Diagramme schématique de la méthodologie de l’étude .....	10
Figure 2–1 Distribution granulométrique des résidus du remblai hydraulique dans les mines australiennes (Rankine et al., 2006) .....	16
Figure 2–2 Paramètres et composition des remblais en pâte cimentés (Belem, 2018, notes du cours GNM1002) .....	17
Figure 2–3 Distribution granulométrique d’un échantillon de résidus miniers grano-classés à différentes proportions des particules de diamètre $d < 20 \mu\text{m}$ (Benzaazoua et al., 2003) .....	18
Figure 2–4 Courbe typique d’un essai en compression uniaxiale sur RPC (Belem et al., 2000)...	24
Figure 2–5 Courbes d’un essai de compression triaxial sur du RPC (Belem et al. 2000) .....	25
Figure 2–6 Résultat d’un essai de cisaillement triaxial (droite intrinsèque) dans le plan de Mohr	26
Figure 2–7 Principe de la boîte de cisaillement direct avec échantillon .....	27
Figure 2–8 Courbes contrainte–déplacement d’échantillons de remblai à 3% de liant 20%GU/80%Slag (20/80) et après 7 et 14 jours de cure (d’après Koupouli, 2015).....	27
Figure 2–9 Résultat d’un essai de cisaillement direct (droite intrinsèque) dans le plan de Mohr	28
Figure 2–10 Effet du pourcentage des particules très fines sur la résistance du RPC (Fall et Benzaazoua 2005) .....	29
Figure 2–11 Variation de l’UCS avec temps de cure pour les résidus A et B en utilisant a) et d) le liant PC (GU-HS), b) et e) le liant FP (GU-FA), et c) et f) le liant SP (GU-Slag) (d’après Belem et al., 2000) .....	30

Figure 2–12 Impact de la teneur en soufre sur l’UCS du RCP à différents temps de cure du remblai avec 4,5% et 6% des liants SP et FP (d’après Belem et al., 2000).....	31
Figure 2–13 Impact de l’attaque sulfatique sur l’UCS de RPC avec différents types de liants à différentes proportions (Benzaazoua et al., 2002).....	32
Figure 2–14 Différence entre l’UCS de laboratoire et l’UCS in situ (Belem 2018, notes de cours GNM1002) .....	33
Figure 2–15 Tassement gravitaire à la mine Louvicourt (Belem 2018, notes de cours GNM1002) .....	33
Figure 2–16 Effet de la température sur la résistance du RPC a) 7 jours b) 28 jours (Fall et al., 2010).....	34
Figure 2–17 Résistance mécanique requise pour chaque rôle assigné au RPC (Belem, 2018, notes de cours GNM1002).....	35
Figure 2–18 Schéma du modèle du bloc de remblai confiné (adapté de Mitchell et al.,1982).....	36
Figure 2–19 Modèle géométrique d’un chantier minier remblayé avec des épontes inclinées.....	38
Figure 2–20 Coupe schématique d'une chargeuse-navette sur le dessus d’un chantier remblayé .	38
Figure 2–21 Contraintes induites selon le modèle de Boussinesq à 1m de profondeur, entre les deux roues avant d’une chargeuse-navette, $r$ étant la distance radiale entre une des deux roues du front et le point de calcul .....	39
Figure 2–22 Schéma de fonctionnement ( <i>flowsheet</i> ) de l’usine à remblai de la mine Westwood.	40
Figure 2–23 Programmation de la fabrication d'un lot ( <i>batch</i> ) de remblai à la mine Westwood ..	43
Figure 2–24 Diagramme de Gantt typique pour la fabrication d’un lot ( <i>batch</i> ) de remblai à la mine Westwood.....	44
Figure 2–25 Options de transport et de distribution du RPC sous terre (Belem et Benzaazoua, 2008) .....	45
Figure 2–26 Représentation des pressions dans le réseau de pipelines à la mine Westwood (Westwood) .....	45

Figure 2–27 Exemple d'évolution des pressions à différents niveaux d'une coulée stable (Westwood) .....	46
Figure 2–28 Exemple typique d'évolution des pressions à différents niveaux d'une coulée instable observée sur le logiciel iFix (logiciel de suivi des pressions sous terre)(Westwood).....	47
Figure 2–29 Illustration d'un test de compression uniaxiale au laboratoire .....	48
Figure 2–30 Représentation schématique du coefficient de pression latérale des terres au repos.	50
Figure 2–31 Représentation dans le cercle de Mohr des états au repos, passif et actif d'un sol....	51
Figure 2–32 Chantier vertical étroit avec les forces agissant sur une couche horizontale (Aubertin et al., 2003).....	54
Figure 2–33 Chantier vertical remblayé avec les diverses forces sur l'élément horizontal (tiré de Li et al. 2005).....	57
Figure 2–34: Instrumentation d'un chantier à la mine Kanowna Bell (Helinski et al., 2010) .....	58
Figure 2–35: Résultats des mesures de pressions à la base du chantier à Kanowna Bell (Helinski et al., 2010).....	59
Figure 2–36: Instrumentation d'un chantier à la mine Savannah Nickel(Helinski et al., 2010)....	60
Figure 2–37: Résultats des mesures de pression à la mine Savannah Nickel (Helinski et al., 2010) .....	61
Figure 2–38: Pressions dans le chantier 17-5B-5 à la mine Chimo (Hassani et al., 1998) .....	62
Figure 2–39: Pressions totales selon les 3 axes en fonction du temps (Zhu, 2002) .....	63
Figure 2–40: Géométrie, dimensions et emplacement des cellules de pressions du chantier 8-1FW de la mine Doyon (Belem et al., 2004) .....	64
Figure 2–41: Pression horizontale au niveau de la barricade du chantier 8-1FW de la mine Doyon (Belem et al., 2004).....	65
Figure 2–42: Pressions mesurées au niveau des trois barricades instrumentées avec le test 1 représentant le chantier remblayé en continu (Yumlu et Guresci, 2007).....	66
Figure 2–43: Pressions mesurées dans deux chantiers au niveau des barricades à la mine Çayeli (Thompson et al., 2012) .....	67

Figure 2–44: Coupe transversale et en plan du chantier 67-SL1 de la mine Kidd avec l’emplacement des instruments (Thompson et al., 2009) .....	68
Figure 2–45: Pressions totales et pressions interstitielles jusqu’à 10 jours et pour les cages 2 (C2), 3 (C3) et 5 (C5) (Thompson et al., 2009).....	69
Figure 2–46: Pressions totales pendant les 6 premiers jours de remblayage pour les TPCs situées au niveau de la barricade (3 et 4) et dans la galerie (1 et 2) (Thompson et al., 2009) .....	70
Figure 3–1 Granulomètre au laser Mastersizer de MALVERN et son principe (MALVERN).....	72
Figure 3–2 Distribution granulométrique des grains du résidu de Westwood.....	73
Figure 3–3 Pycnomètre à hélium AccuPyc 1330 de Micromeritics® .....	75
Figure 3–4 Coupe du moule de cisaillement (d’après Plastique G+).....	80
Figure 3–5 Coupe longitudinale et transversale du moule (d’après Plastique G+).....	81
Figure 3–6 Appareil de cisaillement GCTS RDS 200 (Koupouli et al., 2016).....	82
Figure 3–7 Schémas 2D et 3D montrant le modèle physique de chantiers miniers.....	84
Figure 3–8 Images du modèle physique de chantiers miniers montrant a) une vue avant au niveau du chantier et b) une vue en arrière au niveau de la galerie .....	84
Figure 3–9 Vue du dessus du modèle physique instrumenté .....	85
Figure 3–10 Cellules de pression totale (tiré de Roctest).....	86
Figure 3–11 Les cellules de pression (TPC) sous terre à la mine Westwood .....	87
Figure 3–12 Piézomètre à corde vibrante (tiré de Roctest).....	88
Figure 3–13 Multiplexeur RT-MUX-16/32 utilisé dans l’étude .....	90
Figure 3–14 Système d’acquisition des données <i>datalogger</i> modèle SENSLOG (tiré de Roctest) .....	91
Figure 3–15 Le mélangeur-pompe CG-500-3C6 utilisé ( tiré de ChemGrout).....	92
Figure 3–16 Exemple de vue en plan (de dessus) d’un chantier ouvert avant remblayage, ainsi que la barricade de roches stériles et la berne de rétention construites à la mine Westwood (bloc 74 Z233A) .....	94

Figure 3–17 Coupe longitudinale d’un chantier du bloc 74 Z233A à la mine Westwood après avoir été remblayé .....	94
Figure 3–18 Exemple d’une cage instrumentée sous terre à la mine Westwood .....	96
Figure 3–19 Localisation en bas du bloc 83, 132-03 au 132-04 Z230C (mine Westwood) .....	97
Figure 3–20 Coupe longitudinale du bloc 83, 132-03 au 132-04 Z230C (mine Westwood).....	98
Figure 3–21 Localisation en haut du bloc 76, 132-04 au 132-05 Z230C (mine Westwood).....	99
Figure 3–22 Coupe longitudinale du bloc 76, 132-04 au 132-05 Z230C (mine Westwood).....	99
Figure 3–23 Photo du mélangeur Hobart .....	100
Figure 3–24 Courbe des pressions dans le modèle physique rempli d’eau.....	102
Figure 3–25 Préparation du remblai dans le mélangeur-pompe .....	103
Figure 3–26 Remblayage du modèle physique de chantiers avec du remblai en pâte cimenté : début de la coulée (gauche) et fin de la coulée (droite) .....	104
Figure 3–27 Cages instrumentées dans le chantier #83 .....	105
Figure 3–28 Localisation des cages instrumentées et de la barricade au bas du bloc 83 .....	105
Figure 3–29 Coupe longitudinale du chantier #83 remblayé après son instrumentation .....	106
Figure 3–30 Coupe longitudinale du chantier #76 remblayé après son instrumentation .....	107
Figure 4–1 Courbes de contrainte-déplacement tangentiel des blocs de remblai curés à 3 jours avec a) 4% de liant, et b) 6% de liant .....	112
Figure 4–2 Courbes de déplacement normale-déplacement tangentiel des blocs de remblai curés à 3 jours avec a) 4% de liant, et b) 6% de liant.....	113
Figure 4–3 Courbes de contrainte-déplacement tangentiel des blocs de remblai curés à 5 jours avec a) 4% de liant, et b) 6% de liant .....	115
Figure 4–4 Courbes de déplacement normale-déplacement tangentiel des blocs de remblai curés à 5 jours avec a) 4% de liant, et b) 6% de liant.....	116
Figure 4–5 Courbes de contrainte-déplacement tangentiel des blocs de remblai curés à 7 jours avec a) 4% de liant, et b) 6% de liant .....	118

Figure 4–6 Courbes de déplacement normale-déplacement tangentiel des blocs de remblai curés à 7 jours avec a) 4% de liant, et b) 6% de liant.....	119
Figure 4–7 Détermination de $c'$ et $\phi'$ pour le remblai après 3 jours de cure et préparé avec : a) 4% du liant GU-Slag et b) 6% du liant GU-Slag.....	121
Figure 4–8 Détermination de $c'$ et $\phi'$ pour le remblai après 5 jours de cure et préparé avec : a) 4% du liant GU-Slag et b) 6% du liant GU-Slag.....	121
Figure 4–9 Détermination de $c'$ et $\phi'$ pour le remblai après 7 jours de cure et préparé avec : a) 4% du liant GU-Slag et b) 6% du liant GU-Slag.....	122
Figure 4–10 Pressions totales dans le modèle théorique après un temps écoulé de 288 heures ..	124
Figure 4–11 Pression sur la barricade du modèle physique après un temps écoulé de 288 heures .....	125
Figure 4–12 Variation des pressions dans le modèle physique en fonction de la hauteur de remblai coulé .....	126
Figure 4–13 Évolution des pressions dans le chantier #83, 132-03 au 132-04 Z230C (mine Westwood) .....	128
Figure 4–14 Évolution des pressions au niveau de la barricade rocheuse dans la galerie du chantier #83, 132-03 au 132-04 Z230C (mine Westwood).....	129
Figure 4–15 Variation des pressions en fonction de la hauteur de remblai dans le chantier #83, 132-03 au 132-04 Z230C (mine Westwood).....	131
Figure 4–16 Variation des pressions au niveau de la barricade en fonction de la hauteur de remblai dans le chantier #83, 132-03 au 132-04 Z230C (mine Westwood) .....	132
Figure 4–17 Évolution des pressions dans le chantier #76, 132-04 au 132-05 Z230C (mine Westwood) .....	134
Figure 4–18 Variation des pressions en fonction de la hauteur de remblai dans le chantier #76, 132-04 au 132-05 Z230C (mine Westwood).....	135
Figure 5–1 Schéma du chantier remblayé #83 avec la localisation approximative des cages instrumentées dans le chantier et la galerie (mine Westwood) .....	136

Figure 5–2 Comparaison des pressions verticales dans les deux chantiers (#83 et #76, mine Westwood) .....	138
Figure 5–3 Comparaison des pressions exercées sur la barricade du chantier #76 et du chantier #83 .....	139
Figure 5–4 Évolution du coefficient de Poisson $\nu$ pour le chantier #83 et le modèle physique de chantier .....	140
Figure 5–5 Évolution de l'angle de frottement interne effectif $\phi'$ pour le chantier #83 et le modèle physique de chantier .....	141

## LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS

BET = Brunauer, Emmett, et Teller (méthode isothermes d'adsorption)

CD = consolidated drained

CMS = Cavity Monitoring System

CRF = Cemented Rockfill

CSRF = Cemented Sand Rockfill

CSWF = Cemented Sand Waste Fill

CU = consolidated undrained

$C_w$  = pourcentage solide (masse de solide / masse totale)

DMA = Drainage minier acide

DRX = Diffraction aux Rayons X

FA = fly ash (cendres volantes = CV)

FS = facteur de sécurité

GU = General Use Portland Cement (ciment portland à usage courant)

HE = High early Portland cement

HS = High sulfide Portland cement

ICP-AES = Inductively Coupled Plasma-Atomic Emission Spectroscopy

$I_d$  = indice de densité

ISRM = International society of rock mechanics

PA = Potentiel d'acidité

PGA = Potentiel de génération d'acide

PN = Potentiel de neutralisation

PNN = Potentiel net de neutralisation

RF = Rockfill (uncemented)



RPC = Remblai en pâte cimenté

RR = Remblai Rocheux = RF

RRC= Remblai Rocheux Cimenté = CRF

SP = Slag-Portland cement

TPC = Total earth pressure cell (cellule de pression totale)

UCS = Unconfined compressive strength (résistance en compression uniaxiale)

UL = unités linéaires

URSTM = Unité de recherche et de service en technologie minérale

UU = Unconsolidated, Undrained

VMS = Volcanogenic Massive Sulphide (Sulfure Massif Volcanogène)

XRF = X-Ray Fluorescence (fluorescence rayons X)

## **LISTE DES ANNEXES**

Annexe A – Pressions dans le modèle physique .....	153
--	-----

## CHAPITRE 1 INTRODUCTION

### 1.1 Contexte de l'étude

Durant les dernières décennies, l'industrie minière a eu un grand essor dû à la génération de capitaux très importants et de leur contribution de plus en plus grandissante sur l'économie des pays exploitants. Cependant, bien que produisant des métaux de base et précieux très convoités, les exploitations minières produisent aussi des rejets solides en très grande quantité qui peuvent avoir un impact nocif sur l'environnement et l'écosystème s'ils ne sont pas entreposés et gérés adéquatement. Ces rejets solides sont essentiellement les roches stériles et les rejets de concentrateur (ou résidus miniers). Au fil des années, les gouvernements ont par conséquent voté des lois de plus en plus strictes sur la protection environnementale qui obligent l'industrie minière à se munir de plans écologiquement acceptables de gestion et de traitement des rejets miniers ainsi que de fermeture des sites. Des ingénieurs et de nombreux chercheurs ont proposé plusieurs techniques de gestion des rejets miniers afin de limiter l'empreinte écologique des exploitations minières (e.g., Benzaazoua et al., 2008). Ces techniques comprennent entre autres l'ennoiment des rejets miniers, les couvertures avec effet de barrière capillaire, la désulfuration environnementale des résidus, le remblayage minier, l'entreposage des stériles sous forme de haldes et des résidus dans des parcs (e.g., Aubertin et al., 2002).

En ce qui concerne le remblayage des chantiers miniers souterrains, on distingue trois principaux types de remblai minier couramment utilisés dans l'industrie minière qui sont : le remblai rocheux cimenté (RRC), le remblai hydraulique (RH) et le remblai en pâte cimenté (RPC). Le remblai rocheux est principalement constitué de roches stériles de tailles variables, auxquelles on ajoute parfois un coulis d'agent liant qui peut être du ciment Portland seul ou combiné avec des ajouts minéraux (ex. cendres volantes, scories ou slag) dans le but d'accroître sa résistance mécanique. Le remblai hydraulique est principalement constitué de rejets de concentrateur hydrocyclonés, ayant une granulométrie fine après grano-classement, d'eau de mélange et d'un agent liant avec une densité de pulpe (pourcentage solide massique) pouvant varier de 65 % et 70 %. Le remblai en pâte cimenté est un mélange constitué des rejets de concentrateur tout-venant filtrés (gâteau), d'eau

de mélange et d'un agent liant avec un pourcentage solide massique pouvant varier entre 70 % et 85 %. La Figure 1-1 est une illustration schématique de la composition du RPC.

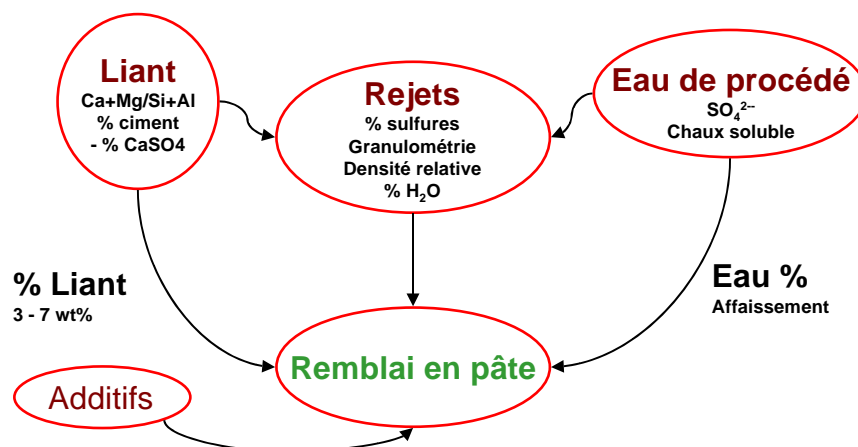


Figure 1–1 Différents composants du remblai en pâte cimenté (Benzaazoua et al. 2002)

Le remblai en pâte cimenté présente plusieurs avantages dont tout d’abord la réduction significative de la quantité de résidus miniers déposée en surface (pouvant aller jusqu’à 50%), la réduction des coûts d’opération (par rapport aux autres types de remblai), une meilleure stabilité des excavations souterraines, par conséquent une plus grande extraction du minerai et enfin une amélioration de la sécurité et des conditions de travail des mineurs (Hassani et Archibald, 1998; Slade, 2010).

Dans le cadre de cette étude, il sera principalement question du remblai en pâte cimenté utilisé à la mine Westwood d’IAMGOLD Corporation. Le projet Westwood détenu par IAMGOLD est une mine souterraine qui est entrée en production commerciale en juillet 2014. La mine Westwood est située sur la propriété Doyon, à 2,5 kilomètres à l’Est de l’ancienne mine d’or Doyon dans le canton Bousquet, à environ 40 kilomètres à l’Est de Rouyn-Noranda et à 80 kilomètres à l’Ouest de Val-d’Or, en Abitibi dans l’Ouest du Québec, au Canada.

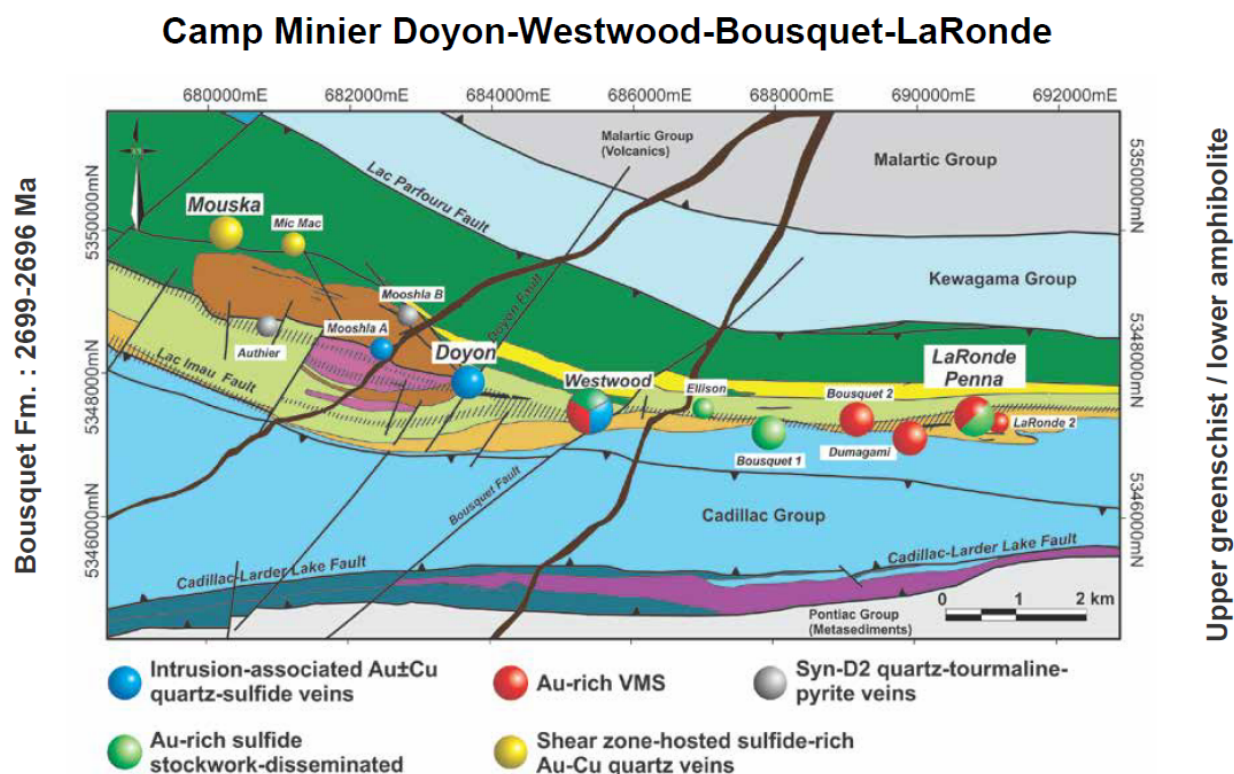


Figure 1–2 Formation géologique et minéralogique de la mine Westwood (d’après Mercier-Langevin et al., 2011)

Du point de vue géologique, Westwood fait partie du camp minier Doyon-Bousquet-Laronde (DBL). Le camp recèle deux gisements de classe mondiale qui sont de loin les plus importants districts de la production d’or, de cuivre, de zinc et d’argent du Québec. Le secteur Westwood couvre le groupe métavolcanique de Blake River et une partie des groupes métasédimentaires de Cadillac et de Kewagama. La stratigraphie est généralement orientée Est-Ouest (100 à 110°) (Figure 1–2), avec des pendages abrupts à modérés (70 à 80°) vers le Sud et les polarités sont également vers le Sud (Mercier-Langevin et al., 2011). L’intrusif de Mooshla, un pluton différencié synvolcanique recoupe les roches volcaniques dans la portion ouest de la propriété. Les sulfures massifs volcanogènes aurifères (VMS) et les zones de sulfures disséminés présents dans la portion Est des claims sont connus en tant qu’indices minéralisés Warrenmac et Westwood et sont localisés des deux côtés de la faille Bousquet. Du côté minéralogique, trois enveloppes minéralisées distinctes ont été identifiées dans le secteur Westwood. Les deux premières sont constituées de veines et veinules de quartz, pyrite, chalcoppyrite, sphalérite à l’intérieur d’enveloppes contenant de 2 à 10 % de pyrite disséminée. La troisième enveloppe correspond au corridor minéralisé

Warrenmac-Westwood, qui est situé sur le même contact stratigraphique de chaque côté de la faille Bousquet. La minéralisation consiste en des filons ou concentrations de pyrite-sphalérite riches en or avec des bandes locales de sulfures massifs (5 à 20 cm) et des veines/veinules riches en sulfures avec un peu d'or, tous inclus dans un halo riche en pyrite disséminée. La mine a une teneur moyenne d'environ 10 g d'or par tonne.

De plus, la mine a recours au remblai en pâte cimenté de par sa méthode de minage par chambres remblayées. Ce remblai joue un rôle principal de support secondaire de terrain et permet une extraction plus complète du minerai laissant ainsi moins de piliers (e.g., De Souza et al., 2003). L'agent liant peut-être soit du ciment Portland seul (types GU, HE, HS) ou combiné avec un ou plusieurs ajouts minéraux tels du ciment des cendres volantes ou fly ash, des scories de haut fourneau ou Slag. Pour le malaxage, de l'eau d'appoint est ajoutée afin d'obtenir la consistance désirée pour l'écoulement en pipeline. Après sa mise en place dans le chantier, ce mélange durcira, donnant au remblai une résistance mécanique à court, moyen et long termes nécessaire pour les séquences de minage subséquentes.

## **1.2 Problématique de l'étude**

Tout d'abord, le remblayage d'un chantier minier nécessite la construction d'une barricade qui est une structure de retenue mise en place dans la galerie de soutirage. Lorsque ces barricades sont construites en béton projeté, cela nécessite du temps, mais aussi de l'argent. Dans la pratique du remblayage minier, il a parfois été observé des ruptures de ces ouvrages de retenue en béton projeté (Grice, 2001; Yumlu et Guresci, 2007) qui étaient soumis à des pressions élevées. Dans ces cas, la rupture peut avoir des répercussions néfastes telle la détérioration d'engins coûteux, ou des blessures graves, voir même dans certains cas la mort de travailleurs.

Après leur mise en place, les remblais miniers sont généralement beaucoup moins rigides que le massif rocheux encaissant et il se produit un tassement dû principalement à leur poids propre suite au drainage de l'eau initiale qu'ils contiennent. Avec l'acquisition progressive d'une cohésion du remblai, il apparait alors des contraintes de cisaillement aux interfaces entre le remblai et le massif rocheux plus rigide. Les forces de frottement au niveau de ces interfaces et la cohésion interne du RPC produisent un transfert d'une partie du poids des terres au niveau du massif rocheux. Ce phénomène est appelé effet d'arche (e.g., Aubertin et al., 2003; Li et al., 2003). Plusieurs

composantes telles les propriétés des remblais et la géométrie du chantier impactent sur le phénomène d'effet d'arche dans un chantier remblayé.

À travers les années, plusieurs modèles analytiques et numériques ont été créés dans l'optique d'apporter des solutions dans l'estimation des contraintes qui se développent dans les chantiers miniers remblayés à pendage vertical (Aubertin et al., 2003, 2005; Li et al., 2003, 2005, 2007; Pirapakaran et Sivakugan, 2007; Li et Aubertin, 2008). Chaque solution proposée était basée sur des hypothèses différentes et incluant le plus de détails possible pour représenter au mieux la réalité du comportement sous terre du remblai en pâte (Figure 1–3).

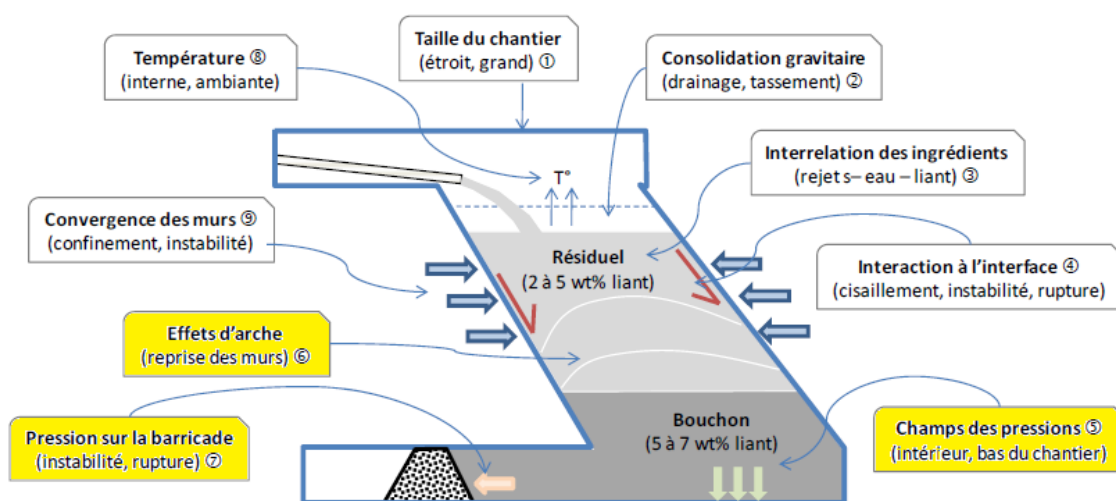


Figure 1–3 Schéma typique d'un chantier minier remblayé montrant les différents facteurs d'influence sur la stabilité (adapté de Belem, 2009)

D'autres solutions ont été proposées pour l'estimation des contraintes qui se développent dans les chantiers miniers remblayés dont les épontes ont un pendage non vertical (e.g., Caceres, 2005; Li et al., 2007, 2013; Singh et al., 2011; Ting et al., 2011, 2014). D'autres solutions analytiques prennent en compte l'effet de la pression interstitielle (Li and Aubertin, 2009b, c).

De plus, la plupart de ces solutions sont exprimées en fonction du coefficient de poussée latérale des terres  $K$ . Or, ce coefficient a été défini dans l'analyse de stabilité des murs de soutènement dans le domaine du génie civil. Ce coefficient peut alors prendre trois formes, à savoir  $K_0$  (coefficient de poussée au repos),  $K_a$  (coefficient de poussée active) et  $K_p$  (coefficient de poussée passive). On assiste alors à des situations où certains chercheurs proposent d'utiliser le coefficient  $K_0$  (Mitchell et al., 1982), ou un coefficient situé entre celui au repos  $K_0$  et  $K_a$  (e.g., Fahey et al., 2009) en

émettant comme hypothèse que le déplacement des parois dans le chantier minier est négligeable lors de la mise en place du RPC du fait de la rigidité du massif rocheux. D'autre part, à travers les résultats obtenus de simulations numériques et de tests de laboratoire, d'autres chercheurs préconisent l'utilisation du coefficient de poussée active  $K_a$  en stipulant qu'il existerait un déplacement vertical du remblai pendant sa mise en place le long de l'axe central du chantier remblayé (e.g., Li et Aubertin, 2009). On comprend bien que tout cela aura une conséquence sur l'estimation de la contrainte horizontale totale  $\sigma_h$  qui s'exerce sur la barricade; ce qui influencera la précision de la conception des barricades. Dans la pratique courante, cela a conduit l'industrie minière à adopter un mode de remblayage discontinue (un bouchon de remblai suivi d'un temps de cure, puis un remblai résiduel ou de masse pour compléter le remplissage). Cette pratique se justifie surtout lorsque le design de la barricade (en roches stériles, en béton projeté ou autre) est incertain et que cela pourrait engendrer des coûts de remblayage élevés (forte consommation de liant pour compenser l'ignorance sur la stabilité réelle de la barricade) sans oublier le rallongement du cycle de minage (temps de cure combiné du bouchon et du résiduel). En effet, il existe de nombreuses incertitudes sur l'estimation des propriétés géomécaniques du RPC pendant le remblayage, lors de sa mise en place et durant la période de cure, surtout au niveau du bouchon. Cette brume semée d'incertitudes sur le coefficient de poussée latérale des terres  $K$  et la précision de l'estimation de la contrainte horizontale qui en résulte, mérite d'être levée, au moins en partie. D'où la justification d'un besoin en recherche sur cette problématique qui touche directement à la sécurité des travailleurs miniers.

### 1.3 Objectifs de l'étude

L'**objectif général** de cette étude est de comparer, à différentes échelles, les contraintes développées dans le remblai mis en place dans un modèle physique instrumenté au laboratoire et dans un chantier minier instrumenté (*in situ*), incluant les pressions exercées sur les barricades. Les pressions verticales et horizontales ainsi que la pression interstitielle dans les chantiers et au niveau des barricades seront enregistrées *in situ*. Après, des essais seront réalisés sur un modèle physique au laboratoire afin de déterminer l'effet d'échelle par rapport au chantier minier souterrain. Aussi, dans l'optique de contribuer au développement d'une méthodologie expérimentale permettant de mieux prédire les pressions dans les chantiers miniers remblayés, il est important de déterminer les propriétés de résistance au cisaillement des RPCs pour différents temps de cure.



Afin d'atteindre l'objectif général de l'étude, différents **objectifs spécifiques** ont été fixés :

- Déterminer la résistance au cisaillement et les propriétés intrinsèques (angle de frottement interne et cohésion effectifs) de remblais en pâte cimentés d'âge jeune (temps de cure  $\leq 7$  jours) et contenant deux taux de liant différents,
- Effectuer des mesures au laboratoire des pressions dans le remblai coulé dans un modèle physique instrumenté de cellules de pressions et remblayé en continu,
- Réaliser l'instrumentation d'au moins deux chantiers miniers *in situ* (l'un coulé en continu et l'autre coulé en deux séquences – bouchon et résiduel –) et effectuer le suivi de l'évolution des pressions développées dans le remblai *in situ*.
- Synthèse des résultats de laboratoire et *in situ* et leur comparaison.

#### 1.4 Cadre scientifique et démarche méthodologique de l'étude

Cette étude s'inscrit principalement dans un cadre expérimental en deux phases, l'une au laboratoire de l'UQAT et l'autre dans des chantiers miniers sous terre (*in situ*) de la mine Westwood, propriété d'IAMGOLD Corp.

► La première phase (Phase I) consistait à réaliser des essais au laboratoire de l'Unité de recherche et de service en technologie minérale (URSTM) de l'UQAT. Ces essais sont subdivisés en trois parties (cf. Figure 1–4):

- La **première partie** portait sur des essais de cisaillement direct sur des échantillons de remblai en pâte préparés avec des résidus de la mine Westwood, de l'eau de mélange et un agent liant (20% GU/ 80% Slag) en provenance de ladite mine, le tout à des taux massiques de liant  $B_w$  ( $= \text{masse de liant } M_b / \text{masse de résidus secs } M_t$ ) de 4% et 6%. Ces proportions de liant ont été choisies car dans la séquence de remblayage des chantiers primaires à la mine Westwood, le bouchon de remblai contient un taux de liant  $B_w$  de 6% tandis que le remblai résiduel contient un taux de liant  $B_w$  de 4%. Les mélanges ont été préparés à un pourcentage solide cible  $C_w$  ( $= \text{masse des solides } M_s / \text{Masse totale de remblai } M$ ) de 70% et le remblai en pâte résultant a été coulé dans des moules carrés destinés à la boîte de cisaillement, après des temps de cure de 3, 5, et 7 jours dans une chambre humide ( $RH \geq 90\%$  et  $T^\circ = 23 \pm 2^\circ\text{C}$ ). Pour les essais de cisaillement direct, trois contraintes normales

différentes (100, 150 et 200 kPa) ont été appliquées durant les essais. Ces valeurs de contrainte correspondent à la plage des pressions mesurées généralement dans les chantiers miniers remblayés.

- La **deuxième partie** portait sur : i) tout d’abord le design d’un modèle physique d’un chantier minier à l’échelle du laboratoire de 2 m de hauteur, d’une section de 1 m x 1 m de côté, muni d’une galerie de soutirage de 0,40 m x 0,60 m de section et de 1,25 m de long. Soit un volume total de 2,30 m<sup>3</sup>. Sur ce modèle physique de chantier minier, ayant trois faces en feuille d’acier et une face en acrylique, des cellules de pression totale TPC (*total pressure cell*) ont été montées dont une dans le fond au centre (pression verticale), une sur les deux faces perpendiculaires à une hauteur de 1 m, une sur la barricade en PVC et un piézomètre au bas de l’entrée de la galerie. Ces cellules TPC à cordes vibrantes sont branchées à un multiplexeur qui est lui-même connecté à un système d’acquisition de données (*datalogger*) qui seront ensuite traitées pour la détermination des différentes pressions mesurées; ii) des essais de vérification de l’étanchéité du modèle ainsi que de validation de la calibration des cellules ont ensuite été réalisés.
- La **troisième partie** portait sur le remplissage du modèle physique de chantier minier instrumenté avec du remblai en pâte cimenté (en continu) à l’aide d’un mélangeur muni d’une pompe. Le remblai testé avait un pourcentage solide  $C_w$  de 70% et un taux massique de liant de 6%. Après remplissage le remblai a été laissé pour une cure de 10 jours.

► La deuxième phase (Phase II) consistait d’abord à instrumenter deux chantiers *in situ* à la mine Westwood qui seront ensuite remblayés, suivi de la collecte des données de pression.

- Tout d’abord, il a fallu construire des cages en alliage métallique de forme cubique, ayant 1 m de côté et dont les six faces sont recouvertes de grillage. Sur chaque cage sont montées trois cellules de pression totale TPC dont la première au centre de la face supérieure (mesure de la pression verticale), les deux autres au centre des faces perpendiculaires l’une de l’autre (mesure des pressions horizontales transversale et longitudinale) et d’un piézomètre à l’intérieur de chaque cage (mesure de la pression interstitielle).
- Le **premier chantier** a été remblayé en deux séquences avec une hauteur de bouchon s’arrêtant à 3 m au-dessus de l’épaulement (soit environ 7,5 m de remblai au total). Le bouchon est laissé pour une cure pendant une période de 24 h avant le remblayage du

résiduel pour compléter la hauteur finale du chantier (de 30 m). Les cages instrumentées sont placées au fond du chantier (mesures dans le bouchon) et dans la galerie de soutirage (mesure de la pression sur la barricade).

- Pour le **second chantier**, la procédure suivie est similaire à celle employée pour le premier chantier sauf que le remblayage a été en continu (pas de bouchon de remblai) et qu'une seule cage instrumentée a été placée dans le fond du chantier (pas de mesures dans la galerie de soutirage).

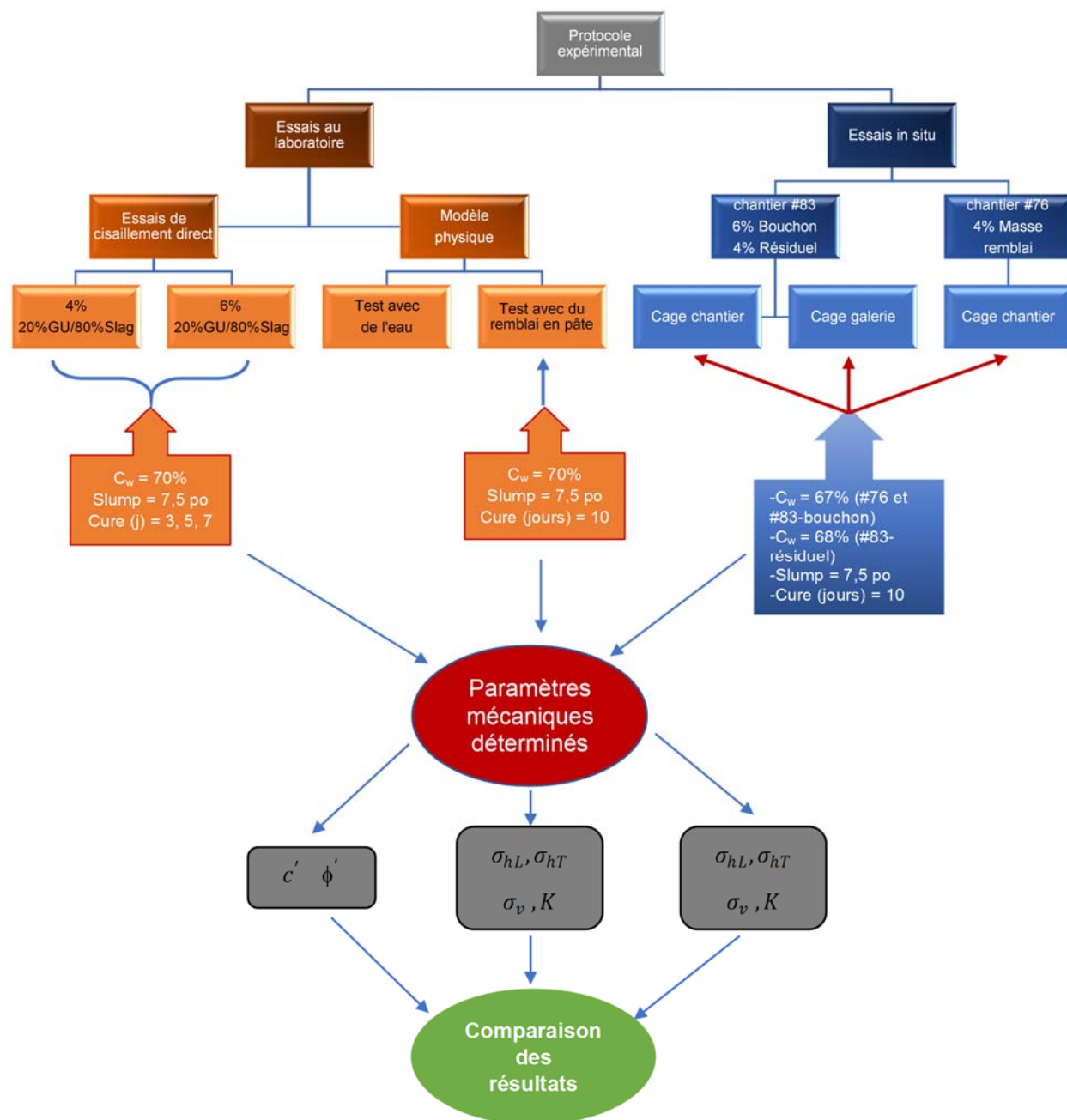


Figure 1-4 Diagramme schématique de la méthodologie de l'étude

## 1.5 Structure du mémoire

Le mémoire présenté débute par le Chapitre 1 portant sur l'introduction générale dans laquelle sont décrits le contexte de l'étude suivie de la problématique (besoin en recherche) qui nous mène vers l'énoncé des objectifs (général et spécifiques) du projet. Ensuite, une brève description de la démarche méthodologique suivie afin d'atteindre ces objectifs est présentée.

Le Chapitre 2 est consacré à une revue de littérature pertinente par rapport au projet réalisé et elle couvre la présentation des notions de base sur les propriétés physiques, mécaniques, hydro-géotechniques ainsi que des facteurs d'influences de ces propriétés des remblais en pâte cimentés (RPC). À ces aspects s'ajoutent par la suite, les étapes du remblayage d'un chantier *in situ* suivie d'une synthèse sur les notions de coefficient de poussée latérale des terres ( $K$ ,  $K_0$ ,  $K_a$ ,  $K_p$ ) et des contraintes développées dans les trois directions de l'espace dans les chantiers miniers remblayés. Enfin, il sera question de l'analyse des données de plusieurs chantiers miniers instrumentés de cellules de pression totale (TPC) et remblayés par du remblai en pâte cimenté.

Le Chapitre 3 sur la méthodologie décrit le programme expérimental des travaux réalisés au cours de cette étude. Cela va de la caractérisation des matériaux utilisés dans la préparation des remblais (résidus, eau de mélange, agent liant), de la description de chaque appareil utilisé à la fois pour la caractérisation et des essais à proprement dits dans le cadre du projet, des caractéristiques et du fonctionnement des instruments utilisés, le montage et le dimensionnement du modèle physique de laboratoire ainsi que la procédure d'instrumentation des chantiers miniers *in situ*.

Le Chapitre 4 présente l'ensemble des résultats obtenus, d'une part au laboratoire, et d'autre part ceux obtenus *in situ* à la mine Westwood. Il s'en suit une petite interprétation de l'ensemble des résultats obtenus dans le cadre du programme expérimental proposé (essais de cisaillement direct réalisés au laboratoire, pressions mesurées dans le modèle physique de laboratoire ainsi que dans les deux chantiers *in situ*). Le Chapitre 5 présente une discussion sur l'impact de la cure dans les deux chantiers *in situ* testés et de la déduction des paramètres mécaniques et élastiques du RPC à partir des mesures des pressions réalisées. Une discussion sur ces paramètres entre les chantiers et le modèle physique est proposée.

Le Chapitre 6 présente les principales conclusions de cette étude ainsi que les limites, mais aussi certaines recommandations pour de nouvelles pistes d'amélioration de l'étude menée.

## CHAPITRE 2 REVUE DE LITTÉRATURE

Dans ce chapitre, la typologie des remblais miniers ainsi que leurs principales caractéristiques seront données. Par la suite, les différentes étapes du remblayage d'un chantier à la mine Westwood seront décrites. Les définitions des différents coefficients de poussée latérale des terres et des contraintes dans les chantiers miniers seront également présentées, suivis par des exemples de mesures *in situ* des pressions dans quelques chantiers miniers.

### 2.1 Types de remblais miniers

De plus en plus, les exploitations minières utilisent une partie de leurs rejets miniers solides pour le remblayage des ouvertures souterraines. Certains remblais se composent de roches stériles, alors que d'autres contiennent surtout des rejets de concentrateur, mélangés ou non avec un agent liant comme du ciment Portland seul, ou combiné avec des scories ou des cendres volantes. On reconnaît principalement 3 types de remblai couramment utilisés dans l'industrie minière, et leurs caractéristiques propres dépendent de la nature des matériaux utilisés et de la technique de transport et de mise en place. Il s'agit du remblai rocheux (cimenté ou non), du remblai hydraulique (cimenté ou non) et du remblai en pâte (toujours cimenté).

#### 2.1.1 Remblai rocheux

Le remblai rocheux (RR) est constitué principalement de roches stériles concassées (de taille généralement allant de 0 à 30 cm, voir jusqu'à 100 cm), auquel on ajoute parfois un coulis de liant (ciment Portland seul ou combiné avec soit des cendres volantes ou de la slag), permettant ainsi de cimenter le remblai (RRC) et lui procurer une meilleure résistance mécanique (Hassani et Archibald, 1998). Le taux massique de liant  $B_w$  varie entre 4 et 8% pour un rapport eau/ciment ( $E/C$  ou  $w/c$ ) variant entre 0,5 et 1,2. La proportion des particules fines ( $d < 1$  cm) est souvent optimale lorsqu'elle est comprise entre 25% et 40%. Ce qui permet d'obtenir une résistance en compression uniaxiale UCS (*Unconfined Compressive Strength*) pouvant varier entre 1,5 et 11 MPa (Potvin et al., 2005). Le RR ou RRC est habituellement transporté et mis en place dans les chantiers dans un état relativement sec (chargeuses-navette, convoyeurs, cheminées, etc.). Le remblayage rocheux permet de retourner ou de garder sous terre, une quantité raisonnable de roches

stériles qui ne sera plus stockées en surface et aussi de procurer une bonne rigidité aux chantiers souterrains remblayés. Les principaux inconvénients des remblais rocheux (RR et RRC) sont *i*) les coûts d'opération sont élevés, et *ii*) les fortes hétérogénéités dues à la ségrégation des particules lors de leur mise en place qui affecte significativement la résistance mécanique (Farsangi, 1996). Les remblais rocheux peuvent être classés en 4 catégories (Hassani et Archibald, 1998). L'utilisation d'un type particulier de remblai rocheux dépendra principalement de la fonction qu'on souhaite lui attribuer et de son comportement anticipé durant et après sa mise en place dans le chantier.

### ***2.1.1.1 Types de remblai rocheux***

► RF (*uncemented Rockfill*) : c'est un remblai constitué de roches stériles sans agent liant (RR) qui offre un support rigide et dans une moindre mesure, un support de terrain grâce à son poids propre et à la résistance frictionnelle des roches stériles.

► CRF (*Cemented Rockfill*) : il s'agit du remblai rocheux constitué de roches stériles auxquels on ajoute un agent liant (RRC) à un taux massique de liant compris entre 4 et 8 %, avec un pourcentage solide  $C_w$  compris entre 50 à 60% (cela dépendra de la teneur en particules fines et du ratio E/C). Le RRC possède une meilleure résistance mécanique (selon la méthode de mise en place adoptée) et permet d'améliorer le support de terrain. Toutefois, le phénomène de ségrégation des particules peut altérer cette résistance mécanique en produisant des zones de faible résistance.

► CSRf (*Cemented Sand Rockfill*) : c'est un remblai rocheux avec du sable cimenté ( $B_w$  de 5 à 10 %). Le sable permet de remplir les vides et produire un remblai plus dense. Il résiste très bien aux vibrations encourues lors du sautage des chantiers adjacents. Ce type de remblai est moins susceptible à la ségrégation et permet d'obtenir une plus grande résistance mécanique que celle obtenue avec le CRF. Il a aussi un angle de repos plus faible que le CRF, mais aussi une densité plus élevée.

► CSWF (*Cemented Sand Waste Fill*) : ce remblai consiste à mettre les stériles en place dans le chantier et de rajouter par-dessus un mélange constitué de sable et de ciment ( $B_w$  de 5% environ). Le mélange de ciment et de sable percole à travers les stériles et remplit les vides, et aussi grâce à la quantité de ciment utilisée cela permet d'augmenter la résistance mécanique et atténuer la dilution du minerai. Le principal défaut de cette technique est l'incertitude quant à la percolation du liant à travers la masse de stériles.

### 2.1.1.2 Caractéristiques typiques des roches stériles et des remblais rocheux

Il faut souligner qu'en plus des remblais rocheux (RR et RRC), les roches stériles peuvent être également utilisées pour la construction des barricades de retenue des remblais en pâte cimentés. Des essais de laboratoire effectués par Gamache (2004) sur des roches stériles (de la mine LaRonde en Abitibi, Québec, Canada) ont montré que la valeur de la densité relative des grains,  $D_R = \rho_s / \rho_w$  (où  $\rho_s$  est la masse volumique des grains solides et  $\rho_w$  la volumique de l'eau), se situait autour de 2,8; ce qui est légèrement supérieur à celle usuellement mesurée pour les sols ( $D_R \approx 2,65$ ). D'autres résultats de caractérisation montrent une valeur de  $D_R$  plus élevée pouvant atteindre plus de 3,5 pour les roches stériles de mines canadiennes contenant des minéraux ferrique ou sulfureux (Bussière, 1993; Aubertin et al., 2002; Belem et al., 2002b). La masse volumique apparente (densité en place) des roches stériles destinées à la fabrication du remblai rocheux se situerait typiquement entre 1600 et 2200 kg/m<sup>3</sup> (Williams, 2000). Les courbes granulométriques des roches stériles sont généralement bien étalées avec des coefficients d'uniformité  $C_u$  supérieurs à 20 (Aubertin et al., 2002; Gamache, 2004).

Les études sur les propriétés géotechniques de différents remblais rocheux (RR et RRC) et roches stériles utilisés dans les opérations minières montrent une porosité  $n$  typique comprise entre 0,29 à 0,44, soit une valeur de l'indice des vides  $e$  comprise entre 0,41 et 0,79 (Azam et al., 2009; Gamache 2004; Fersangi, 1996). L'angle de frottement interne  $\phi'$  varierait significativement selon la courbe granulométrique, la forme des particules, la densité du remblai et l'état des contraintes. Les investigations *in situ* et au laboratoire montrent des valeurs de l'angle de frottement interne variant entre 37° et 40° (Azam et al., 2009; Leps, 1970; Fersangi, 1996), similaire à leur angle au repos. Quant à la cohésion interne, elle pourrait varier entre 0 – absence de particules fines et argileuses – et 1,5 kPa – présence de particules argileuses – (Azam et al., 2009).

La résistance en compression uniaxiale UCS du RRC (avec ciment) varierait généralement selon l'endroit de prélèvement des échantillons à cause de la ségrégation des particules. Des valeurs de l'UCS entre 1,4 MPa et 7 MPa sont souvent rencontrées pour des remblais rocheux cimentés, dépendamment du taux massique de ciment ajouté (Fersangi, 1996; Isagon et al., 2011).

Quant à la perméabilité des roches stériles, plusieurs paramètres influencent sa valeur notamment la courbe granulométrique, la porosité, la forme et la texture des particules, la présence ou non d'agents liant ainsi que la composition minéralogique. Les essais de perméabilité à charge constante



et à charge variable effectués par Gamache (2004) donnent des valeurs de conductivité hydraulique saturée  $k_{\text{sat}}$  se situant entre  $1,1 \times 10^{-4}$  m/s et  $3,7 \times 10^{-3}$  m/s, pour des échantillons de roches stériles (sans ciment) ayant une porosité qui se situe entre 0,3 et 0,37. Azam et al. (2009) suggèrent une valeur de  $k_{\text{sat}}$  de l'ordre de  $1,1 - 1,4 \times 10^{-5}$  m/s pour des échantillons ayant une porosité totale de l'ordre de 0,43-0,44. Les remblais rocheux qui contiennent des minéraux sulfureux peuvent générer des eaux de drainage rocheux acides (DRA) suite au contact des roches stériles réactives avec l'air et l'eau. Ces eaux de drainage, caractérisées par un faible pH, des concentrations en métaux lourds et en sulfates solubles élevés, peuvent affecter sérieusement l'environnement et contaminer l'eau souterraine (Aubertin et al., 2002).

### **2.1.2 Remblai hydraulique**

Le remblai hydraulique est composé de rejets de concentrateur hydrocyclonés grano-classés (i.e. élimination d'une certaine fraction des particules très fines) pour avoir un matériau uniforme, d'eau et d'un agent liant ou pas. Les rejets de concentrateur, issues de l'usine de traitement ont généralement un pourcentage solide (ou densité de pulpe)  $C_w$  compris entre 20 et 40%. Ces résidus passent d'abord dans des hydrocyclones (technique de grano-classement), qui peuvent être dans une variété de tailles et de configurations, en fonction des propriétés des résidus et les caractéristiques souhaitées. Le remblai hydraulique résultant a généralement une densité de pulpe comprise entre 65 et 70% solide avec une distribution granulométrique uniforme (Figure 2–1). Il est acheminé dans les chantiers souterrains à travers un réseau de pipelines et de trous de forage. Une densité relative des grains  $D_R$  située entre 2,8 et 4,4 est reportée pour les résidus des mines polymétalliques avec un angle de friction interne du remblai hydraulique allant de  $37^\circ$  à  $45^\circ$  et un indice de densité  $I_d$  variant entre 50% et 80% (Rankine et Sivakugan 2005; Bussière 2007).

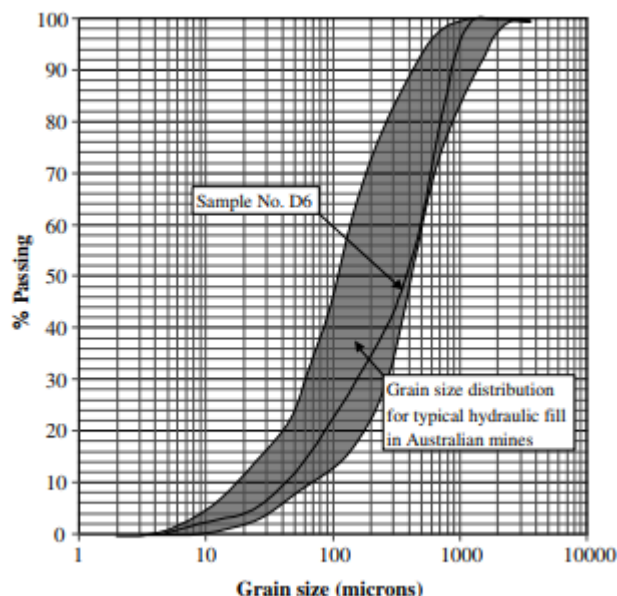


Figure 2–1 Distribution granulométrique des résidus du remblai hydraulique dans les mines australiennes (Rankine et al., 2006)

### 2.1.3 Remblai en pâte cimenté

Le remblai en pâte cimenté (RPC), le plus utilisé des 3 types de remblais au Canada (Benzazoua et al., 2005a), est constitué de rejets de concentrateurs tout-venant (ou résidus miniers) et qui peuvent être sous forme épaissie, en pâte ou filtrée auxquels on ajoute de l'eau de mélange d'appoint et un agent liant qui peut être un des ciments Portland (types GU, HS, HE, etc.) ou un ciment composé d'un ciment Portland (généralement le type GU) et d'un ajout minéral (pouvant être de la fly ash ou cendres volantes, de la slag ou scories, etc.) Bien entendu, l'agent liant est destiné à conférer au RPC une certaine résistance en compression uniaxiale pendant son durcissement au cours du temps de cure. L'eau de mélange d'appoint peut être de l'eau de procédé recyclée, de l'eau d'un lac avoisinant l'usine de remblai ou d'un étang artificiel de retenue d'eau de pluie et servira à contrôler la consistance (ou le pourcentage solide du mélange) du RPC pour son transport hydraulique à travers un réseau de pipelines.

Le RPC a un pourcentage solide  $C_w$  variant entre 70% et 85% et qui est préparé à partir d'un gâteau de résidus dont le pourcentage solide varie généralement entre 50% et 85% de solide (suite à l'épaississement et au filtrage), mélangé avec de l'eau d'appoint et d'un liant hydraulique (ou agent liant) dont le taux massique  $B_w$  peut varier entre 2% et 10% (e.g., Hassani et Archibald, 1998;

Belem et Benzaazoua, 2008). L'eau contenu dans le mélange permet de lui conférer une consistance mesurée en termes d'affaissement (ou *slump*) au cône d'Abrams qui serait compris entre 152 mm (6 po) et 254 mm (10 po) selon la pratique dans l'industrie minière (Landriault et al., 1997). La Figure 2–2 est une représentation schématique des différents constituants et leur proportion massique dans le remblai. On y voit que la proportion des résidus ( $C_t$ ) représente entre 68 et 77,3% de la masse totale, que la proportion de l'eau ( $C_{eau}$ ) serait entre 15 et 30% de la masse totale, tandis que la proportion de l'agent liant ( $C_b$ ) serait entre 2 et 7,7% de la masse totale.

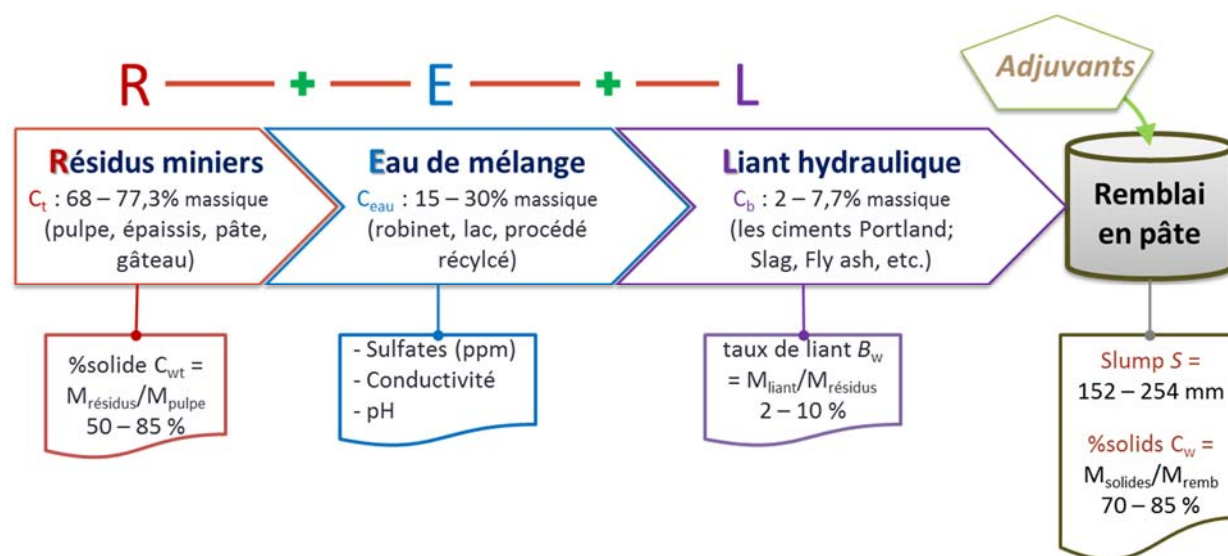


Figure 2–2 Paramètres et composition des remblais en pâte cimentés (Belem, 2018, notes du cours GNM1002)

## 2.2 Caractéristiques des remblais en pâte cimentés

Au fil des années, le remblayage avec du RPC est devenu celui qui est le plus utilisé dans l'industrie minière dû à ses nombreux avantages notamment sur les plans sécuritaire, environnemental et économique et favorise une exploitation minière flexible, optimale et durable. Cependant, la complexité de ce matériau remblai qui évolue dans le temps depuis sa préparation à l'usine de remblai, son transport en pipelines, sa mise en place, sa consolidation et son durcissement (Belem et al., 2002a; Benzaazoua et al., 2004) exige une analyse multidisciplinaire de ses propriétés.

## 2.2.1 Propriétés physiques du remblai en pâte cimenté

Les propriétés physiques, comparables à ceux des sols, ont une grande influence sur les propriétés mécaniques et rhéologiques des remblais. Une analyse des propriétés physiques passe par une étude des composantes du remblai en pâte qui comprend une phase solide (résidus miniers, liant anhydre, hydrates formés, précipités divers), une phase liquide (l'eau interstitielle libre et l'eau adsorbée) et une phase gazeuse (air et vapeur d'eau).

### 2.2.1.1 Distribution granulométrique

La distribution granulométrique des résidus est un facteur important dans l'acquisition de la résistance des RPC (Benzaazoua et al., 2003). Par exemple, dans les sols comme dans les RPC, la quantité des particules dites fines jouent un rôle primordial sur la perméabilité. Les résidus miniers sont dans la classe granulométrique des silts, mais même à cela ils doivent avoir une distribution étalée. Afin d'obtenir un remblai optimal ces résidus doivent présenter une courbe granulométrique étalée ( $C_u > 2$ ) contenant toutes les classes de taille de grains de la classe des silts (Figure 2–3). À noter que dans le cas d'un silt, une distribution bien étalée ne signifie pas qu'on ait la présence de "toutes les classes de taille de grains". Voilà pourquoi le terme « pseudo-bien étalée » est préférable à celui de « bien étalée », fréquemment rencontré dans la littérature sur les remblais. Notons que dans la pratique de l'industrie minière, il a été recommandé que les résidus destinés à la préparation du RPC contiennent au moins 15% des particules  $d < 20 \mu\text{m}$  (Landriault et al., 1997).

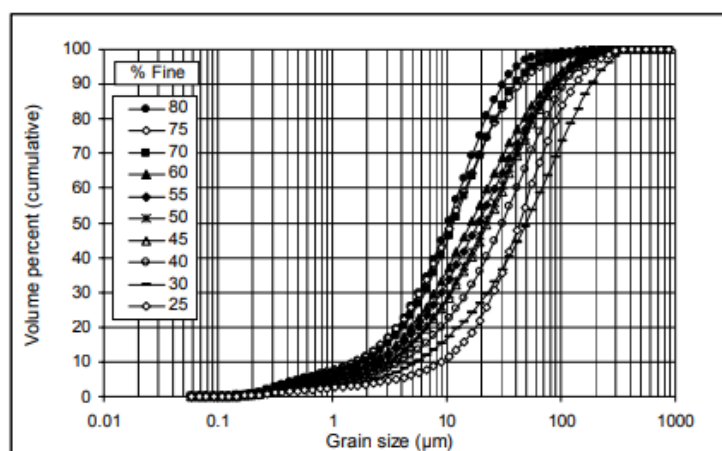


Figure 2–3 Distribution granulométrique d'un échantillon de résidus miniers grano-classés à différentes proportions des particules de diamètre  $d < 20 \mu\text{m}$  (Benzaazoua et al., 2003)

Les deux coefficients les plus importants de la courbe granulométrique sont le coefficient d'uniformité  $C_u$  et le coefficient de courbure  $C_c$ . Le coefficient d'uniformité permet de savoir si la distribution des grains est uniforme (taille presque unique) ou étalée (plusieurs tailles différentes) tandis que le coefficient de courbure, associé au  $C_u$ , exprime la gradation du matériau testé. Ces deux paramètres granulométriques sont définis comme suit :

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad (2-1)$$

$$C_c = \frac{D_{30}^2}{D_{10} \times D_{60}} \quad (2-2)$$

Avec  $D_x$  = diamètre des particules à x% de passant.

Lorsque le  $C_u < 2$  la granulométrie est dite uniforme, le  $C_u > 2$  la granulométrie est étalée. Lorsque le  $C_u$  est compris entre 4 et 6 ( $>5$ ) et que  $C_c$  est compris entre 1 et 3, alors le matériau est dit bien gradué; un échantillon de résidus bien gradué (ou classé) favorisera l'acquisition de bonnes résistances des remblais en pâte (e.g., Belem et al., 2011).

### 2.2.1.2 Masses volumiques

La masse volumique est le rapport entre la masse  $M$  et le volume  $V$ . On distingue trois types de masses volumiques qui sont la masse volumique sèche  $\rho_d$ , la masse volumique des grains solides  $\rho_s$  et la masse volumique totale ou humide  $\rho_h$  qui sont définies comme suit :

$$\rho_d = \frac{M_{solide}}{V_{total}} \quad \rho_s = \frac{M_{solide}}{V_{solide}} \quad \rho_h = \frac{M_{totale}}{V_{total}} \quad (2-3)$$

Notons que ces masses volumiques, surtout celles des grains solides et sèche, ne varient pas beaucoup au cours du temps de cure, quel que soit le type et le pourcentage de liant utilisés et quel que soit le type de résidus (Belem et al., 2006; Benzaazoua et al., 2000).

### 2.2.1.3 Indice des vides et porosité théorique

L'indice des vides  $e$  et la porosité  $n$  représentent les paramètres qui définissent la texture du RPC. Ils sont calculés et sont exprimés par rapport au volume des vides ( $V_v$ ), au volume des solides ( $V_s$ ) ou au volume total ( $V_T$ ). L'indice des vides ( $e$ ) se calcule comme suit:

$$e = \frac{V_v}{V_s} = \frac{\rho_s V_T}{M_d} - 1 = \frac{\rho_s}{\rho_d} - 1 \quad (2-4)$$

Avec  $M_d$  = la masse sèche (=  $M_s$ , la masse des solides).

La porosité ( $n$ ) est définie comme le ratio entre le volume des vides  $V_v$  et le volume total  $V_T$ . Il peut également s'exprimer en pourcentage et se calcule comme suit:

$$n = \frac{V_v}{V_T} \quad (2-5)$$

La porosité  $n$  et l'indice des vides  $e$  sont reliés par les relations suivantes :

$$n = \frac{e}{e+1} \quad \text{et} \quad e = \frac{n}{1-n} \quad (2-6)$$

#### **2.2.1.4 Teneurs en eau massique et volumique**

La teneur en eau massique ( $w$ ) d'un échantillon de remblai est définie par le rapport de la masse d'eau dans les pores ( $M_w$ ) et de la masse sèche ( $M_d = M_s$ ). La teneur en eau volumique  $\theta$  représente le rapport entre le volume d'eau ( $V_w$ ) et le volume total de l'échantillon ( $V_T$ ). Ces deux teneurs en eau se définissent comme suit :

$$w = \frac{M_w}{M_d} = \frac{M_h - M_d}{M_d} \quad \text{et} \quad \theta = \frac{V_w}{V_T} = n S_r \quad (2-7)$$

Avec  $M_h$  = la masse humide de l'échantillon ;  $S_r$  = le degré de saturation défini ci-dessous.

#### **2.2.1.5 Degré de saturation**

Le degré de saturation d'un échantillon de RCP ( $S_r$ ) est défini comme le rapport entre le volume de l'eau contenue dans les vides ( $V_w$ ) et le volume de ces vides ( $V_v$ ) comme suit :

$$S_r = \frac{V_w}{V_v} \times 100 = \frac{D_R \times w}{e} = \frac{\theta}{n} \times 100 \quad (2-8)$$

Avec  $D_R$  = la densité relative ou  $G_s$ . Lorsque  $S_r$  est  $> 85\%$  on considère que l'échantillon est saturé.

#### **2.2.1.6 Pourcentages de solides massique $C_w$ et volumique $C_v$**

Le pourcentage solide massique  $C_w$  est défini comme le ratio entre la masse des solides  $M_s$  et la masse totale  $M_T$  comme suit (Belem, 2018, notes du cours GNM1002):

$$C_w = \frac{M_s}{M_T} \times 100 = \frac{100}{1+w} = \frac{\rho_d}{\rho_h} \times 100 \quad (2-9)$$

$$w = \frac{1}{C_w} - 1 \quad (2-10)$$

Le pourcentage solide volumique  $C_v$  est défini comme le ratio entre le volume des solides  $V_s$  et celui total  $V_T$  comme suit :

$$C_v = \frac{V_s}{V_T} \times 100 = \frac{\rho_h C_w}{\rho_s} \times 100 = \frac{\rho_d}{\rho_s} \times 100 = \frac{100}{1+e} \quad (2-11)$$

### 2.2.1.7 Proportions de liant dans un mélange de RPC

Les proportions massiques de liant dans un mélange de RPC peuvent être calculées de trois façons : le taux massique  $B_w$ , le pourcentage massique  $C_{cm}$  et la teneur massique  $C_{bm}$  en liant comme suit (Belem, 2018, notes du cours GNM1002):

$$B_w = \frac{M_{liant}}{M_{résidus}} = \frac{M_b}{M_t} \quad (2-12)$$

$$C_{cm} = \frac{M_{liant}}{M_{résidus} + M_{liant}} = \frac{M_b}{M_t + M_b} = \frac{M_b}{M_s} \quad (2-13)$$

$$C_{bm} = \frac{M_{liant}}{M_{résidus} + M_{liant} + M_{eau}} = \frac{M_b}{M_t + M_b + M_w} = \frac{M_b}{M_T} \quad (2-14)$$

Il existe également des interrelations entre ces trois paramètres ( $B_w$ ,  $C_{cm}$  et  $C_{bm}$ ) (Belem, 2018, notes du cours GNM1002) comme suit:

$$B_w = \frac{C_{bm}}{C_w - C_{bm}} = \frac{C_{cm}}{1 - C_{cm}} \quad (2-15)$$

$$C_{cm} = \frac{B_w}{1 + B_w} = \frac{C_{bm}}{C_w} \quad (2-16)$$

$$C_{bm} = C_w \left( \frac{B_w}{1 + B_w} \right) = C_w C_{cm} \quad (2-17)$$

Les proportions volumiques de liant dans un mélange de RPC peuvent être calculées de trois façons : le taux volumique  $B_v$ , le pourcentage volumique  $C_{cv}$  et la teneur massique  $C_{bv}$  en liant comme suit (Belem, 2018, notes du cours GNM1002):

$$B_v = \frac{V_{liant}}{V_{résidus}} = \frac{V_b}{V_t} \quad (2-18)$$

$$C_{cv} = \frac{V_{liant}}{V_{résidus} + V_{liant}} = \frac{V_b}{V_t + V_b} = \frac{V_b}{V_s} \quad (2-19)$$

$$C_{bv} = \frac{V_{liant}}{V_{résidus} + V_{liant} + V_{eau}} = \frac{V_b}{V_t + V_b + V_w} = \frac{V_b}{V_T} \quad (2-20)$$

Il arrive parfois que la teneur en liant soit exprimé en  $\text{kg/m}^3$  ou en  $\text{t/m}^3$  et sera noté  $C_{b-mv}$ :

$$C_{b-mv} = \rho_h \left( \frac{M_b}{M_T} \right) = \rho_h C_{bm} = C_w \rho_h \left( \frac{B_w}{1+B_w} \right) \quad (2-21)$$

D'où on peut en déduire la relation entre  $B_w$  (massique) et  $C_{b-mv}$  (en kg/m<sup>3</sup> ou en t/m<sup>3</sup>) comme suit :

$$B_w = \frac{C_{b-mv}}{C_w \rho_h - C_{b-mv}} = \left( \frac{C_w \rho_h}{C_{b-mv}} - 1 \right)^{-1} \quad (2-22)$$

De toutes ces relations on peut en déduire d'autres interrelations avec le rapport eau/ciment (E/C), le taux volumique de liant ( $B_v$ ) et les masses volumiques humide ( $\rho_h$ ) et des grains solides ( $\rho_s$ ) du RPC, connaissant les masses volumiques des grains de résidus ( $\rho_{s-t}$ ) et d'agent liant ( $\rho_{s-b}$ ) et celle de l'eau ( $\rho_w$ ), comme suit (Belem, 2018, notes du cours GNM1002):

$$\frac{E}{C} = \left( \frac{1-C_w}{C_w} \right) \left( \frac{1+B_w}{B_w} \right) \quad (2-23)$$

$$B_v = B_w \left( \frac{\rho_{s-t}}{\rho_{s-b}} \right) \quad (2-24)$$

$$\rho_h = \left( \frac{C_w}{\rho_s} - \frac{1-C_w}{\rho_w} \right)^{-1} = \left( \frac{C_v}{C_w} \right) \times \rho_s \quad (2-25)$$

$$\rho_s = (1 + B_w) \left( \frac{1}{\rho_{s-t}} - \frac{B_w}{\rho_{s-b}} \right)^{-1} \quad (2-26)$$

Aussi,

$$C_w = \frac{\frac{\rho_s}{\rho_h} - G_s}{1 - G_s} \quad (2-27)$$

$$C_v = \frac{C_w}{C_w + (1 - C_w) G_s} \quad (2-28)$$

### 2.2.1.8 Poids volumiques

Les poids volumiques des grains solides ( $\gamma_s$ ), sec ( $\gamma_d$ ) et total ou humide ( $\gamma$  ou  $\gamma_h$ ) sont obtenus en multipliant leurs équivalents massiques par la gravité  $g$  ( $= 9,81 \text{ m/s}^2$ ) et sont exprimés en kN/m<sup>3</sup> :

$$\gamma_s = g^* \rho_s; \gamma_d = g^* \rho_d; \gamma_h = g^* \rho_h.$$

## 2.2.2 Propriétés mécaniques des remblais en pâte cimentés

Les propriétés mécaniques du RPC sont utiles, tout d'abord, lors des simulations numériques sur l'analyse de la stabilité des chantiers miniers remblayés, mais plus important encore, lors du design des systèmes de remblayage. Les principales propriétés mécaniques sont la résistance en



compression uniaxiale notée UCS (*Unconfined Compressive Strength*), la résistance au cisaillement à la rupture ( $\tau$ ), le module de déformation élastique ( $E$ ) ou de cisaillement ( $G$ ), le coefficient de poisson ( $\nu$ ), la cohésion interne effective ( $c'$ ) ou la cohésion non drainée ( $C_u$  ou  $S_u$ ) et l'angle de frottement interne effectif ( $\phi'$ ). Notons que les essais sont réalisés en fonction de l'objectif de l'étude de la caractérisation mécanique. Ainsi, on cherchera uniquement les paramètres élastiques ( $E$ ,  $G$ ,  $\nu$ ) pour les simulations numériques ainsi que pour l'analyse de la rigidité du remblai. Pour l'analyse de la stabilité à court terme on cherchera la résistance en compression uniaxiale (UCS) qui est un paramètre index, ou la cohésion non drainée ( $S_u$ ). Pour l'analyse à long terme de la stabilité on cherchera à obtenir les paramètres intrinsèques régissant la rupture ( $c'$  et  $\phi'$ ). Ces paramètres peuvent être obtenus d'essais de compression uniaxiale et triaxiale (en condition drainée ou non-drainée). Il faut noter qu'il n'est pas aisé de déterminer expérimentalement le coefficient de Poisson ( $\nu$ ) des RCP.

#### **2.2.2.1 Essai de compression uniaxiale**

L'essai de compression uniaxiale ou de compression simple consiste à comprimer un échantillon de forme cylindrique à une charge de compression axiale appliquée de manière uniforme. L'augmentation graduelle de l'intensité de la charge entre les deux plateaux parallèles de la presse rigide permet de trouver la résistance ultime de l'échantillon de remblai. Les essais se font généralement en triplicata afin de minimiser la dispersion des résultats et d'obtenir une valeur moyenne représentative. Selon les normes ASTM, l'échantillon doit avoir un élancement (rapport hauteur sur diamètre) compris entre 2 et 2.5. De cet essai il en résulte une courbe de contrainte axiale ( $\sigma$ ) / déformation axiale ( $\varepsilon$ ) dont le pic représente la résistance en compression uniaxiale (UCS ou  $R_c$  ou  $\sigma_c$  ou  $q_u$  ou  $\sigma_0$ ), le module de déformation élastique  $E$  représente la pente de la partie linéaire de ladite courbe (Figure 2–4).

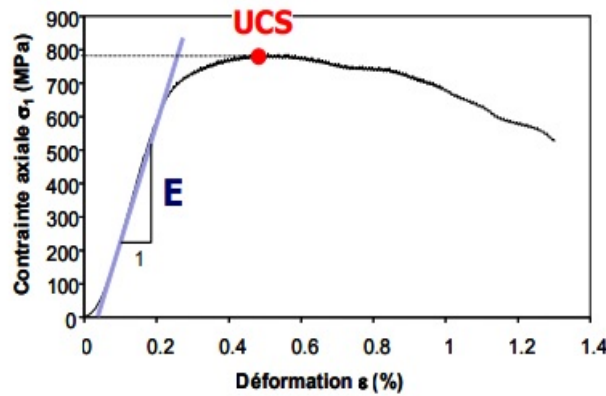


Figure 2–4 Courbe typique d'un essai en compression uniaxiale sur RPC (Belem et al., 2000)

Le remblai en pâte cimenté est considéré avoir un comportement élasto-plastique (avec écrouissage positif ou négatif selon son état). Selon la théorie de l'élasticité, on peut relier la contrainte normale  $\sigma$  agissant dans le matériau à son module de déformation élastique  $E$  et à la déformation axiale  $\varepsilon$  par la loi de Hooke comme suit :

$$\sigma = E\varepsilon \quad (2-29)$$

Le coefficient de Poisson  $\nu$  est le rapport entre la déformation transversale ou latérale  $\varepsilon_t$  (négative en compression) et la déformation axiale  $\varepsilon_a$  d'un matériau :

$$\nu = -\frac{\varepsilon_t}{\varepsilon_a} \quad (2-30)$$

Il faut noter que  $\nu$  est compris entre 0 et 0,5 mais pour les RPC ce coefficient serait compris entre 0,5 (état de fluide ou de suspension solide-liquide) et 0,2 (à la fin de son durcissement) si l'on se réfère au domaine des mortiers et bétons (Belem, 2015, communication personnelle).

Le module élastique  $E$  peut être mesuré directement *in situ* à l'aide d'essais pressiométriques (Emeriault et al., 2004). Il est alors possible de déduire le module de cisaillement  $G$  et ensuite déduire le coefficient de poisson connaissant  $E$ , par la relation :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad \text{et} \quad \nu = 1 - \frac{E}{2G} \quad (2-31)$$

### 2.2.2.2 Essai de cisaillement triaxial

L'essai de compression triaxiale consiste à appliquer à une éprouvette cylindrique, une contrainte hydrostatique radiale dite de confinement ( $\sigma'_3$ ) constante et une contrainte déviatorique axiale ( $\sigma'_1$  -

$\sigma'_3$ ) croissante jusqu'à sa rupture. L'éprouvette est recouverte d'une membrane en latex avant d'être montée dans l'enceinte étanche de la cellule triaxiale qui est munie des disques poreux pour le contrôle du drainage et la mesure de la pression interstitielle dans l'échantillon.

L'état du cisaillement de l'échantillon grâce au déviateur ( $\sigma'_1 - \sigma'_3$ ) est précédé des étapes de sa saturation suivie de sa consolidation. La Figure 2–5 présente un exemple de courbes du déviateur de contrainte en fonction de la déformation axiale d'éprouvettes de remblai en pâte cimenté.

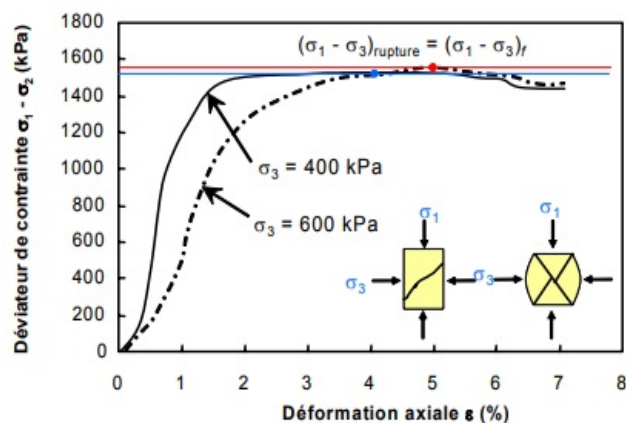


Figure 2–5 Courbes d'un essai de compression triaxial sur du RPC (Belem et al. 2000)

Il existe plusieurs types d'essais triaxiaux que l'on peut réaliser sur les remblais, entre autres :

- l'essai non-consolidé et non-drainé (UU, *unconsolidate undrained*) lors duquel la valve de drainage d'eau reste fermée; ce qui empêche le drainage de l'eau (l'échantillon n'ayant pas initialement subi la phase de consolidation).
- l'essai consolidé et drainé (CD) qui est réalisé à une vitesse lente après la phase de consolidation et afin de permettre la dissipation de la pression interstitielle ( $u_w$ ) lors de la phase de cisaillement (pression interstitielle nulle,  $u_w = 0$ ), ce qui fait que les contraintes appliquées sont des contraintes effectives.
- l'essai consolidé et non-drainé (CU) qui est réalisé après consolidation de l'échantillon et dont la valve de drainage reste fermée (aucune dissipation de la pression interstitielle,  $u_w \neq 0$ ) pendant la phase de cisaillement. La pression interstitielle peut être mesurée pendant l'essai (essai CU+u) ou (CU).

Les courbes d'essai obtenues seront ensuite exploitées afin de déterminer soit la cohésion non drainée  $S_u$  (essai UU) ou l'angle de frottement interne effectif ( $\phi'$ ) et la cohésion interne effective ( $c'$ ) en utilisant le critère de Mohr-Coulomb (Figure 2–6) qui est donné par la relation suivante :

$$\tau = c' + \sigma'_n \tan \phi' \quad (2-32)$$

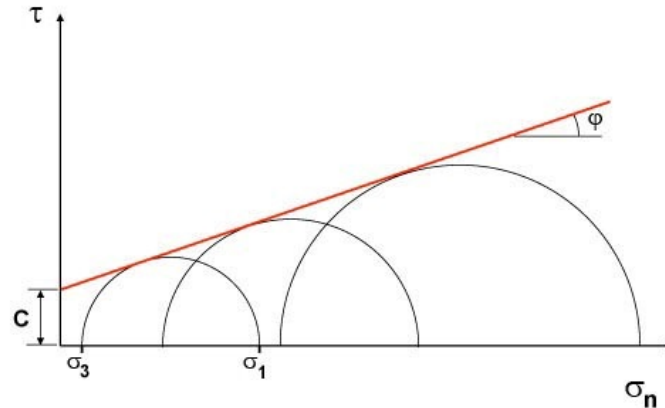


Figure 2–6 Résultat d'un essai de cisaillement triaxial (droite intrinsèque) dans le plan de Mohr

### 2.2.2.3 L'essai de cisaillement direct

Un essai de cisaillement direct consiste à créer la rupture d'un échantillon soumis à un cisaillement direct selon un plan rectiligne imposé, à une vitesse constante. L'essai s'effectue à l'aide d'une boîte de cisaillement constituée de deux demi-boîtes indépendantes avec un plan de séparation qui constitue le plan de glissement préférentiel correspondant au plan de cisaillement de l'échantillon (Figure 2-7). Pendant l'essai, une force normale ( $N$ ) constante est appliquée tandis qu'une force tangentielle ( $T$ ) est enregistrée. Aussi, les déplacements tangentiel ( $\Delta l$ ) et normal ( $\Delta h$ ) sont enregistrés.

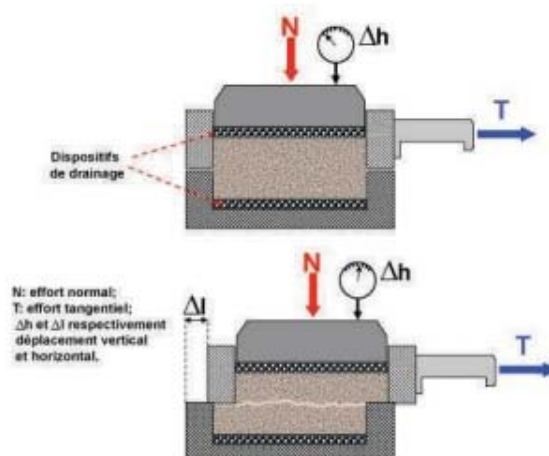


Figure 2–7 Principe de la boîte de cisaillement direct avec échantillon (Tisot 1997, communication personnelle)

La Figure 2–8 présente un exemple de résultats d’essais de cisaillements directs sur des échantillons de remblai après 7 et 14 jours de temps de cure. On peut y observer que le comportement mécanique de ces remblais est fortement dépendant du temps de cure. En effet, le RPC exhibe un comportement élasto-plastique avec un écrouissage positif (durcissement) après 7 jours de temps de cure, tandis que cet écrouissage devient négatif (radoucissement) après un temps de cure de 14 jours (Koupouli, 2015).

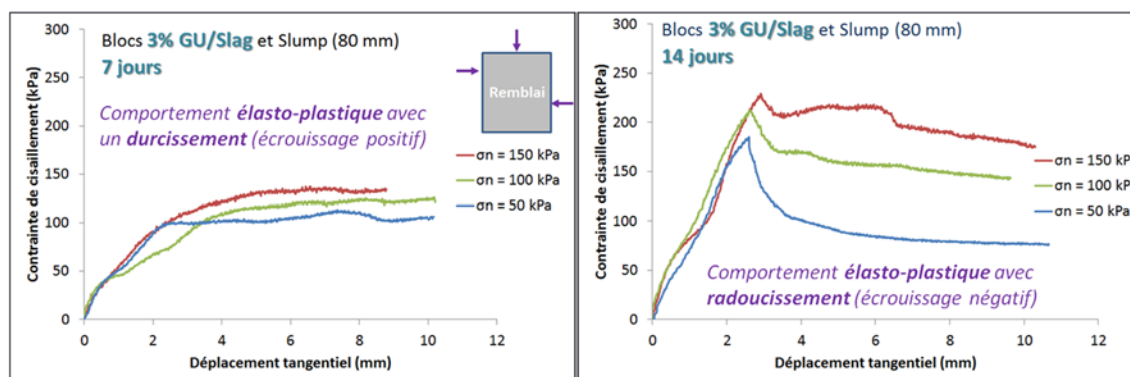


Figure 2–8 Courbes contrainte–déplacement d’échantillons de remblai à 3% de liant 20%GU/80%Slag (20/80) et après 7 et 14 jours de cure (d’après Koupouli, 2015)

En réalisant au moins trois essais à trois contraintes normales différentes ( $\sigma_{n1}$ ,  $\sigma_{n2}$ ,  $\sigma_{n3}$ ) sur trois échantillons différents en augmentant à chaque fois la contrainte normale appliquée ( $\sigma_{n1} > \sigma_{n2} > \sigma_{n3}$ ), il est possible de tracer la droite intrinsèque dans le plan de Mohr tel qu'illustré par la Figure 2-9 qui correspond au critère de rupture de Mohr-Coulomb (équation 2-32).

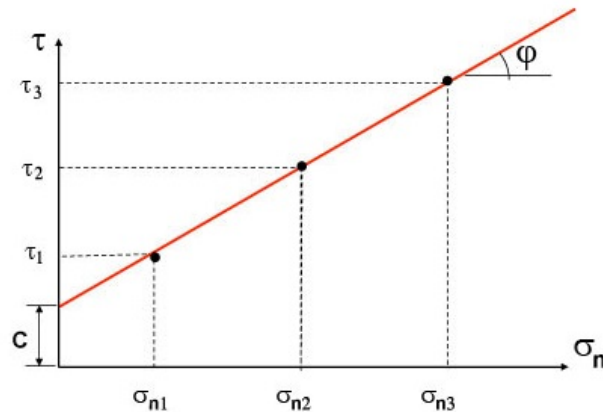


Figure 2–9 Résultat d'un essai de cisaillement direct (droite intrinsèque) dans le plan de Mohr

### 2.2.3 Facteurs intrinsèques affectant les propriétés mécaniques du RPC

Les facteurs essentiels affectant les propriétés mécaniques du remblai en pâte cimenté sont essentiellement la granulométrie des résidus, le type et la quantité de liant, la quantité de sulfates dans l'eau de mélange, le rapport eau/ciment, le pourcentage solide ou l'affaissement de la pâte, et la teneur en sulfure des résidus.

#### 2.2.3.1 Granulométrie des résidus

Landriault et al. (1997) classifient les remblais en pâte ayant une même consistance (affaissement de 178 mm ou 7") selon la granulométrie des résidus en se basant sur la proportion des particules très fines (i.e.  $d < 20 \mu m$ ) ou le  $P_{20\mu m}(\%)$ . Ainsi, ces auteurs distinguent trois catégories de résidus : les résidus grossiers ( $15\% < P_{20\mu m} < 35\%$ ), les résidus moyens ( $35\% < P_{20\mu m} < 60\%$ ) et les résidus fins ( $P_{20\mu m} > 60\%$ ). La Figure 2-10 montre que le  $P_{20\mu m}(\%)$  des résidus a une grande influence sur le gain de résistance du RPC et que les résidus grossiers et moyens sont plus favorables au gain de résistance du RPC (Fall et Benzaazoua, 2005). Pour les remblais non drainés, on observe une augmentation de l'UCS avec la diminution du  $P_{20\mu m}$  jusqu'à environ 35 à 55%. À

ce point, il reste constant ou commence à diminuer lentement avec la finesse des grains (Fall et Benzaazoua 2005).

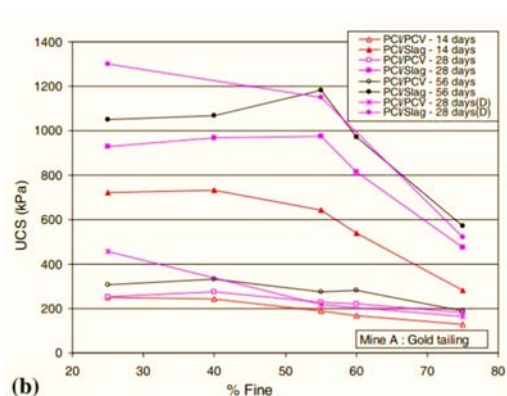


Figure 2–10 Effet du pourcentage des particules très fines sur la résistance du RPC (Fall et Benzaazoua 2005)

### 2.2.3.2 Effet du type de liant et de la proportion

Dans la conception du remblai, le liant choisi est aussi important que la quantité utilisée (Figure 2-11). Sur ces graphes, on observe que deux types de résidus (A et B) et trois différents types d'agents liant ont été utilisés, le type GU-HS (50% de ciment Portland type GU et 50% de ciment Portland type HS), le type FP (50% de ciment type GU et 50% de cendres volantes FA) et le type SP (20% de ciment GU et 80% de slag). On observe que les meilleures résistances en compression uniaxiale (UCS) ont été obtenues avec le liant SP (80%Slag/20%GU) et que l'UCS est proportionnel au temps de cure et au taux massique de liant (UCS plus élevé pour un temps cure élevé et pour un taux de liant élevé).

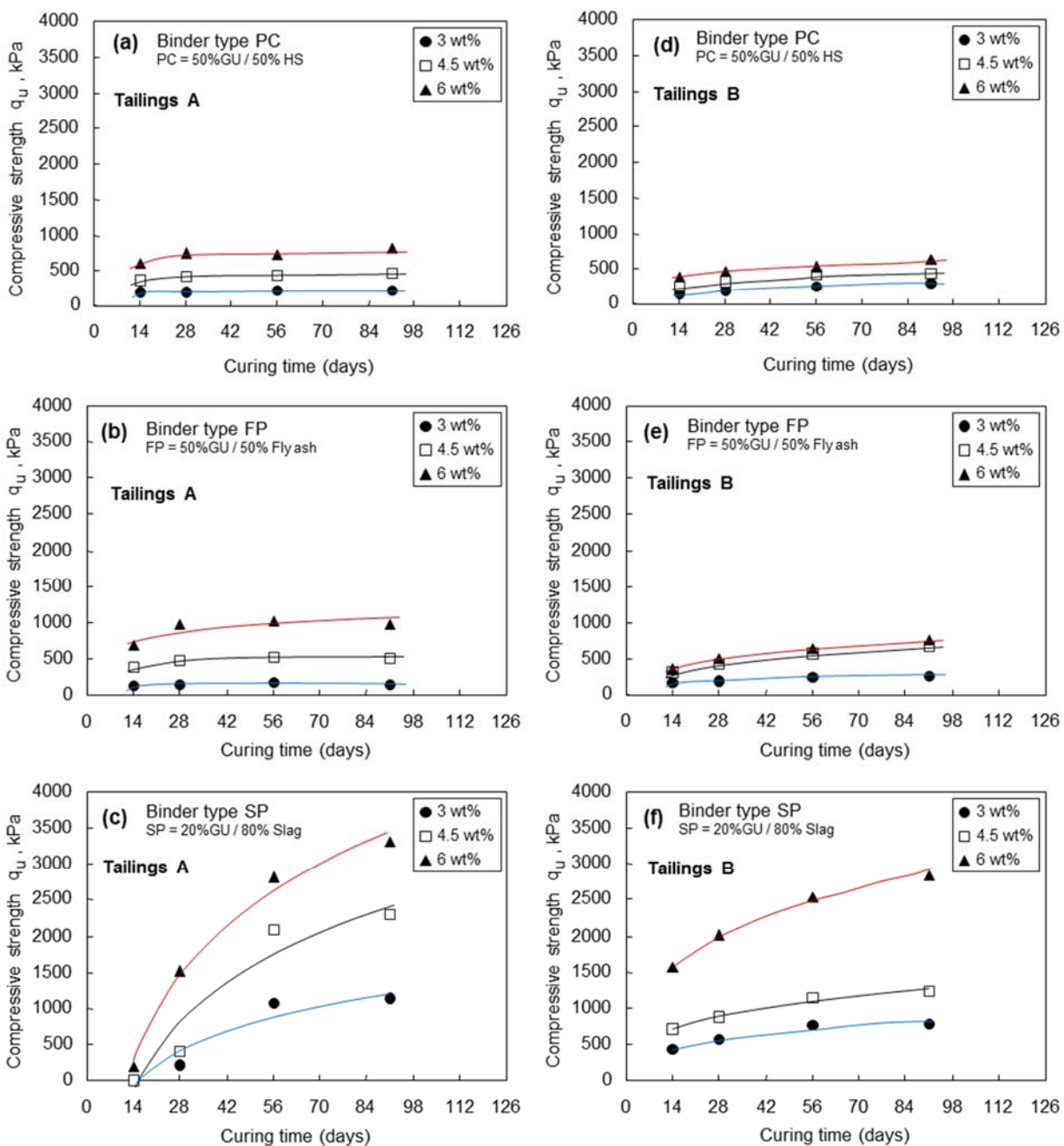


Figure 2-11 Variation de l'UCS avec temps de cure pour les résidus A et B en utilisant a) et d) le liant PC (GU-HS), b) et e) le liant FP (GU-FA), et c) et f) le liant SP (GU-Slag) (d'après Belem et al., 2000)



### 2.2.3.4 Teneur en soufre des résidus

La Figure 2–12 présente un exemple typique de l'impact de la teneur en soufre de deux types de résidus (A et B) utilisés pour produire des remblais en pâte cimentés à l'aide des liants SP (20%GU / 80%Slag) et FP (50%GU / 50%Fly ash). Les résidus A contiennent 16% de soufre tandis que les résidus B en contiennent 5%. En portant une attention particulière sur la résistance du remblai contenant le liant SP (80%Slag/20%GU), on peut conclure qu'entre 14 jours et 28 jours de cure les résidus A ont développé une résistance beaucoup plus faible que celle développée avec les résidus B contenant moins de soufre, et ce, peu importe le pourcentage et le type de liant utilisés.

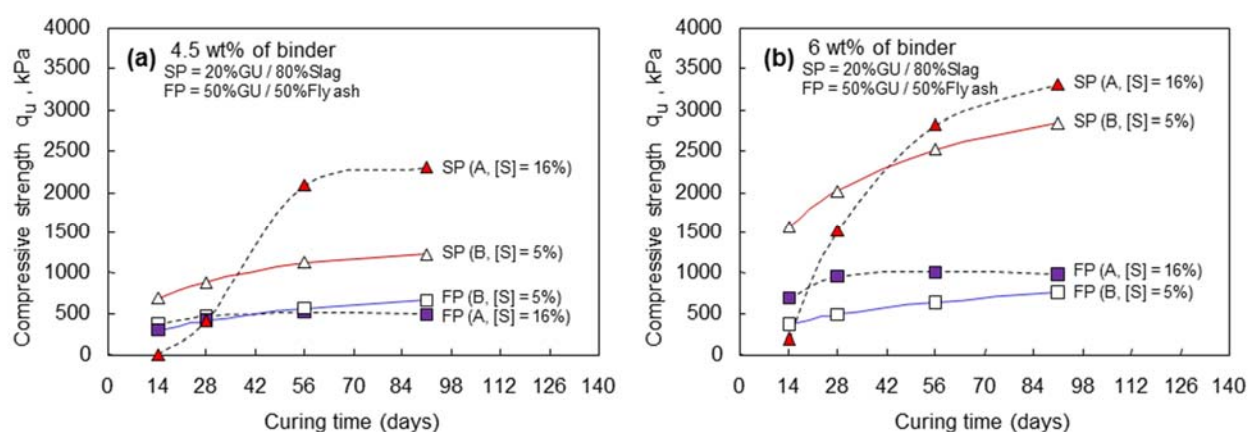


Figure 2–12 Impact de la teneur en soufre sur l'UCS du RCP à différents temps de cure du remblai avec 4,5% et 6% des liants SP et FP (d'après Belem et al., 2000)

Cependant, entre 28 et 56 jours de cure on assisterait à une remontée de la résistance obtenue avec les résidus A jusqu'à même une résistance supérieure à celle obtenue avec les résidus B et ce jusqu'à 91 jours.

Toutefois, pour des résidus contenant une teneur non négligeable en soufre ou en sulfates dissous, il est possible d'observer à long terme (temps de cure > 91 jours de cure) une altération de la qualité du remblai qui se traduit par une perte de résistance drastique due au phénomène de dégradation appelé attaque sulfatique interne (e.g., Benzaazoua et al., 2002). Le pH de la matrice de remblai (situé entre 12 et 13) est un paramètre clef dans la stabilité des hydrates, surtout la portlandite ( $\text{Ca}(\text{OH})_2$ ). Cette valeur de pH est due à l'alcalinité du milieu favorisée par la dissolution du ciment (ou du liant) qui tamponne entre 12 et 15.5 après le malaxage. Mais en présence de sulfates dissous,

le pH peut chuter en bas de 12 et on assiste à une dissolution de la portlandite qui devient instable et ceci entraîne la décomposition des hydrates préalablement formés et celles des composants du clinker non hydraté. Cette situation peut conduire à la formation de gypse secondaire, d'hydrates de magnésium silicaté, de *brucite*, de *thaumasite* et d'*ettringite* secondaire avec un pH de plus en plus faible. Ces nouvelles phases hydratées peuvent à leur tour entraîner la fissuration du remblai et diminuer considérablement sa résistance (Figure 2–13) (Benzaazoua et al., 2002). Notons que l'attaque sulfatique interne se produit difficilement dans le cas d'un remblai saturé.

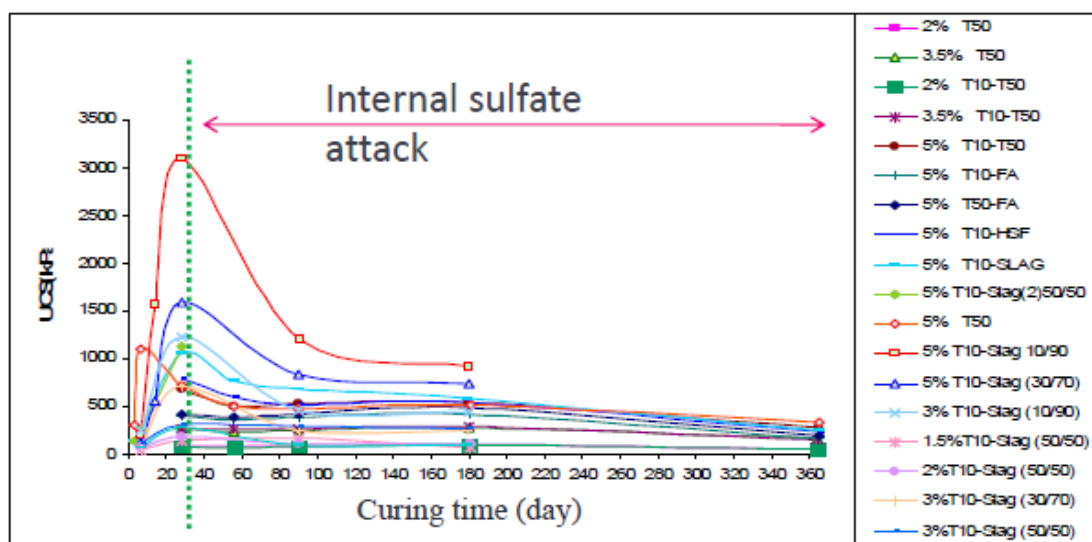


Figure 2–13 Impact de l'attaque sulfatique sur l'UCS de RPC avec différents types de liants à différentes proportions (Benzaazoua et al., 2002)

## 2.2.4 Facteurs extrinsèques influençant les propriétés mécaniques du RPC

Les facteurs essentiels influençant les propriétés mécaniques du remblai en pâte cimenté sont entre autres la taille et la géométrie des chantiers remblayés, l'effet d'arche et le report de la contrainte verticale, la consolidation par gravité, la convergence éventuelle des murs des épontes du chantier, la température ambiante et celle du remblai ainsi que l'humidité relative. Notons cependant que des essais de compression uniaxiale sur des échantillons de remblai, carottés sous terre dans des chantiers déjà remblayés et en laboratoire sur les mêmes formulations, montrent une nette différence au niveau de l'UCS des échantillons souterrains qui est supérieur à celui du laboratoire (Figure 2-14). Cette différence peut varier entre 2 et 10 fois l'UCS obtenu sur des éprouvettes de laboratoire (Cayouette, 2003; Belem et al., 2006)

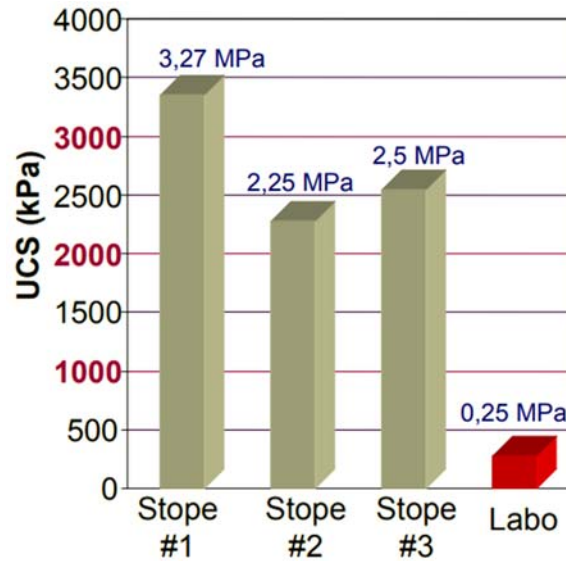


Figure 2–14 Différence entre l’UCS de laboratoire et l’UCS *in situ* (Belem 2018, notes de cours GNM1002)

#### 2.2.4.1 Effet de la consolidation par gravité

La consolidation du remblai peut être associée à deux étapes **qui** sont le drainage et le tassement (par gravité). En effet, le tassement (dû au drainage) pendant les jours suivant le remblayage crée une diminution de l’indice des vides et une augmentation du pourcentage solide final  $C_{wf}$  qui confère un état densifié au RPC et une meilleure résistance anticipée. Des observations *in situ* ont montré des valeurs de tassement dans les chantiers miniers compris entre 1 et 1,5 m tel qu’illustré sur la Figure 2-15, mais peut exceptionnellement aller jusqu’à 4 m (Cayouette, 2003; Belem 2018, notes de cours GNM1002).

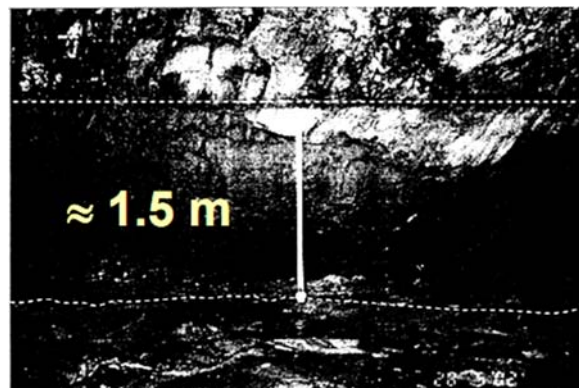


Figure 2–15 Tassement gravitaire à la mine Louvicourt (Belem 2018, notes de cours GNM1002)

L'eau du remblai peut drainer à travers la barricade de retenue faite parfois de roches stériles ou à travers les épontes encaissantes fracturées. En rapportant les valeurs de ce tassement ( $\Delta H$  ou  $\Delta V$ ) à la hauteur initiale ( $H_0$ ) ou au volume initial ( $V_0$ ) du chantier, on obtient la déformation verticale ou volumique ( $\varepsilon_v = \Delta H/H_0 = \Delta V/V_0$ ). Ainsi, pour des tassements variant entre 0,97 et 4 m et pour une hauteur moyenne de chantier de 30 m, on peut calculer des déformations verticales/volumiques variant de 3,2% à 13,3%. Des études sur des colonnes de remblai dans différentes configurations de drainage (totalement drainée, non drainée et drainée à mi-hauteur) ont montré que la résistance du remblai dans les colonnes totalement drainées était 1,5 fois plus élevée que celle observée pour les remblais dans les colonnes non drainées (e.g., El Aatar, 2011; Belem et al., 2016).

#### 2.2.4.2 Effet de la température

Le remblai en pâte est utilisé dans les mines souterraines dans lesquelles la température varie selon le gradient thermique, les engins roulant au diesel et la chaleur d'hydratation des chantiers remblayés. L'exploitation des gisements de plus en plus profond expose donc le remblai à des températures grandissantes qui peuvent varier entre 23 et 40° selon la profondeur (ex., environ 40°C à la profondeur 3.2 km à la mine LaRonde). La Figure 2–16 présente une étude de laboratoire sur l'effet de la température de cure du remblai en pâte sur sa résistance mécanique à 7 et 28 jours de temps de cure. On constate que pour un temps de cure donné, l'UCS augmente avec l'augmentation de la température (de 20°C à 50°C), et ce, quel que soit le type de liant utilisé (Fall et al., 2010).

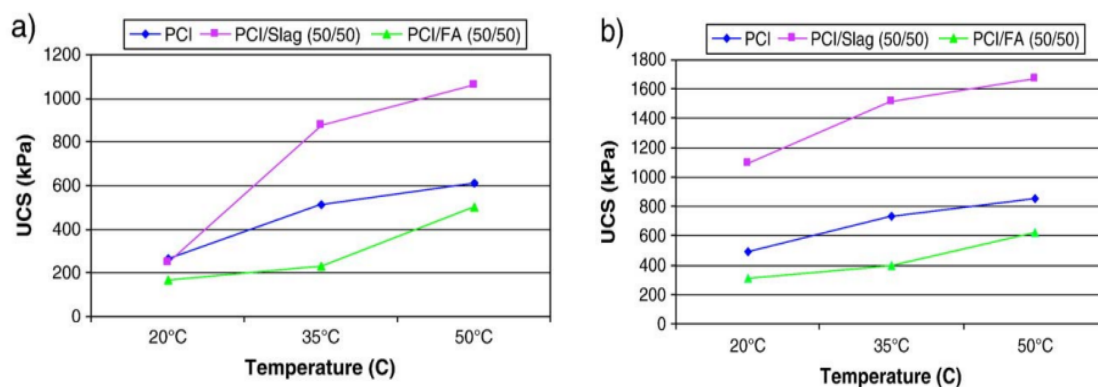


Figure 2–16 Effet de la température sur la résistance du RPC a) 7 jours b) 28 jours (Fall et al., 2010)

## 2.3 Remblayage d'un chantier minier souterrain

### 2.3.1 Rôle assigné au remblai en pâte et sa résistance requise

Le suivi de la planification des séquences de minage est fonction de la géométrie des chantiers à remblayer ainsi que leur temps de cure. Le type de liant et sa quantité et le temps de cure permettent d'anticiper la résistance du remblai qui sera nécessaire par rapport aux sollicitations que subira le chantier remblayé. Pour cela, l'évaluation du facteur de sécurité (FS) déterminera la stabilité du remblai utilisé notamment en termes de conception de la barricade et surtout lorsqu'une des faces des chantiers remblayés sera exposée à la gravité et aux vibrations dues au sautage (Figure 2–27).

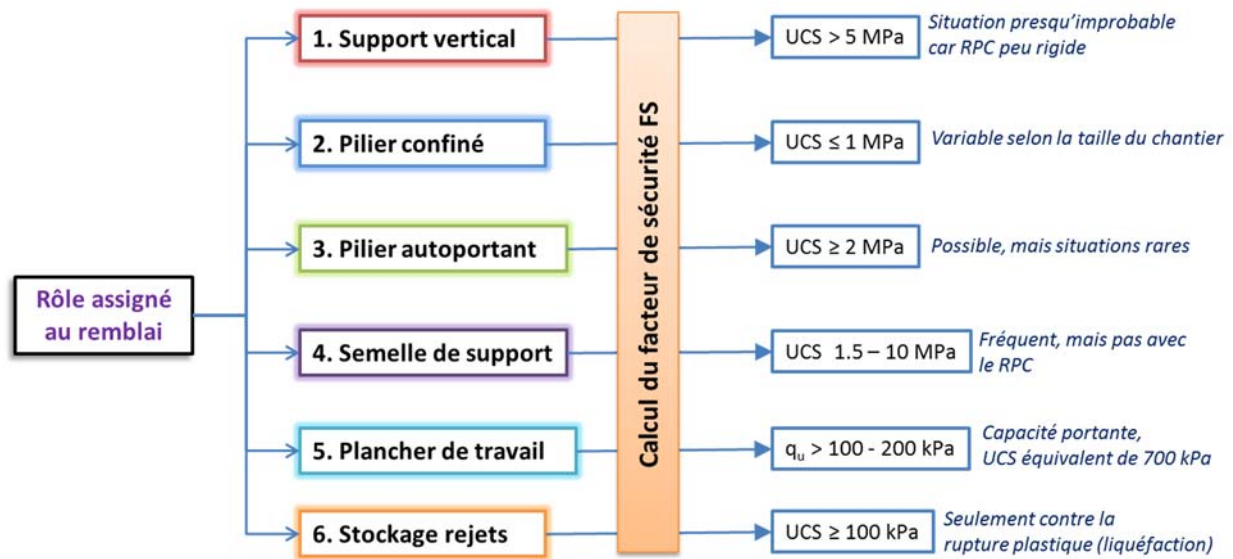


Figure 2–17 Résistance mécanique requise pour chaque rôle assigné au RPC (Belem, 2018, notes de cours GNM1002)

#### 2.3.1.1 Résistance requise du remblai comme pilier autoportant

Pour que la masse de remblai puisse jouer le rôle d'un pilier autoportant avec au moins deux faces exposées ou plus (Figure 2-17, Cas no.3), on peut utiliser le modèle proposé par Smith et al. (1983) qui est défini comme suit :

$$UCS = FS \times \gamma H \quad (2-33)$$

Avec,  $H$  : la hauteur (m) de la masse de remblai dont au moins une face est exposée;  $FS$  : facteur de sécurité contre la rupture;  $\gamma$  : poids volumique total ou humide ( $\text{kN/m}^3$ ) du remblai en pâte.

Pour un remblai ayant seulement une face exposée et se comportant comme un bloc confiné cohésif (Figure 2-17, Cas no.2), le principal risque de rupture, compte tenu de la méthode d'exploitation, serait l'instabilité de la masse de remblai lorsque le chantier adjacent (ou secondaire) est en cours de minage. La relation proposée par Mitchell et al. (1982) est la plus utilisée dans l'industrie minière pour déterminer la résistance en compression uniaxiale (UCS) requise du remblai en pâte pour assurer sa stabilité contre une rupture planaire (Figure 2-18).

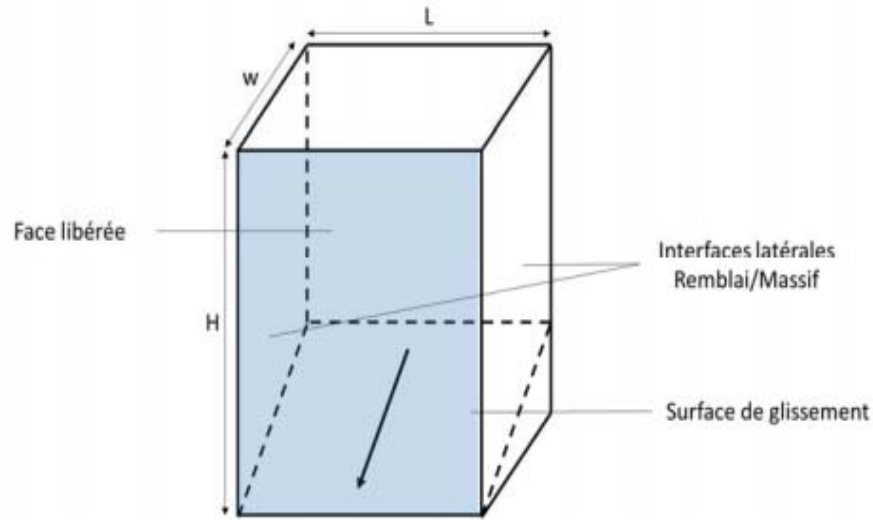


Figure 2-18 Schéma du modèle du bloc de remblai confiné (adapté de Mitchell et al., 1982)

La solution proposée par Mitchell et al. (1982) pour le calcul du facteur de sécurité (FS) contre une rupture planaire du remblai comme bloc confiné avec une face libre est donnée comme suit :

$$FS = \frac{\tan(\phi')}{\tan(\alpha)} + \frac{2c'LB}{H^*B(\gamma L - 2C_b)\sin 2\alpha} \quad (2-34)$$

Avec  $\phi'$  = l'angle de frottement interne effectif ( $^\circ$ ),  $\alpha$  = l'angle du plan de rupture du remblai par rapport au plancher ( $^\circ$ ),  $c'$  = la cohésion interne effective du remblai (kPa),  $L$  = la longueur de la face exposée (m),  $B$  = la largeur ou profondeur du chantier (m),  $H^*$  = hauteur jusqu'au plan de rupture (m),  $\gamma$  = poids volumique humide du remblai ( $\text{kN/m}^3$ ),  $C_b$  = cohésion à l'interface remblai/roche due principalement à la cimentation (kPa). Notons que :

$$\alpha = 45^\circ + \frac{\phi'}{2} \quad H^* = \left(H - B \frac{\tan \alpha}{2}\right) \quad (2-35)$$

En émettant plusieurs hypothèses telles que  $c' = C_b$  ;  $FS=1$  ;  $\phi' = 0$  ;  $H \gg B$  et le rapport  $H/B > 2.5$ ,  $2c' = 2C_b = UCS$ , la résistance en compression uniaxiale (UCS) requise est donnée par la relation générale suivante (condition non drainée) :

$$UCS = \frac{\gamma H}{\frac{1}{FS} + \frac{H}{L}} \quad (2-36)$$

En ignorant les hypothèses simplificatrices proposées par Mitchell et al. (1982) et supposant l'existence d'une surcharge ( $q_0$ ) au sommet du chantier remblayé dont une des faces sera exposée, Li et Aubertin (2012) ont apporté une légère modification au modèle original du bloc confiné.

➤ Pour un rapport  $H/B > 2.5$ :

$$FS = \frac{\tan(\phi')}{\tan(\alpha)} + \frac{2c'}{(q_0 + H^*(\gamma - 2C_b/L)) \sin 2\alpha} \quad (2-37)$$

$$2c' = \frac{q_0 + \gamma H^*}{\sin 2\alpha \left[ \left( FS - \frac{\tan \phi'}{\tan \alpha} \right)^{-1} + \frac{r_b H^*}{L} \right]} \quad (2-38)$$

$$UCS = 2c' \tan(45^\circ + \frac{\phi'}{2}) = 2c' \left( \frac{1 - \sin \phi'}{\cos \phi'} \right)^{-1} \quad (2-39)$$

Avec  $r_b = C_b/c'$

➤ Pour un rapport  $H/B < 2.5$  :

$$FS = \frac{\tan \phi'}{\tan \alpha} + \frac{2c'}{(q_0 + H^*(\gamma/2 - c' r_b/L)) \sin 2\alpha} \quad (2-40)$$

Depuis la proposition de la solution de Mitchell et al. (1982), plusieurs autres auteurs ont également proposé d'autres modèles du bloc confiné (Arioglu, 1984; Bligh, 1996; Yang Z. et al., 2015; Yang P. et al., 2017; Falaknaz et al., 2015; Li et Aubertin, 2014; Li, 2014a,b) qui ne seront pas reproduit dans ce mémoire.

Lorsque le pendage  $\beta$  des épontes supérieure (*hanging wall*) et inférieure (*foot wall*) est incliné (Figure 2–19), la résistance requise du remblai ne sera plus la même et plus tard un autre modèle a été proposé par Mitchell (1989) comme suit :

$$UCS = \frac{(0.4)\gamma H \sin \beta}{\frac{1}{FS} + \frac{H}{L}} \quad (2-41)$$

Par la suite, Dirige et al. (2008) ont également proposé un modèle 3D du bloc confiné incliné en tenant compte de la rugosité des interfaces remblai/roche.

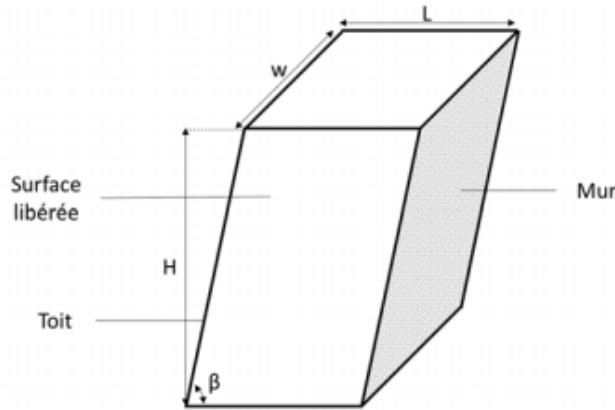


Figure 2–19 Modèle géométrique d'un chantier minier remblayé avec des épontes inclinées

### 2.3.1.2 Résistance requise pour le remblai comme plancher de travail

Des chargeuses-navettes (*scoops*) peuvent circuler sur le sommet du chantier remblayé qui devra se comporter comme un plancher de travail (Figure 2-17, Cas no.5). Dans la pratique de certaines mines, une couche de roches stériles d'une épaisseur d'environ 1 m est mise en place sur la surface du remblai après 3 jours de cure afin de mieux répartir les charges et améliorer la stabilité et la traficabilité (Figure 2-20).

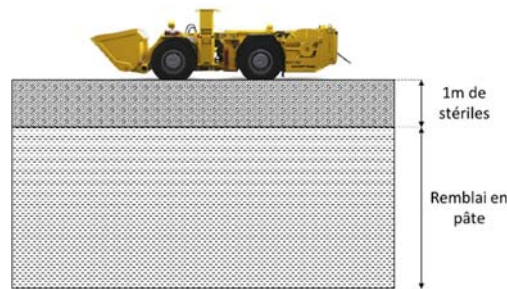


Figure 2–20 Coupe schématique d'une chargeuse-navette sur le dessus d'un chantier remblayé

Le calcul des contraintes générées par une chargeuse-navette sur la surface du remblai en condition de chargement maximal permet de déduire la résistance nécessaire du remblai. En supposant que les pneus appliquent un effort ponctuel  $Q$  sur la surface supérieure de la couche de stériles, la formule de Boussinesq (1885) permet de déduire la contrainte induite en fonction de la profondeur :

$$\Delta\sigma_v(r, z) = \frac{Q}{z^2} \frac{3}{2\pi \left(1 + \left(\frac{r}{z}\right)^2\right)^{\frac{5}{2}}} \quad (2-42)$$



Avec  $z$  la profondeur du point de calcul et  $r$  la distance radiale du point d'application de l'effort. Pour pouvoir appliquer la formule de Boussinesq, il est supposé que la couche de roches stériles est élastique, homogène, et isotrope.

La Figure 2–21 donne les contraintes induites par les deux roues avant d'une chargeuse-navette pour une profondeur de 1 m sur la couche de roches stériles à l'état limite ultime. L'axe considéré est celui qui relie les deux roues avant. Cet axe a été choisi, car ces roues transmettent le plus de charges à cause du godet chargé. On est censé aussi superposer les contraintes induites dues à chaque roue.

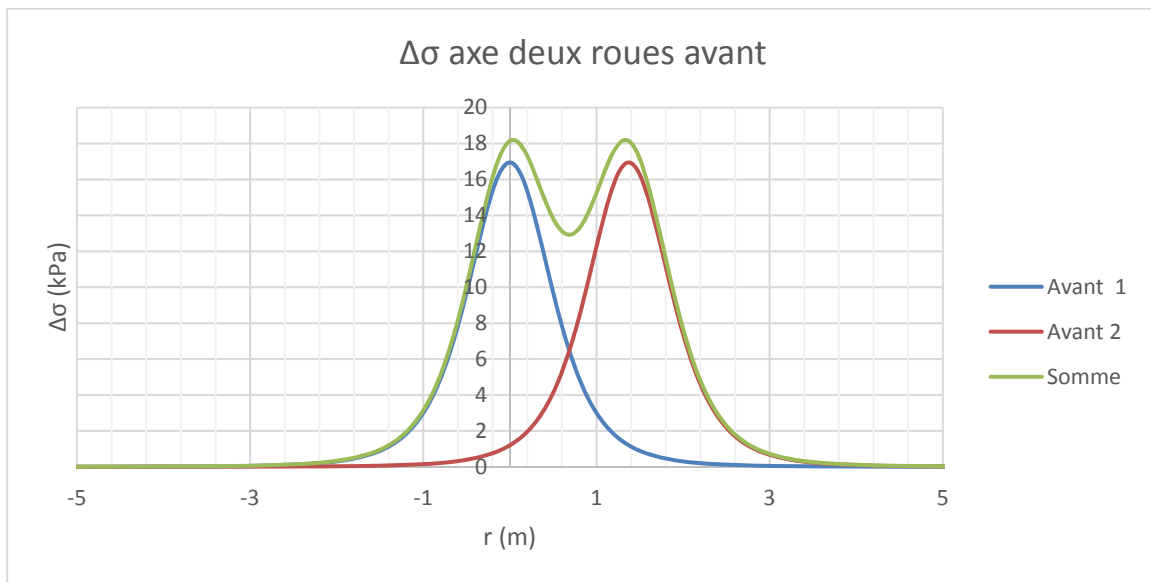


Figure 2–21 Contraintes induites selon le modèle de Boussinesq à 1m de profondeur, entre les deux roues avant d'une chargeuse-navette,  $r$  étant la distance radiale entre une des deux roues du front et le point de calcul

Selon la formule de Terzaghi (1943), la capacité portante d'un sol peut se calculer comme suit :

$$q_u = c'_{sol} * N_c + 0.5 * B * \gamma_{sol} * N_\gamma + \gamma_{sol} * D * N_q \quad (2-43)$$

Avec  $N_c$ ,  $N_\gamma$  et  $N_q$  des facteurs adimensionnels,  $c'_{sol}$  la cohésion effective du sol,  $\gamma_{sol}$  le poids volumique humide du sol,  $D$  la profondeur de la fondation superficielle. Notons que pour les engins lourds comme les chargeuses-navette, la formule proposée par Craig (1995) permet d'estimer la capacité portante du remblai sous-jacent comme suit :

$$q_u = 1,2 c' N_c + 0.4 B \gamma N_\gamma \quad (2-44)$$



convoyés dans les mélangeurs (un par ligne) selon les proportions définies par la recette et sont ensuite mélangés pour un temps de mélange prédéfini. Le lot de remblai fabriqué est ensuite transféré à une trémie (*Gob hopper*) située en dessous de chaque mélangeur pour enfin être envoyée sous terre par gravité. Toute l'usine fonctionne de manière automatique selon les paramètres introduits par l'opérateur de l'usine.

### **2.3.2.2 Séquence de fonctionnement**

#### **a) Alimentation en résidus**

Les résidus du concentrateur sont d'abord épaissis via l'épaississeur de 20 m situé dans l'usine de concentration du site Doyon. La pulpe de résidus épaissis à un pourcentage solide  $C_w = 55\%$  est transférée par pompage (pompes centrifuges) à l'usine à remblai. À l'entrée de l'usine, le pourcentage solide de la pulpe est mesuré en continu. Si le pourcentage solide est jugé suffisant  $C_w > 55\%$ , alors la pulpe est acheminée directement vers le réservoir tampon d'entreposage de la pulpe. Dans le cas contraire où  $C_w < 55\%$ , l'usine à remblai est équipée d'un épaississeur de 10 m de diamètre qui permet d'augmenter le pourcentage solide de cette pulpe. Cet épaississeur sert aussi à épaissir les filtrats en provenance des disques filtrants ainsi que les diverses eaux collectées à l'usine. Une fois que le pourcentage solide est jugé suffisant, la pulpe est transférée au réservoir d'entreposage de pulpe. Des pompes centrifugeuses permettent ensuite d'acheminer la pulpe vers les bassins des disques filtrants.

L'usine à remblai est équipée de trois unités de disques filtrants. Une pour chaque ligne de production ainsi qu'une troisième unité de disques filtrants de réserve utilisable en cas de maintenance ou pour augmenter le débit de production. Chaque unité de disques filtrants est composée d'un ensemble de 10 disques de 1 m de diamètre immergé dans un bassin de pulpe. Le gâteau obtenu par filtrage possède un pourcentage solide de l'ordre  $C_w$  de 75%. Ce gâteau est ensuite transféré par convoyeur au mélangeur et le dosage se fait via une balance située en dessous du convoyeur. Le gâteau de résidus fourni par la troisième unité de disques filtrantes est transféré vers un convoyeur réversible qui permet d'alimenter l'un des deux autres convoyeurs selon les instructions dictées par l'opération.

### **b) Alimentation en agent liant**

La recette de mélange de remblai implique l'utilisation de scories (slag) et du ciment Portland de type GU à la mine Westwood. Chaque ligne de production comprend deux silos de stockage, soit un pour chaque composant de l'agent liant (GU et slag). Pour la fabrication d'un lot (batch), la slag et le ciment GU sont acheminés à une trémie de pesée via des alimentateurs à vis sans fin. Une fois la masse cible atteinte, la trappe de la trémie s'ouvre pour alimenter le mélangeur situé en dessous de la trémie.

### **c) Alimentation en eau de mélange du remblai**

Dans le contexte de l'usine à remblai de la mine Westwood, par exemple, l'eau fraîche est pompée depuis la rivière Bousquet vers un réservoir de stockage de 50 m<sup>3</sup>. Diverses pompes permettent d'acheminer l'eau vers les mélangeurs pour les lots de remblai ainsi que vers les pompes de l'usine pour l'étanchéité, et aussi vers les laveurs haute pression et le système de floculant.

#### ***2.3.2.3 Fabrication du RPC à l'usine à remblai de la mine Westwood***

La recette de remblai est introduite dans le système de contrôle en entrant la composition et le pourcentage du liant, la masse des résidus secs ou humides (taille du lot), et le pourcentage de solide final visé de la pâte de remblai. Ce dernier paramètre est déterminé par des tests d'affaissement au cône d'Abrams réalisé par l'opérateur. Le pourcentage solide de la pâte est ajusté pour avoir l'affaissement minimum permettant l'écoulement de la pâte dans les conduites sous terre par gravité. Pour la mine Westwood, cet affaissement est d'environ 20 cm (7.9 pouces). Le système requiert alors le pourcentage solide du gâteau de résidus filtrés (environ 75% dans le cas de la mine Westwood) pour le calcul de la quantité d'agent liant et d'eau à ajouter. Ce pourcentage varie avec les caractéristiques des résidus (granulométrie, densité, pourcentage solide de pulpe), la vitesse et la propreté des filtres. Un système de mesure d'humidité du gâteau est mis en place au niveau des filtres pour corriger au besoin ce paramètre dans le système.

La fabrication des lots se fait automatiquement suivant la recette et les paramètres introduits. La Figure 2–23 présente le schéma de programmation pour la confection d'un lot de remblai. Le système commence par réinitialiser les quantités de liant, de résidus et d'eau à zéro. Ensuite, les convoyeurs de résidus filtrés acheminent ces derniers vers les mélangeurs. Le système de distribution à vis sans fin des liants (scories ou slag, ciment GU) acheminent en parallèle les liants

vers la trémie de pesée, une fois la masse cible atteinte l'agent liant est ajouté au mélangeur. L'eau s'additionne quand le total des résidus ajoutés atteint la moitié de la masse cible. Une fois les cibles des trois ingrédients atteintes (eau, liant, résidus humides), la pâte est alors malaxée pendant une durée prédéfinie par l'opérateur. Celle-ci doit être suffisante pour assurer l'homogénéité du mélange. Le temps de mélange est généralement de 70 secondes à l'usine à remblai de la mine Westwood. Le mélange de pâte ainsi obtenu se vide ensuite dans la trémie (*Gob hopper*) située en dessous du mélangeur. Un nouveau lot (*batch*) commence lorsque le mélangeur est vidé et que la trappe du mélangeur est en position fermée. Un exemple du diagramme de Gantt correspondant à la programmation précédente est présenté dans la Figure 2–24.

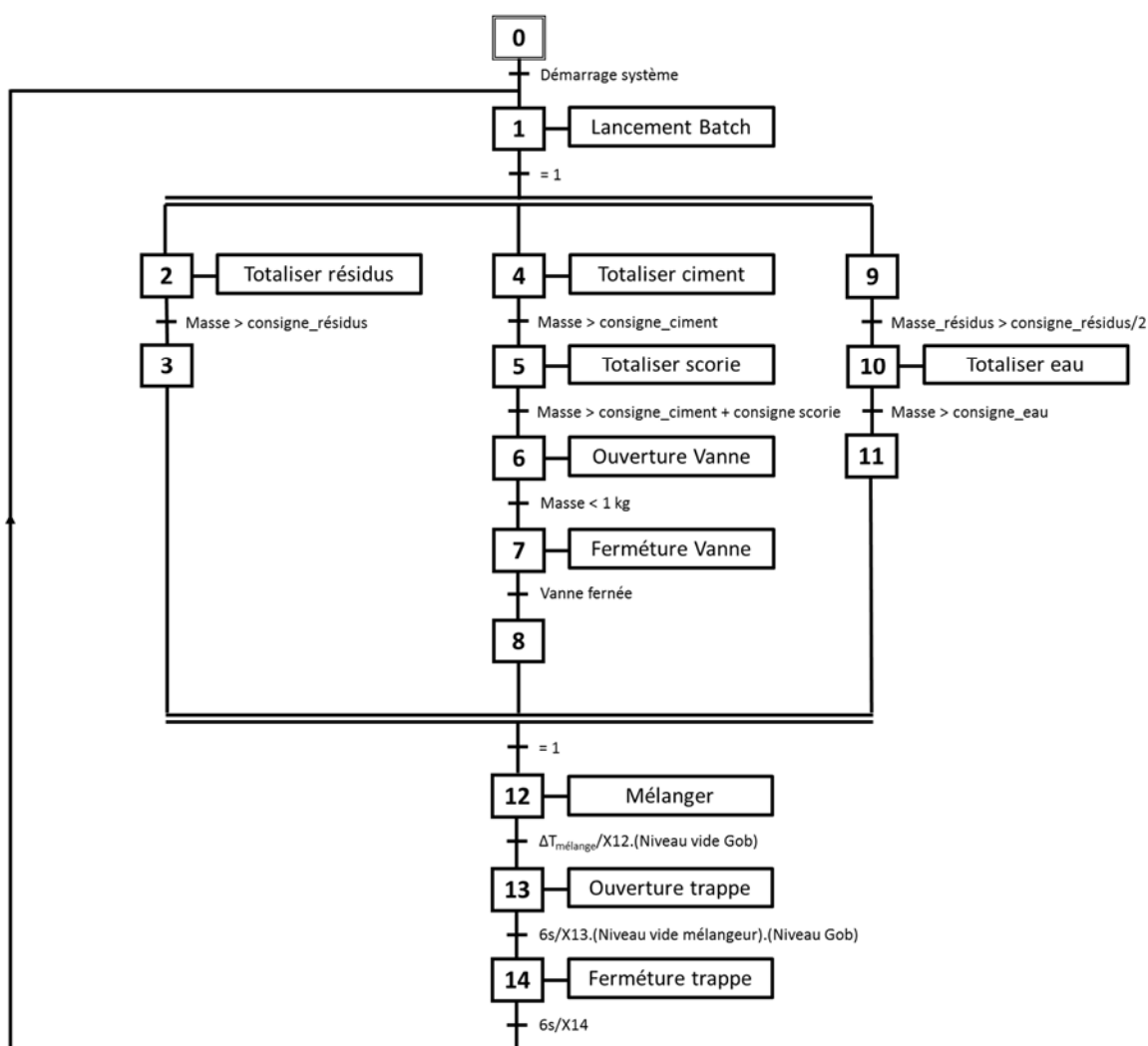


Figure 2–23 Programmation de la fabrication d'un lot (*batch*) de remblai à la mine Westwood

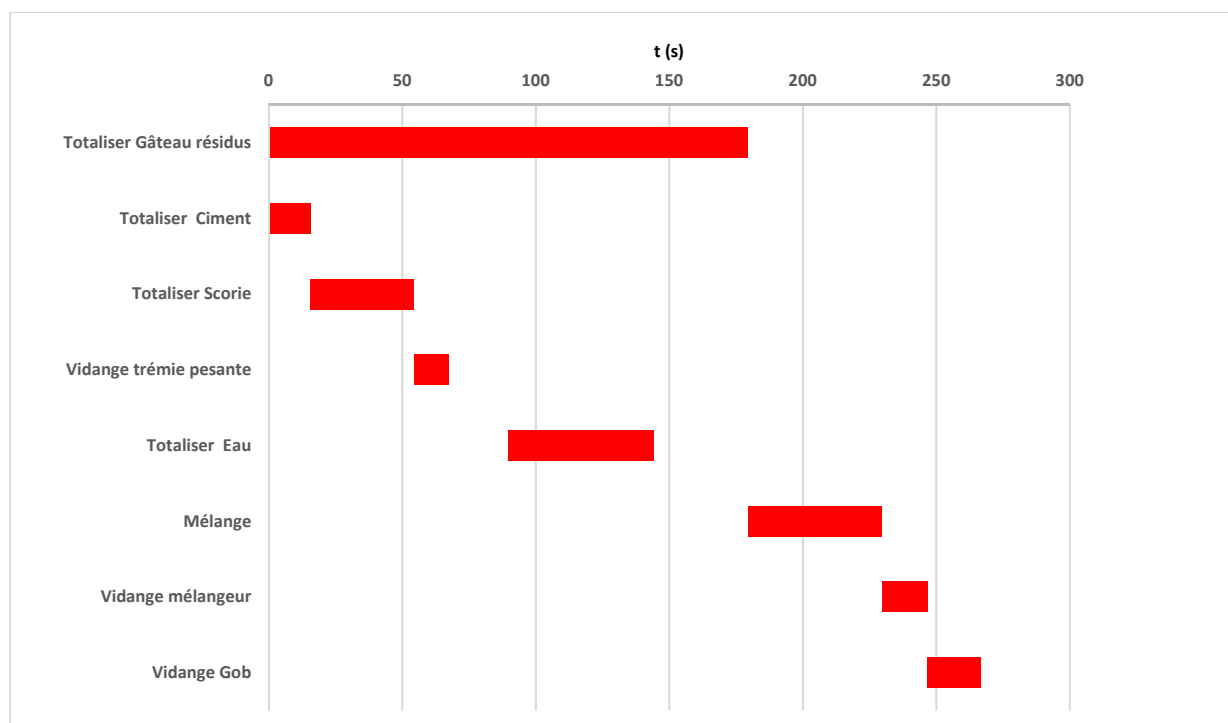


Figure 2–24 Diagramme de Gantt typique pour la fabrication d'un lot (*batch*) de remblai à la mine Westwood

## 2.3.3 Transport et le contrôle de la qualité du RPC

### 2.3.3.1 Transport du remblai au chantier

Suite à la fabrication du remblai, le transport vers les chantiers désignés reste un autre défi majeur. En effet, le remblai est acheminé sous terre par des réseaux de pipelines de manière gravitaire (option 1), par gravité et ensuite pompage à partir du sous terre (option 2), ou par pompage en surface puis par gravité (option 3) (Figure 2–25). À noter que le remblai peut également être acheminé sous terre dans les chantiers concernés uniquement par pompage directement depuis l'usine à remblai (option 4). Les options de transport et de distribution du remblai sous terre sont tributaires du cône d'influence qui définit les ratios entre les distances verticale ( $V$ ) et horizontale ( $H$ ) d'écoulement du remblai. Ces ratios  $H : V$  dépendent de l'emplacement de l'usine à remblai mais aussi de la disposition de l'ensemble des chantiers à remblayer.

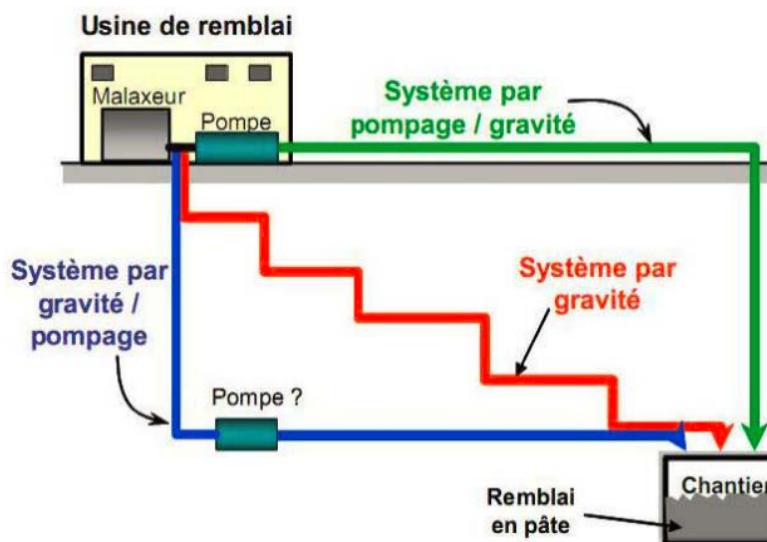


Figure 2–25 Options de transport et de distribution du RPC sous terre (Belem et Benzaazoua, 2008)

Avant le transport du remblai par le réseau de pipelines, une étude des pertes de charge en écoulement vertical et en écoulement horizontal doit être effectuée au préalable afin de s'assurer de la charge nécessaire à l'acheminement du remblai au chantier (Figure 2–26).

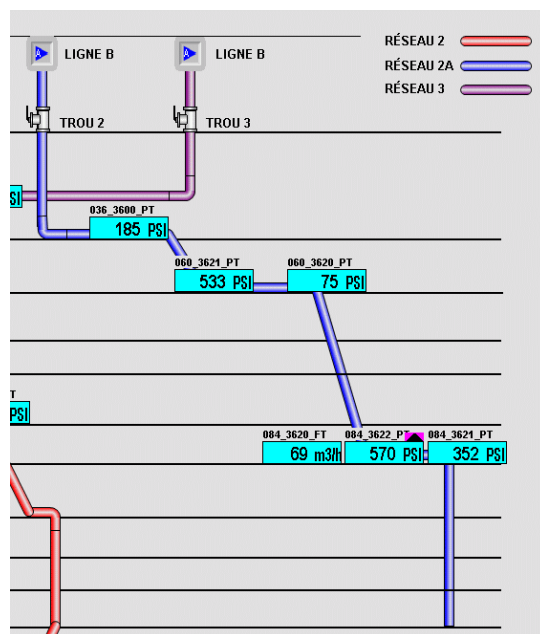


Figure 2–26 Représentation des pressions dans le réseau de pipelines (mine Westwood)

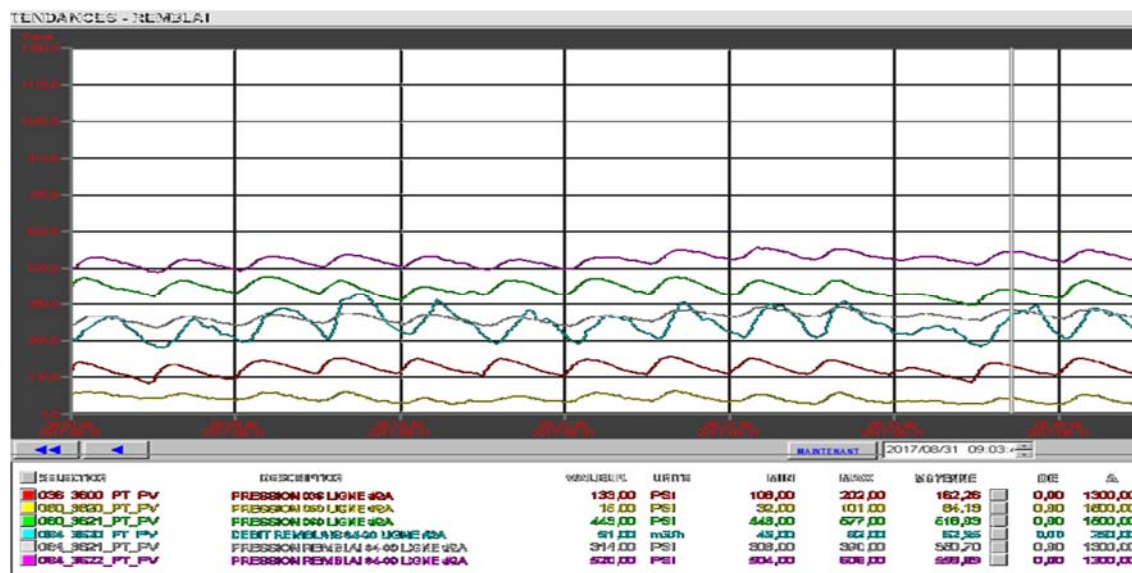


Figure 2–27 Exemple d'évolution des pressions à différents niveaux d'une coulée stable (mine Westwood)

La Figure 2–27 présente un exemple typique du suivi en continu de l'évolution des pressions dans les lignes du réseau de pipeline pour un écoulement stable car aucune sonde à pression n'affiche la valeur zéro (0). Ceci est une indication que le réseau de pipelines est plein à tous les niveaux et que l'écoulement se fait en "*full pipe*" (le plus recommandé pour une meilleure durabilité des pipelines contre une usure prématurée). Le débitmètre (bleu) ne retombe pas à zéro (0) et cela indique que le remblai n'arrive pas par lot sous terre mais en mode pseudo-continu. Il est quand même important d'observer les pics sur le graphique qui correspondent à l'arrivée des lots (*batches*) de remblai depuis l'usine à remblai en surface. La sonde au 36-00 (rouge) (360 m sous terre) réagit, et n'est pas à zéro (0) et ceci indique que la ligne est donc bien remplie du niveau 36-00 au chantier à remblayer. Pendant la coulée, il est nécessaire d'ajuster l'affaissement du remblai afin de maintenir ces conditions d'écoulement.

Il faut noter que l'écoulement en pipeline ne se passe toujours sans anicroches et on peut parfois observer des défaillances dans le système de transport qui conduit généralement au blocage des pipelines, causé par un mauvais suivi de l'affaissement ou par la perte de la fluidité (De Souza et al., 2003).



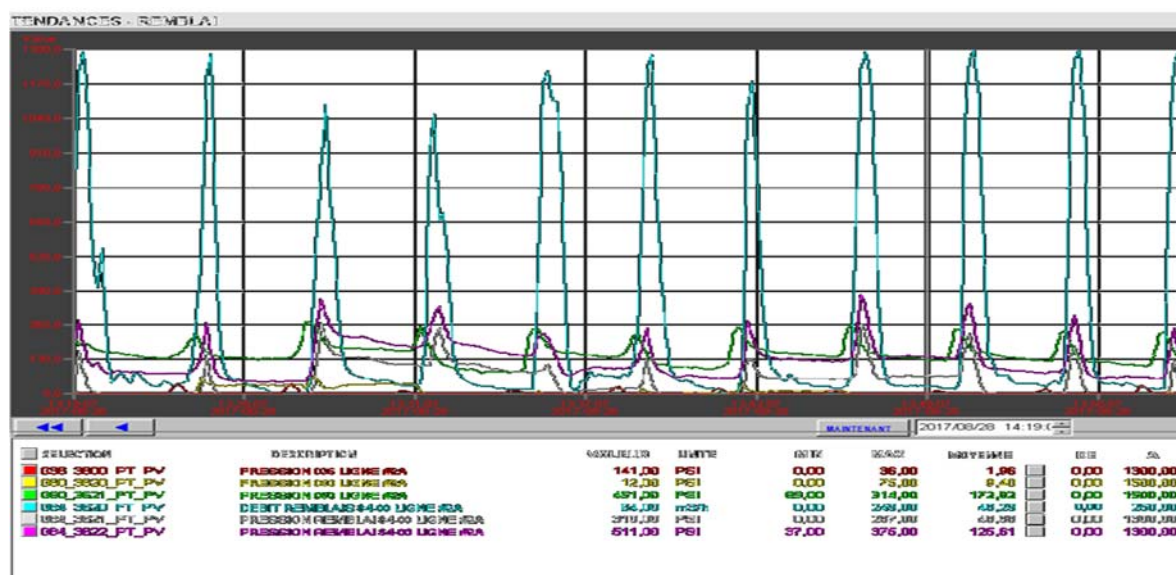


Figure 2–28 Exemple typique d’évolution des pressions à différents niveaux d’une coulée instable observée sur le logiciel iFix (logiciel de suivi des pressions sous terre) (mine Westwood)

La Figure 2–28 montre des conditions d’une coulée instable. Tout d’abord, les pics observés sur le graphique sont plus prononcés et on peut voir que plusieurs sondes affichent la valeur zéro (0) et ne se manifestent que lorsque le lot (*batch*) de remblai passe. De plus, le débitmètre retombe à zéro à chaque passage de remblai et affiche de grandes valeurs (*ex.* 250  $m^3/h$ ), ce qui indique une grande vitesse du remblai dans la conduite. En conséquence, il pourrait en résulter une usure prématurée du réseau, des coups de bélier et des risques de découplage au niveau des joints.

### 2.3.3.2 Contrôle de la qualité du remblai

Puisqu’il a été démontré par certains auteurs (e.g., Cayouette, 2003; Belem et al., 2006) que le processus de durcissement du remblai *in situ* était différent de celui des échantillons de laboratoire, un contrôle de qualité est nécessaire afin de s’assurer de toujours avoir le remblai dont la résistance respectera toujours la résistance requise prescrite par la formulation de la recette de mélange. Pour ce faire, des échantillons de remblai sont prélevés du mélangeur situé à l’usine à remblai en surface pendant la coulée du bouchon et du résiduel. Des tests sont réalisés sur ces échantillons après un temps de cure prédéfini dans le but de déterminer la résistance en compression uniaxiale (Figure 2-29). Pour le bouchon, six cylindres sont prélevés pour des essais à 10 jours et à 28 jours de cure. La période de 10 jours de cure correspond au délai de soutirage de la barricade et celui de 28 jours donnent une indication sur la résistance à moyen terme du remblai. Pour le résiduel, les temps de

cure sont de 14 et 28 jours. Le temps de 14 jours correspond à la durée d'attente pour l'exploitation du chantier adjacent. Le pourcentage solide de la pâte ainsi que l'affaissement sont notés systématiquement dans le rapport d'opération de l'usine à remblai.



Figure 2–29 Illustration d'un test de compression uniaxiale au laboratoire

## 2.4 Coefficient de poussée latérale des terres $K$

Le coefficient de poussée latérale des terres permet de mettre en lien les contraintes verticale et horizontale dues à la gravité dans un sol ou un remblai (minier ou civil). Pour un terrain naturel, limité par une surface horizontale et formé de couches homogènes perpendiculaires à l'axe verticale, l'état de contraintes initiales est supposé défini par des contraintes principales verticales  $\sigma_v$  et horizontales  $\sigma_h$  totales. Dans un sol semi-infini en état d'équilibre statique, le coefficient de poussée latérale des terres,  $K$ , est défini comme suit :

$$K = \frac{\sigma_h}{\sigma_v} \quad (2-45)$$

Ce coefficient  $K$  a été développé dans l'analyse des murs de soutènement (Jaky, 1944; Rankine, 1857 ; Coulomb, 1776). Dans le cas d'un sol homogène, isotrope, élastique, la déformation verticale  $\varepsilon_v$  et horizontale  $\varepsilon_h$  dans le sol sont données selon la loi de Hooke comme suit :

$$\varepsilon_v = \frac{\sigma_v - 2\mu\sigma_h}{E} \quad (2-46)$$

$$\varepsilon_h = \frac{(1-\mu)\sigma_h - \mu\sigma_v}{E} \quad (2-47)$$

Avec  $E$  le module de Young et  $\mu$  le coefficient de Poisson.

Dans le cas d'un massif homogène, semi-infini à surface horizontale, on assiste seulement à la déformation dans le sens vertical, donc la déformation latérale est nulle ( $\varepsilon_h = 0$ ), et l'utilisation de l'élasticité linéaire isotrope donne l'expression suivante:

$$K = (K_0)_\mu = \frac{\mu}{1-\mu} \quad (2-48)$$

$(K_0)_\mu$  = coefficient de poussée latérale des terres au repos (ou simplement noté  $K_0$ ) en fonction du coefficient de poisson (e.g., Aysen, 2005).

Cependant, compte tenu des valeurs généralement attribuées à  $\mu$  (variant entre 0 et 0.5), cette formule peut conduire à des estimations irréalistes. Il en est de même pour les expressions déduites des lois de comportement plus complexes, comme des lois de type élastoplastique (Mestat, 1996; Talesnick, 2012).

#### 2.4.1 Coefficient de poussée latérale des terres au repos $K_0$

En supposant l'insertion d'une structure dans le sol, une pression équivalente à la force latérale doit être appliquée pour avoir la structure en état d'équilibre. Cependant, vu que le coefficient de poussée latérale des terres est dépendant du coefficient de poisson ( $\nu$ ), lui-même difficile à mesurer que ce soit dans les sols ou dans les remblais, la solution proposée par Jaky (1944) dépend de l'angle de frottement interne effectif ( $\phi'$ ). En effet, Jaky (1944) a étudié de façon théorique la stabilité d'un massif de sol plein et horizontal (sols pulvérulents et sols fins normalement consolidés) en se basant sur le critère de rupture de Mohr-Coulomb (Figure 2-30) et a établi la valeur du rapport de contraintes comme suit:

$$K_0 = 1 - \sin\phi' \quad (2-49)$$

Avec  $K_0$  = le coefficient de poussée latérale des terres au repos,  $\phi'$  = l'angle de frottement interne effectif.

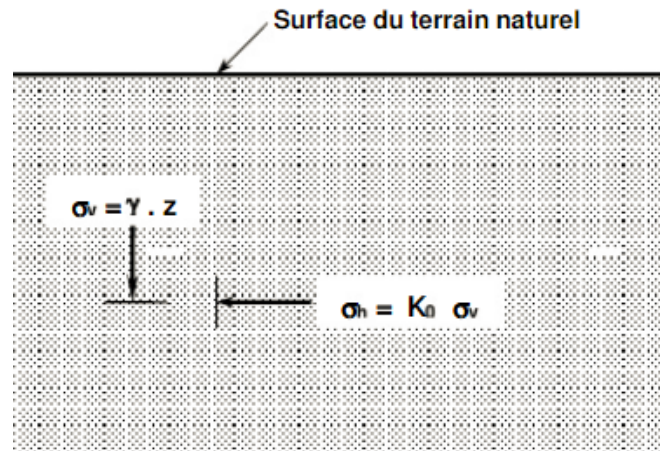


Figure 2–30 Représentation schématique du coefficient de pression latérale des terres au repos

Dans la littérature, on a pu observer que la théorie de Jaky est la plus utilisée pour la détermination du coefficient de pression des terres au repos dans les sols fins normalement consolidés. Pour les remblais en pâte, cela se traduirait par un comportement mécanique dilatant (écrouissage négatif ou radoucissant).

En ce qui concerne les sols fins sur-consolidés, c'est la relation générale suivante qui est communément acceptée par la communauté scientifique:

$$K_0^{OC} = K_0(OCR)^m \quad (2-50)$$

$K_0^{OC}$  = le coefficient de poussée latérale des terres au repos d'un sol sur-consolidé,  $OCR$  = le ratio de sur-consolidation (overconsolidation ratio) =  $\sigma'_{v-max}/\sigma'_v$ ,  $m$  est une constante. Meyerhof (1976) a proposé  $m = 0.5$ , tandis que Mayne et Kulhawy (1982) ont proposé  $m = \sin(\phi')$ . Pour les remblais en pâte, cela se traduirait par un comportement mécanique majoritairement contractant (un pic suivi d'un écrouissage négatif ou radoucissant).

#### 2.4.2 Coefficient de poussée latérale des terres actif $K_a$

Un sol est dit dans l'état actif lorsque la contrainte horizontale diminue en réduisant la pression exercée par le mur de soutènement. Au fur et à mesure que le mur à face lisse se déplace, la contrainte horizontale continuera de diminuer jusqu'à ce que le cercle de Mohr devienne tangent à l'enveloppe de l'état ultime (Figure 2–31).

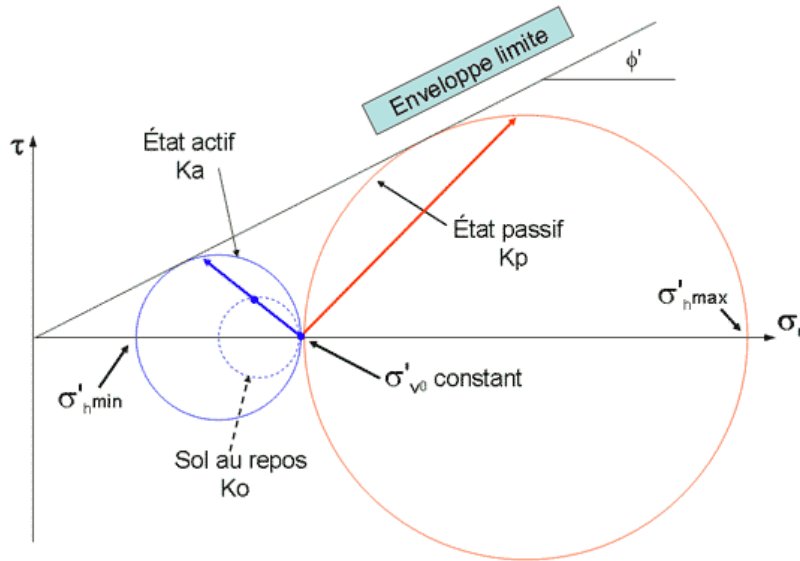


Figure 2-31 Représentation dans le cercle de Mohr des états au repos, passif et actif d'un sol

En utilisant la théorie de Coulomb (1773) qui suppose que le sol est homogène et isotrope, le mur est rigide, la surface de rupture plane avec l'angle de frottement  $\phi'$  entre le mur et le sol connu et la cohésion non prise en compte ( $c' = 0$ ), le coefficient de poussée latéral actif  $K_a$  est donné par la relation suivante :

$$K_a = \frac{1 - \sin \phi'}{1 + \sin \phi'} = \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\phi'}{2} \right) \quad (2-51)$$

Cette forme du coefficient de poussée  $K_a$  est appelé le coefficient de poussée des terres actif de Rankine (McCarthy, 2007; Holtz et al., 2011). La théorie de Rankine (1860) suppose que : le sol est isotrope, le mur ne modifie pas la répartition des contraintes verticales, le sol est pulvérulent à surface horizontale, et la cohésion  $c'$  est nulle. Notons que dans ce cas le coefficient de poussée des terres actif de Rankine est identique à celui de Coulomb.

Dans le cas d'un sol purement cohérent ( $\phi' = 0$ ), le coefficient  $K_a$  peut être défini comme suit :

$$K_a = 1 - \frac{2c'}{\gamma h} \quad (2-52)$$

Dans le cas d'un sol cohérent et frottant, on a :

$$K_a = \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\phi'}{2} \right) - \frac{2c'}{\gamma h} \tan \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\phi'}{2} \right) \quad (2-53)$$

### 2.4.3 Coefficient de poussée latérale des terres passif $K_p$

On dit qu'un sol est dans un état passif lorsque la contrainte horizontale augmente dû à l'accroissement de la pression exercée par le mur. Au fur et à mesure que le mur lisse se déplace, la contrainte horizontale continue d'augmenter au point d'être plus élevée que la contrainte verticale. Dans cette optique, elle devient la contrainte principale, jusqu'à ce que le cercle de Mohr devienne tangent à l'enveloppe de l'état ultime (cf. Figure 2-31). Selon la théorie de Rankine (1860) avec un sol répondant aux mêmes caractéristiques, on peut dire que le sol est dans un état passif et le coefficient de poussée des terres passif  $K_p$  est donné par la relation suivante :

$$K_p = \frac{1+\sin\phi'}{1-\sin\phi'} = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2}\right) \quad (2-54)$$

Dans le cas d'un sol purement cohérent ( $\phi' = 0$ ), le coefficient  $K_p$  peut être défini par :

$$K_p = 1 + \frac{2c}{\gamma h} \quad (2-55)$$

Dans le cas d'un sol cohérent et frottant, on a la relation suivante:

$$K_p = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2}\right) + \frac{2c'}{\gamma h} \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2}\right) \quad (2-56)$$

On peut remarquer que  $K_a = 1/K_p$ .

## 2.5 Description des contraintes dans les chantiers remblayés

Une fois les chantiers soutirés, on observe que les parois du massif rocheux sont rugueuses. Lors de la mise en place du remblai dans ces chantiers, on observe un tassement sous l'effet de son propre poids et une génération des contraintes de cisaillement aux interfaces avec les murs rocheux. Ces contraintes sont dues à la différence de rigidité entre le roc et le remblai qui engendre un transfert d'une partie de son poids au roc adjacent et réduisant ainsi l'ampleur de la charge aux murs et au plancher en dessous. Ce phénomène est appelé l'effet d'arche (e.g., Hassani et Archibald, 1998; Harvey, 2004; Grabinsky, 2010).

Un certain nombre de conditions doivent être satisfaites pour que ce phénomène apparaisse. Parmi celles-ci, la géométrie de l'ouverture doit être relativement étroite et les forces de friction doivent

se développer entre les deux matériaux adjacents ayant des comportements contrainte-déformation différents (Aubertin et al., 2003).

La théorie de l'effet d'arche a été développée par Janssen (1895) pour le calcul des contraintes dans les silos à grains. Dû à l'effet d'arche, les contraintes verticales et horizontales sont souvent plus faibles que le poids des terres défini par :

$$\sigma_v = \gamma \times z \quad (2-57)$$

Avec  $\sigma_v$  la contrainte verticale,  $\gamma$  le poids volumique du matériau et  $z$  la profondeur du point de mesure par rapport à la surface.

### 2.5.1 Modèles 2D des contraintes dans les chantiers remblayés

Martson (1930) s'est inspiré des travaux de Janssen pour développer une solution analytique pour le calcul de la contrainte normale verticale dans une tranchée étroite remblayée et défini par (in McCarthy, 1988) :

$$\sigma_v = \frac{\gamma B}{2 \tan \delta K_a} \left[ 1 - \exp\left(-\frac{2 \tan \delta K_a}{B} h\right) \right] \quad (2-58)$$

$$\sigma_h = \frac{\gamma B}{2 \tan \delta} \left[ 1 - \exp\left(-\frac{2 \tan \delta K_a}{B} h\right) \right] \quad (2-59)$$

Avec  $\gamma$  le poids volumique du matériau (kN/m<sup>3</sup>),  $B$  la largeur de la tranchée (m),  $\delta$  l'angle de frottement remblai-roche (°),  $K_a$  le coefficient de poussée des terres actif,  $h$  la hauteur du matériau remblayé (m).

Dans le cas d'un remblai avec cohésion  $c$  (mais selon Askew et al., 1978, cette cohésion n'est pas nécessaire) on a l'équation proposée par Terzaghi (1943) pour l'estimation des contraintes:

$$\sigma_v = \frac{\gamma B - 2c}{2 \tan \phi' K_r} \left[ 1 - \exp\left(-\frac{2 \tan \phi' K_r}{B} h\right) \right] \quad (2-60)$$

$$\sigma_h = \frac{\gamma B - 2c}{2 \tan \phi'} \left[ 1 - \exp\left(-\frac{2 \tan \phi' K_r}{B} h\right) \right] \quad (2-61)$$

Avec  $\phi'$  l'angle de frottement interne,  $K_r$  le coefficient de poussée des terres de Terzaghi qui est donné par :  $K_r = (1 + 2 \tan^2 \phi')^{-1}$

Dans le cas d'un remblai n'ayant pas de cohésion, les équations précédentes deviennent :

$$\sigma_v = \frac{\gamma B}{2 \tan \phi' K_r} \left[ 1 - \exp\left(-\frac{2 \tan \phi' K_r}{B} h\right) \right] \quad (2-62)$$

$$\sigma_h = \frac{\gamma B}{2 \tan \phi'} \left[ 1 - \exp\left(-\frac{2 \tan \phi' K_r}{B} h\right) \right] \quad (2-63)$$

Par la suite, Aubertin et al. (2003) se sont inspiré du modèle de Marston (1930) dans le cadre de l'estimation des contraintes dans les chantiers miniers verticaux remblayés. Ils ont supposé qu'à la fin du remblayage, le cisaillement à l'interface entre le remblai et le massif rocheux se produira à l'intérieur du remblai. La contrainte le long de l'interface mur-remblai est donc contrôlée par le remblai et le glissement se produit à l'intérieur du remblai donc  $\phi' = \delta$ . Pour l'estimation des contraintes à une profondeur  $h$  on a (Figure 2-32) :

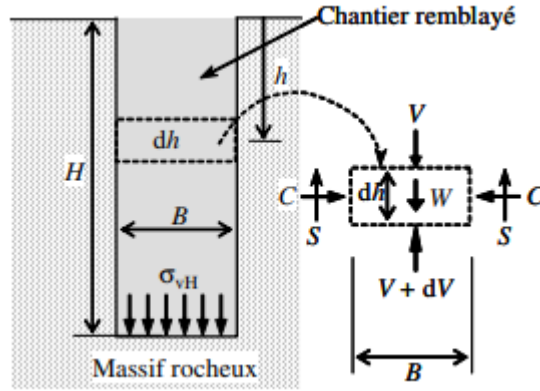


Figure 2-32 Chantier vertical étroit avec les forces agissant sur une couche horizontale (Aubertin et al., 2003)

$$\sigma_v = \frac{\gamma B}{2 \tan \phi' K} \left[ 1 - \exp\left(-\frac{2 \tan \phi' K}{B} h\right) \right] \quad (2-64)$$

$$\sigma_h = \frac{\gamma B}{2 \tan \phi'} \left[ 1 - \exp\left(-\frac{2 \tan \phi' K}{B} h\right) \right] \quad (2-65)$$

Avec  $\phi'$  l'angle de frottement interne,  $K$  le coefficient de poussée des terres qui peut être  $K_0$ ,  $K_a$  ou  $K_p$ ; les paramètres géométriques ( $B$ ,  $H$ ,  $h$  sont donnés sur la Figure 2-32).

Par la suite, Li et al. (2005) ont exprimé la contrainte verticale dans un chantier remblayé dans le cas où il y'aurait une cohésion  $c'$ , par les expressions suivantes :

$$\sigma_v = \frac{\gamma B - 2c'(1 + 2 \tan \alpha_i \tan \delta)}{2 \tan \delta K_i} \left[ 1 - \exp\left(-\frac{2 \tan \delta K_i}{B} h\right) \right] \quad (2-66)$$



$$\sigma_h = \frac{\gamma B - 2c'(1 + 2\tan\alpha_i \tan\delta)}{2\tan\delta} \left[ 1 - \exp\left(-\frac{2\tan\delta K_i}{B} h\right) \right] \quad (2-67)$$

Avec les conditions suivantes :  $K_i = K_p$ ,  $\alpha_i = \frac{\varphi}{2} - \frac{\pi}{4}$ ;  $K_i = K_p$ ,  $\alpha_i = \frac{\varphi}{2} + \frac{\pi}{4}$ ;  $K_i = K_0$ ,  $\alpha_i = 0$ .

Caceres (2005) s'est aussi inspiré du modèle de Martson (1930) pour l'estimation de la contrainte verticale dans les chantiers miniers inclinés d'un angle  $\alpha$  en supposant comme Aubertin et al. (2003), que  $\phi' = \delta$ . On a :

$$\sigma_v = \frac{\gamma B \sin^2 \alpha}{2\tan\phi' K} \left[ 1 - \exp\left(-\frac{2\tan\phi' K}{B \sin^2 \alpha} z\right) \right] \quad (2-68)$$

Avec  $z$  la profondeur du remblai;  $K$  le coefficient de poussée des terres qui s'exprime comme suit :

$$K = 1.4 \sin^2 \phi' - 2 \sin \phi' + 1 \quad (2-69)$$

De plus, Li et Aubertin (2007) ont établi dans la suite de leurs travaux une expression pour évaluer les contraintes verticale et horizontale dans les chantiers sub-verticaux avec une cohésion nulle :

$$\sigma_v = \frac{\gamma B}{2\tan\delta K_i} \left[ 1 - \exp\left(-\frac{2\tan\delta K_i}{B(1-D_f)} h\right) \right] \quad (2-70)$$

$$\sigma_h = \frac{\gamma B}{2\tan\delta} \left[ 1 - \exp\left(-\frac{2\tan\delta K_i}{B(1-D_f)} h\right) \right] \quad (2-71)$$

$$\text{Avec } D_f = \frac{2^{(1-\frac{1}{L})} \tan^{-0.1}(50^\circ + \phi')}{32}$$

Dans le cas des chantiers inclinés d'un angle  $\alpha$  il y'a également l'équation proposée par Ting et al. (2011) :

$$\sigma_v = \frac{\gamma B}{2\tan\delta K'} \left[ 1 - \exp\left(-\frac{2\tan\delta K'}{B} z\right) \right] \quad (2-72)$$

Avec  $K'$  représentant le rapport entre la contrainte normale s'exerçant dans le chantier minier incliné d'un angle  $\alpha$  et la contrainte verticale,  $K$  le coefficient de poussée des terres :

$$K' = \frac{1+K}{2} + \frac{1-K}{2} \cos 2\alpha + K \tan \delta \sin 2\alpha \quad (2-73)$$

### 2.5.2 Modèles 3D des contraintes dans les chantiers remblayés

La plupart des solutions proposées pour l'estimation des contraintes dans un chantier remblayé considèrent l'existence de l'effet d'arche. Toutefois, les précédentes solutions sont basées sur une analyse de l'équilibre limite bidimensionnel (2D) dans laquelle deux parois du chantier remblayé sont considérées comme identiques. Dans certains cas, ces solutions énumérées dans la section précédente ne peuvent pas s'appliquer tel le cas des chantiers sub-verticaux, ou lorsque les murs ont des caractéristiques différentes.

Toujours selon l'approche du modèle de Martson (1930), Van Horn (1964) a développé un modèle 3D d'estimations des contraintes sans cohésion interne  $c$  :

$$\sigma_v = \frac{\gamma B}{2 \tan \delta K_r} \times \left( \frac{L}{L+B} \right) \left[ 1 - \exp\left(-K_r \frac{2 \tan \delta (L+B)}{LB} h\right) \right] \quad (2-74)$$

$$\sigma_h = \frac{\gamma B}{2 \tan \delta} \times \left( \frac{L}{L+B} \right) \left[ 1 - \exp\left(-K_r \frac{2 \tan \delta (L+B)}{LB} h\right) \right] \quad (2-75)$$

Le modèle de Van Horn (1963) avec cohésion interne  $c$  est donné comme suit :

$$\sigma_v = \frac{\gamma \left( \frac{LB}{L+B} \right)^{-2c}}{2 \tan \delta K_r} \left[ 1 - \exp\left(-K_r \frac{2 \tan \delta (L+B)}{LB} h\right) \right] \quad (2-76)$$

$$\sigma_h = \frac{\gamma \left( \frac{LB}{L+B} \right)^{-2c}}{2 \tan \delta} \left[ 1 - \exp\left(-K_r \frac{2 \tan \delta (L+B)}{LB} h\right) \right] \quad (2-77)$$

Avec  $K_r = 1/(1 + 2 \tan \varphi^2)$  et  $h$  = profondeur du chantier (m).

Li et al. (2005) ont proposé un modèle général 3D d'estimation des contraintes dans les chantiers remblayés verticaux incluant la cohésion (Figure 2-33).

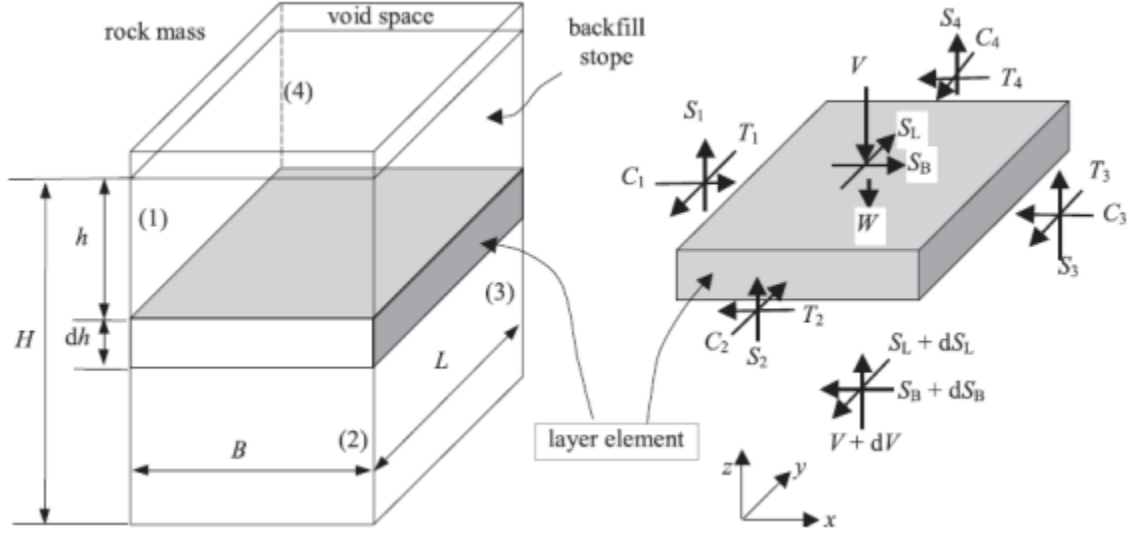


Figure 2–33 Chantier vertical remblayé avec les diverses forces sur l'élément horizontal (tiré de Li et al. 2005)

$$\sigma_v = \frac{\gamma \left( \frac{LB}{L+B} \right) - 2c(1+2\tan\alpha_i \tan\delta)}{2\tan\delta K_i} \left[ 1 - \exp\left(-2K_i \frac{2\tan\delta(L+B)}{LB} h\right) \right] \quad (2-78)$$

$$\sigma_h = \frac{\gamma \left( \frac{LB}{L+B} \right) - 2c(1+2\tan\alpha_i \tan\delta)}{2\tan\delta} \left[ 1 - \exp\left(-2K_i \frac{2\tan\delta(L+B)}{LB} h\right) \right] \quad (2-79)$$

Avec les conditions suivantes :  $K_i = K_p$ ,  $\alpha_i = \frac{\varphi}{2} - \frac{\pi}{4}$ ;  $K_i = K_p$ ,  $\alpha_i = \frac{\varphi}{2} + \frac{\pi}{4}$ ;  $K_i = K_0$ ,  $\alpha_i = 0$ .

La solution proposée par Pirapikaran et Sivakugan (2007) est en tout point similaire au modèle 3D de Van Horn (1963) sans cohésion mis à part le fait que  $K_r = K_0 = 1 - \sin(\phi')$ , et que ces auteurs suggèrent de prendre l'angle de frottement à l'interface  $\delta$  est égal à  $\frac{2}{3}\phi'$ .

## 2.6 Mesures *in situ* des pressions de chantiers remblayés

Plusieurs travaux d'instrumentation de chantiers miniers ont été réalisés à travers le monde en utilisant différents types de remblais. Cependant, il sera question dans cette partie de chantiers miniers remblayés avec du remblai en pâte cimenté (RPC). L'instrumentation des chantiers permet d'obtenir les pressions se développant dans le remblai. La connaissance de ces pressions est nécessaire pour le dimensionnement des barricades, mais aussi une estimation des contraintes à travers le chantier et peut-être même pour l'optimisation des recettes de remblai.

### 2.6.1 Mines Kanowna Bell (KB) et Savannah Nickel en Australie

Le travail expérimental chez KB a consisté à remplir un chantier de 40 m de haut (H), avec des dimensions de 15 m de large (B) et 18 m de longueur (L). La barricade a été construite dans la galerie ayant une dimension de 6 m de hauteur par 6 m de largeur et placée à 6 m de l'ouverture du chantier (épaulement) (Helinski et al., 2010). Le remblai en pâte utilisé a un pourcentage solide  $C_w = 75\%$  et un pourcentage de ciment  $C_c = 3,1\%$ .

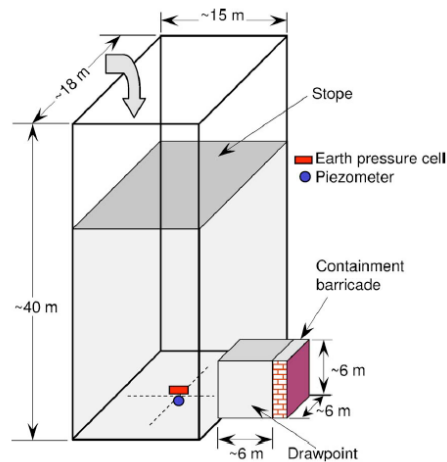


Figure 2–34: Instrumentation d'un chantier à la mine Kanowna Bell (Helinski et al., 2010)

La Figure 2-34 montre la disposition du chantier et la position des instruments. La pression interstitielle ( $u$ ) a été mesurée dans le bas du chantier au centre en utilisant un piézomètre à corde vibrante. La contrainte verticale totale a été mesurée au même endroit en utilisant une cellule de pression totale (TPC). La séquence de remblayage a consisté à remplir les 10 premiers mètres avec une remontée verticale comprise entre 0,2 et 0,5 m/h avant une cure de 24 h de temps. Après la période de cure, le remblayage s'est poursuivi avec une remontée verticale comprise entre 0,3 et 0,6 m/h jusqu'à ce que le chantier soit plein après 184 h de remblayage.

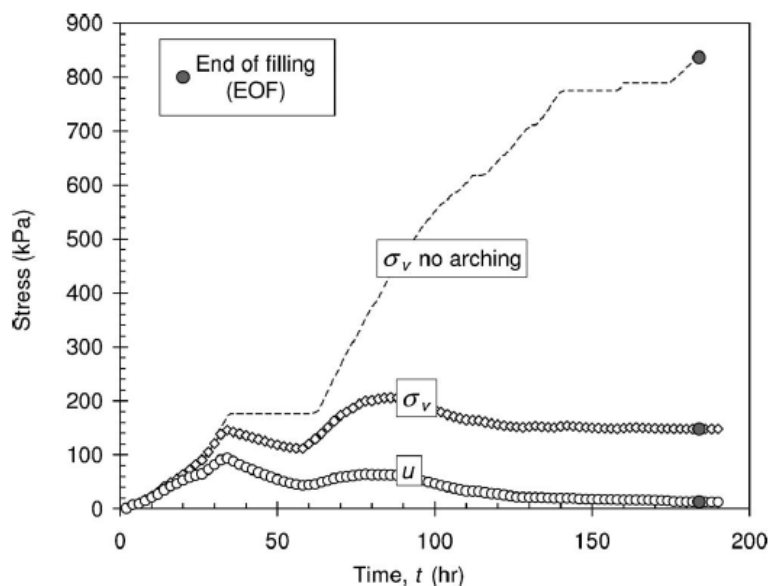


Figure 2–35: Résultats des mesures de pressions à la base du chantier à Kanowna Bell (Helinski et al., 2010)

La Figure 2-35 présente l'évolution de la contrainte totale verticale mesurée ( $\sigma_v$ ) et la pression des pores ( $u$ ) au cours du temps de remblayage pour le point situé au centre du chantier. La Figure 2-35 montre également la contrainte totale «( $\sigma_v$ )no arching » qui se serait produite s'il n'y avait pas eu redistribution de la contrainte au massif rocheux environnant. À la fin du remblayage, la valeur mesurée de ( $\sigma_v$ ) était seulement de 190 kPa, comparativement à la contrainte générée par le poids des terres ( $\gamma H$ ) qui serait de 836 kPa, tandis que la pression des pores avoisine 100 kPa. Pendant les 15 premières heures de remblayage, la contrainte verticale totale ( $\sigma_v$ ) due au poids du remblai frais et la pression interstitielle ( $u$ ) augmentent de la même façon, indiquant qu'il n'y a pas de consolidation et donc pas de drainage au début du processus de remblayage (le remblai se comportant comme un fluide pesant). Cependant, au-delà des 15 heures, la contrainte effective commence à se développer.

Le second chantier remblayé est celui de la mine Savannah nickel (SNM) qui a une hauteur de 23 m, 10 m de large sur 12 m de long. La barricade, comme celle de la mine KB, a été construite dans la galerie ayant une dimension de 6 m de hauteur par 6 m de largeur. Cependant, elle a été placée à 5 m de l'ouverture du chantier. Pendant le remblayage, la pression interstitielle a été mesurée à des hauteurs de 7 et 17 m au-dessus du plancher en utilisant des piézomètres à cordes vibrantes. La

Figure 2-36 présente une vue 3D montrant la disposition du chantier et l'emplacement des instruments (Helinski et al., 2010).

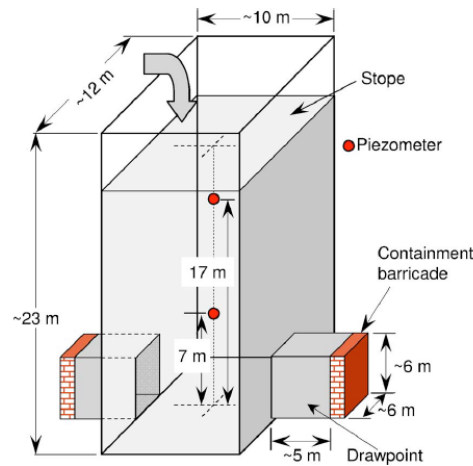


Figure 2–36: Instrumentation d'un chantier à la mine Savannah Nickel (Helinski et al., 2010)

La séquence de remblayage consistait à remplir les 6 premiers mètres à une vitesse de remontée verticale d'environ 0,04 m/h et le reste du chantier a été rempli à une vitesse de remontée constante d'environ 0,1 m/h jusqu'au remplissage complet du chantier après environ 300 h. La Figure 2-36 présente la pression interstitielle mesurée à 7 m de hauteur  $u_{7m}$  et à 17 m de hauteur  $u_{17m}$  en fonction du temps de remblayage.

Les résultats de cette séquence de remblayage indiquent que, contrairement au cas de la mine KB, la variation de la pression interstitielle est significativement moins importante que celle de la contrainte totale appliquée au début du remblayage. Cela indique qu'une consolidation considérable par gravité a lieu pendant la mise en place. Aussi, les pressions interstitielles mesurées aux deux points de mesure continuent d'augmenter jusqu'au terme du remplissage (Figure 2-37).

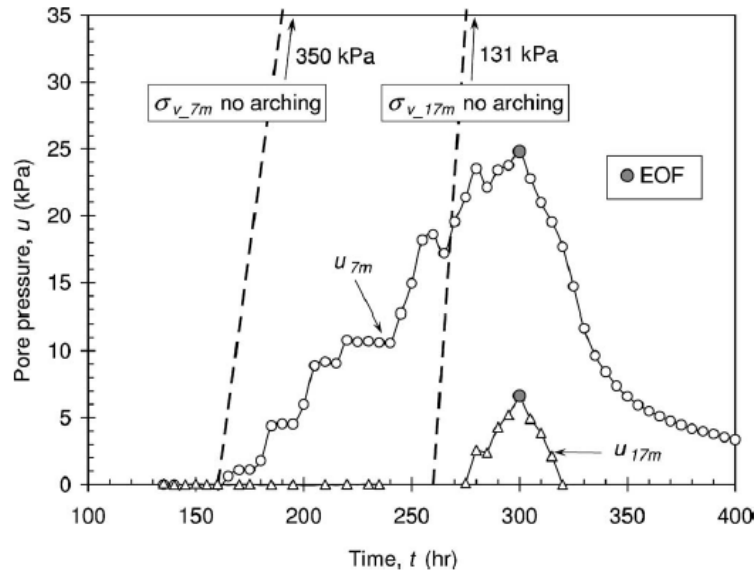


Figure 2–37: Résultats des mesures de pression à la mine Savannah Nickel (Helinski et al., 2010)

Après les 300 heures du remblayage, une dissipation de la pression interstitielle du chantier s’est produite. Les pressions maximales enregistrées  $u_{7m}$  et  $u_{17m}$  tournent respectivement autour de 7 kPa et de 25 kPa. Ce qui est vraiment très faibles comme valeurs.

### 2.6.2 Chantier 17-5B-5 de la mine Chimo au Canada

Dans le cadre de l’instrumentation à la mine Chimo, le chantier 17-5B-5 qui avait des dimensions de 70 m de hauteur et une section de 4 m de large par 90 m de long. Les cellules de pression TPC étaient au nombre de 3 et positionnées selon les trois axes de mesure à une hauteur d’environ 20 m dans le chantier (Hassani et al., 1998). L’acquisition des données s’est faite tout au long du cycle de remblayage et même jusqu’à l’abattage du chantier adjacent. L’une des particularités de cette étude a été la mesure des contraintes dans le chantier remblayé soumis aux vibrations des chantiers adjacents. Selon la Figure 2-38, les contraintes maximales relevées, à part l’augmentation subite créée par les perturbations sismiques et les vibrations, sont une contrainte verticale maximum de 200 kPa tandis que la contrainte transversale se trouve bien au-delà avec 250 kPa (cela pourrait être une manifestation expérimentale de l’effet d’arche).

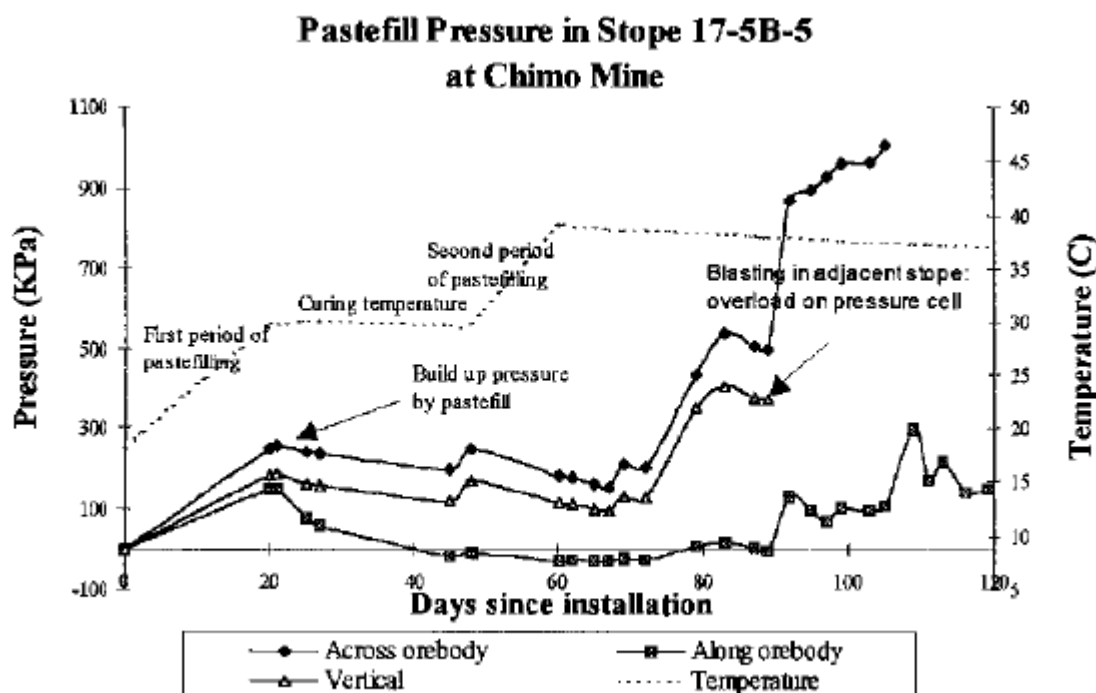


Figure 2–38: Pressions dans le chantier 17-5B-5 à la mine Chimo (Hassani et al., 1998)

L'environnement souterrain étant sujet à plusieurs changements et événements, les données des 20 premiers jours n'ont pas été obtenues (ou enregistrées). L'instrumentation des chantiers remblayés fournit une vue d'ensemble indirecte sur les processus de gain de résistance et peut surtout aider à prédire les pressions sur les barricades. Cependant, l'étude ne s'est pas attardée sur l'utilisation des cellules de pression pour le suivi de l'activité sismique tel que rapporté par Hassani et al. (1998, 2001). Il arrive que l'activité sismique provienne de la libération soudaine de l'énergie emmagasinée et ceci peut parfois engendrer des coups de terrain (e.g., Simon et al., 1998). Ce type d'événement pourrait avoir d'énormes impacts sur les installations, ralentir la production en plus de présenter des risques élevés pour les travailleurs sous terre. Cette instrumentation a permis non seulement d'estimer les contraintes dans le chantier remblayé, mais aussi de suivre son comportement lors de l'exploitation des chantiers adjacents.

### 2.6.3 Chantier 10-30 de la mine Bouchard-Hébert au Canada

Le chantier 10-30 de la mine Bouchard-Hébert a été instrumenté avec des cellules de pression totales, des piézomètres et des sondes de teneur en eau. Il avait une hauteur de 60 m et une section



de 20 m de large pour 30 m de long. Les instruments ont été montés sur des cages métalliques qui elles-mêmes étaient positionnées à deux endroits qui sont le bas et le milieu du chantier en hauteur.

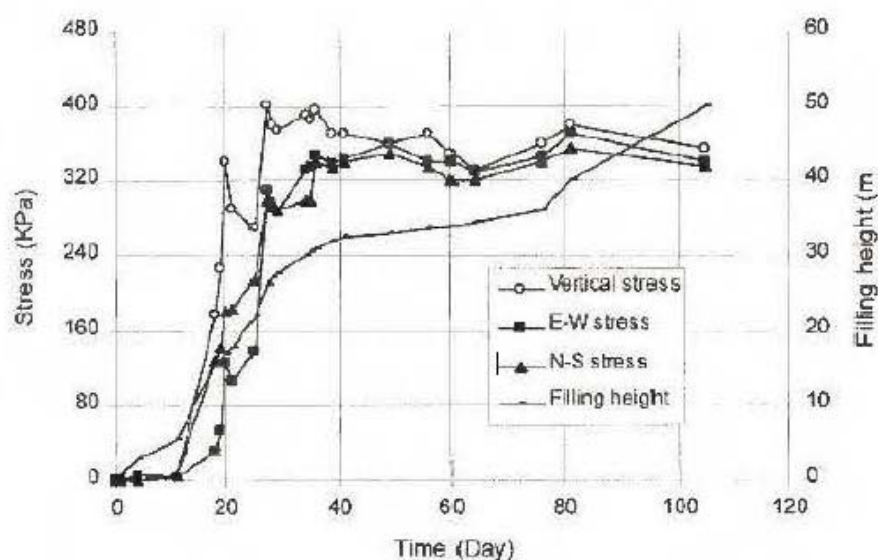


Figure 2–39: Pressions totales selon les 3 axes en fonction du temps (Zhu, 2002)

La Figure 2-39 présente les résultats des mesures des pressions. On observe que les pressions obtenues verticalement dans le bas du chantier ont atteint un maximum de 403 kPa, ce qui est bien en dessous des 1100 kPa prévus par le calcul du poids des terres (manifestation évidente de l'effet d'arche). Les pressions longitudinales et transversales atteignent leur maximum au bout de 50 jours et ont une valeur d'environ 350 kPa. Au niveau de la cage au milieu du chantier, les pressions horizontales sont supérieures aux pressions verticales. Il serait très probable qu'un transfert des charges du RPC vers le massif rocheux encaissant se produit (effet d'arche).

## 2.6.4 Chantier 8-1FW de la mine Doyon au Canada

Pour cette étude, des mesures des pressions suivant les 3 axes de l'espace ont été réalisées, cependant il y'avait 4 points de mesures qui sont le plancher dans la galerie de soutirage, proche de la barricade, l'éponte inférieure (*footwall*) et l'interface bouchon-résiduel (Figure 2-40). Le remblayage s'est fait en deux temps, avec d'abord la coulée du bouchon jusqu'à une hauteur de 3 m au-dessus de l'épaule, suivi d'une cure de 24 heures et ensuite la coulée du remblai résiduel pour remplir le reste du chantier (Harvey, 2004). Deux chantiers ont été instrumentés (un grand et

un petit) dans le cadre de cette étude. Le premier chantier est le grand (8-1FW) avait une hauteur de 29 m et une section de 11 m de large par 21 m de long. Seules des cellules TPC ont été utilisées.

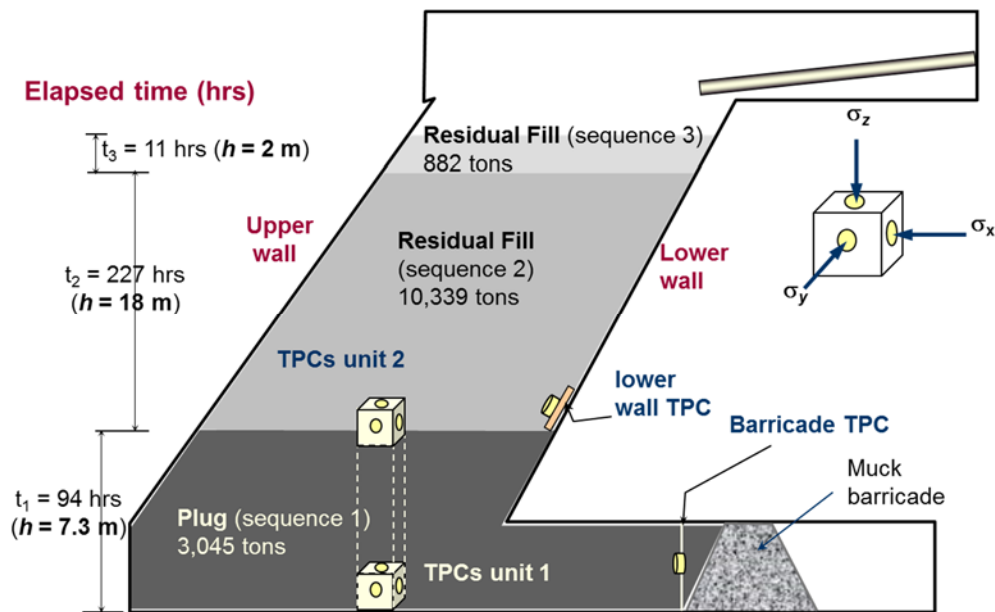


Figure 2–40: Géométrie, dimensions et emplacement des cellules de pressions du chantier 8-1FW de la mine Doyon (Belem et al., 2004)

La Figure 2-41 présente les résultats des mesures de la pression horizontale longitudinale proche de la barricade ( $\sigma_{x\_barricade} = \sigma_{x\_b}$ ). Les pressions obtenues au niveau de la barricade sont de l'ordre de 55 kPa, tandis que la cage dans le chantier indiquait une valeur de 150 kPa pour la cellule placée longitudinalement face à la barricade ( $\sigma_h$  longitudinale). Les pressions transversale et verticale sont similaires et moins élevées que celle enregistrée longitudinalement (probablement l'existence de l'effet d'arche). À noter qu'il n'y avait pas de mesures de la pression interstitielle.

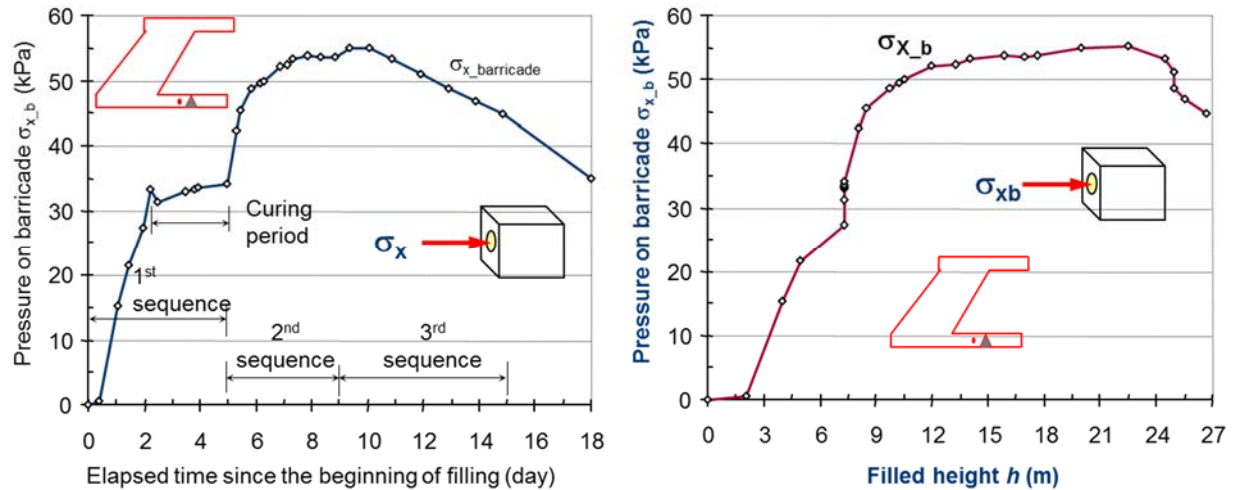


Figure 2-41: Pression horizontale au niveau de la barricade du chantier 8-1FW de la mine Doyon (Belem et al., 2004)

## 2.6.5 Première instrumentation à la mine Çayeli en Turquie

Lors de la première campagne d'instrumentation à la mine Çayeli, trois chantiers ont été choisis et les instruments étaient des cellules de pressions totales et des piézomètres. La taille moyenne des chantiers était estimée à 19 m de hauteur avec une section de 16 m de large par 7 m de long. La mine a remblayé deux chantiers en deux séquences et le dernier chantier en une seule séquence. Aussi, les pressions verticales et horizontales au niveau des chantiers ont été mesurées. Les données ont été enregistrées au 5 minutes et la hauteur de remonté du remblai était estimée à environ 0,35 m/h (Yumlu et Guresci, 2007). Les pressions obtenues au niveau de la barricade variaient entre 50 et 100 kPa (Figure 2-42). Notons que la pression la plus élevée provient du chantier remblayé en continu.

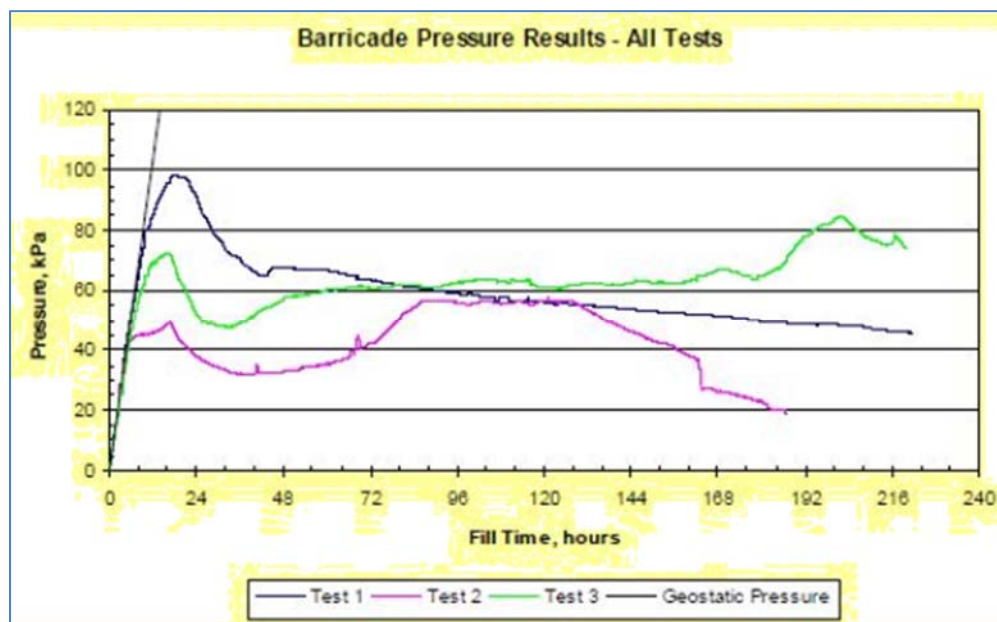


Figure 2-42: Pressions mesurées au niveau des trois barricades instrumentées avec le test 1 représentant le chantier remblayé en continu (Yumlu et Guresci, 2007)

Les pressions verticales au niveau du chantier étaient plus élevées (90 kPa) que les pressions horizontales (75 kPa). Aussi, les pressions horizontales mesurées au milieu du chantier sont plus élevées que les pressions horizontales sur la barricade. Cela pourrait sous-entendre qu'une fraction seulement des pressions horizontales est transmise aux murs, au toit, au plancher et sur la barricade située dans la galerie de soutirage, cause du développement d'un effet d'arche aussi dans la galerie et pas seulement au niveau des murs verticaux du chantier principal.

Les résultats obtenus indiquent généralement que les pressions diminuent au cours du temps une fois le remblayage terminé pour ensuite remonter; cela pouvant être attribuable à l'augmentation de la température du remblai. La diminution de la pression interstitielle est attribuable à l'hydratation du ciment et à la consolidation du remblai. À partir de cette étude, on peut observer tout d'abord que les pressions mesurées au niveau des barricades sont différentes et ont des ordres de grandeur différents malgré le fait que les trois chantiers aient été remblayés avec les mêmes recettes. Ensuite, on observe que les pressions sont plus élevées à la barricade du chantier qui a été remblayé en continu, car la pression interstitielle ne se dissipait pas aussi rapidement.

## 2.6.6 Seconde instrumentation à la mine Çayeli en Turquie

Pour la seconde campagne d'instrumentation à la mine Çayeli, deux chantiers ont été l'objet des mesures de pressions. Tout d'abord, il y'avait le premier chantier (715-N22) qui avait 15 m de hauteur, 15 m de largeur et 8,5 m de longueur qui a été remblayé avec 3% de liant et le deuxième chantier (685-N20) qui avait des dimensions de 16,5 m de hauteur, 25 m de largeur et 10 m de longueur qui a été remblayé avec 6% de liant. Les instruments choisis sont les cellules de pressions totales pour mesurer les pressions totales selon trois axes et la pression interstitielle pendant une durée de 140 jours. Le premier chantier (715-N22) a été remblayé en deux séquences soit le bouchon suivi de 3 jours de cure et ensuite le résiduel. Le second chantier (685-N20) a été quant à lui remblayé de manière continue (Thompson et al., 2012). Dans le premier chantier (715-N22), une valeur de pression maximale verticale de 223 kPa dans le remblai a été mesurée au niveau de la cage placée au milieu du chantier, et ce, lors de la deuxième coulée (résiduel). Dans le second chantier (685-N20), une valeur maximale aussi verticale de 184 kPa a été mesurée au milieu du chantier (Figure 2-43).

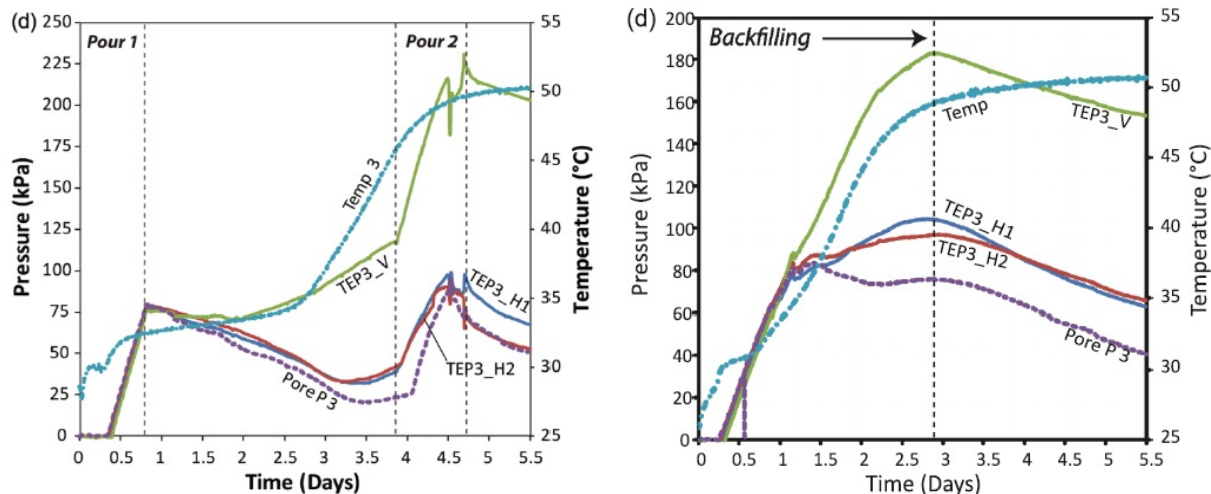


Figure 2–43: Pressions mesurées dans deux chantiers au niveau des barricades à la mine Çayeli (Thompson et al., 2012)

Dans le second chantier, qui a été remblayé en continu, des pressions totales maximales d'environ 45 kPa ont été mesurées tandis que dans le plus petit chantier qui est remblayé en deux étapes, les

pressions maximales mesurées étaient d'environ 100 kPa à la fin de la première coulée sur la cellule de pression au bas de la barricade.

### 2.6.7 Mine Xtrata Copper de Kidd au Canada

Le chantier 67-SL1 de 32 m de haut et une section de 28 m de large par 19 m de long a fait l'objet de l'instrumentation. Le remblayage a été réalisé en deux étapes avec un bouchon de 6 m de haut à 4% de liant et un résiduel de 26 m de haut à 2% de liant pour un volume total de remblai en pâte cimenté allant jusqu'à  $15560 \text{ m}^3$ . Le liant est composé de 90% de slag et 10% de ciment GU, et le pourcentage solide du RPC était  $C_w = 82\%$ .

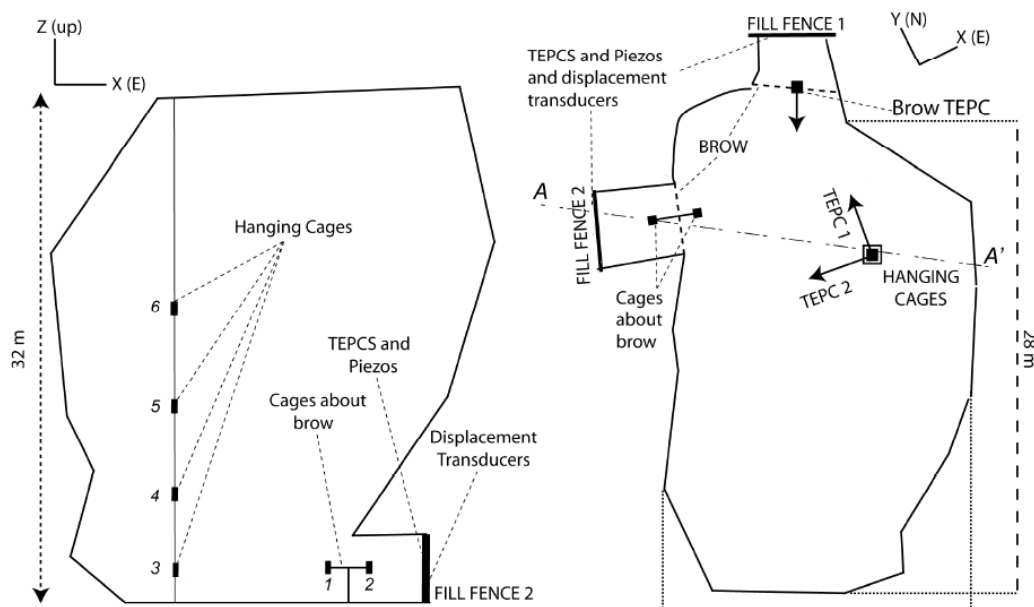


Figure 2-44: Coupe transversale et en plan du chantier 67-SL1 de la mine Kidd avec l'emplacement des instruments (Thompson et al., 2009)

Six cages ont été instrumentées, chacune à l'aide de 3 cellules de pressions totale, un piézomètre, un thermocouple pour la mesure de la température, une sonde pour la mesure de conductivité électrique et de la teneur en eau volumique et un tilt-mètre. La Figure 2-44 montre l'emplacement de chaque cage, avec les cages 3, 4, 5 et 6 placées à respectivement 3, 8, 15 et 22 m du plancher. Le chantier possède deux points d'accès, chacun instrumenté à l'aide de deux cages montées sur une armature en forme de « T », et situé à 7 m de la barricade. Les deux barricades, d'une part ont été instrumentées de capteurs de déplacement, d'autre part un grillage sur lequel sont monté des cellules de pressions et des piézomètres.

Les résultats obtenus sont présentés dans la Figure 2-45 et montrent que la pression maximale obtenue lors du remblayage était de 546 kPa a été enregistrée par la cellule placée sur l'axe verticale de la cage 3, après un remblayage de 6,5 jours. Au même moment, celle de l'axe vertical de la cage 5 mesurait 382 kPa, ce qui était la deuxième pression la plus élevée. Les pressions théoriques prédites étaient respectivement d'environ 600 kPa et 350 kPa. Dans les deux cas, la différence entre les pressions verticales mesurées et celles prédites étaient de moins de 10%. Pour la cage 2, dans la galerie, la pression maximale était de 246 kPa en direction de la barricade.

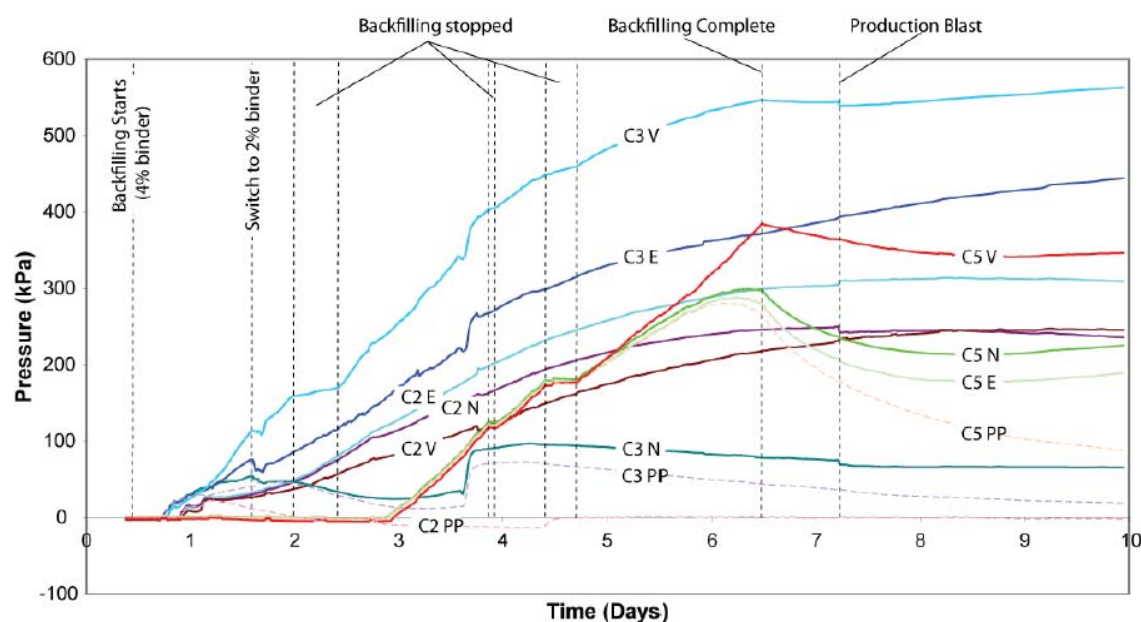


Figure 2-45: Pressions totales et pressions interstitielles jusqu'à 10 jours et pour les cages 2 (C2), 3 (C3) et 5 (C5) (Thompson et al., 2009)

Pour ce qui est des pressions interstitielles, elles montrent des tendances différentes pour chaque cage. Dans la galerie, les pressions interstitielles ont atteint un maximum de 25 kPa et sont retombées après 0,3 jour. Dans le chantier à 3 m (Cage 3), la pression interstitielle a initialement augmenté jusqu'à 73 kPa avant de tomber au bout de 1 jour. À 15 m (cage 5) dans le chantier, la pression interstitielle a atteint 281 kPa après 3,2 jours. Au niveau de cette même cage, le remblai a semblé avoir un comportement d'un fluide lourd pendant 2 jours.

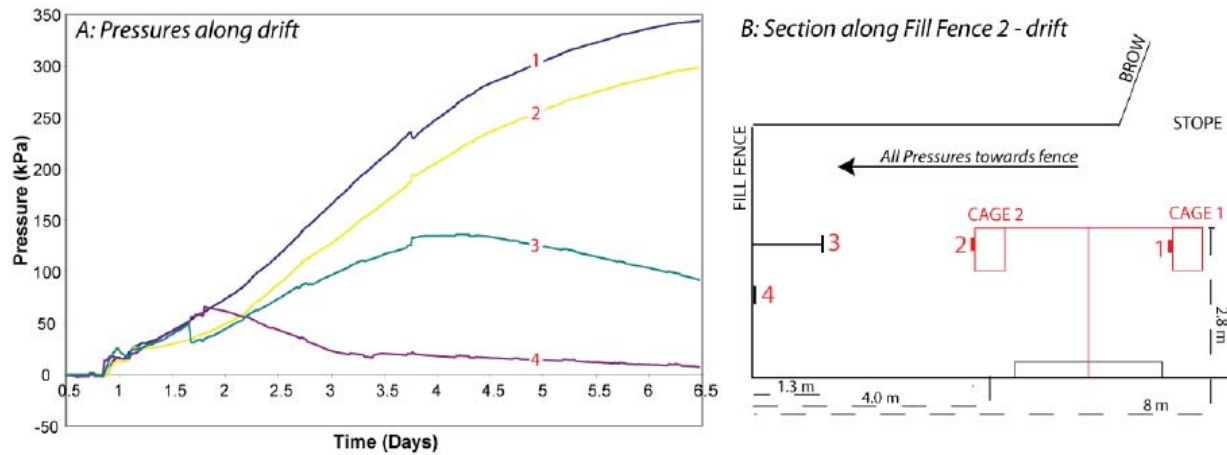


Figure 2–46: Pressions totales pendant les 6 premiers jours de remblayage pour les TPCs situées au niveau de la barricade (3 et 4) et dans la galerie (1 et 2) (Thompson et al., 2009)

Pendant les 7 premiers jours de remblayage, le déplacement des barricades a fait l'objet d'une étude. Pour la barricade au premier point d'accès situé à 4 m du chantier, les capteurs LVDT au centre ont enregistré un déplacement maximum de 0,9 mm pendant que les autres capteurs ont atteint un maximum de 0,55 mm. Au niveau de la seconde barricade située à 7 m du chantier, le déplacement enregistré était inférieur à 0,5 mm.



## **CHAPITRE 3 MATÉRIELS ET MÉTHODOLOGIE**

Le cadre scientifique de cette étude, qui a été réalisée en deux phases, est expérimental. La Phase I consistera à réaliser des essais à l'Unité de recherche et de service en technologie minérale (URSTM) de l'UQAT tandis que la Phase II portera essentiellement sur les mesures de pressions dans deux chantiers remblayés de la mine Westwood. Les essais de la Phase I seront subdivisés en deux parties : *i*) des essais de cisaillement direct à l'aide d'une boîte de cisaillement rectiligne, *ii*) la conception, le rodage et les mesures de pressions dans un modèle physique de chantier minier instrumentés. Dans ce chapitre, il s'agira tout d'abord de caractériser les matériaux servant à la préparation des mélanges de remblai en pâte cimenté (les résidus, l'eau de mélange, l'agent liant). Ensuite, il sera question de la description et du fonctionnement des équipements utilisés pour cette caractérisation. De plus, la boîte de cisaillement qui servira à effectuer les essais de cisaillement direct ainsi que le modèle physique d'un chantier minier instrumenté seront également décrits. La dernière section sera consacrée à la description des chantiers miniers instrumentés de la mine Westwood à remblayer et les différentes étapes qui s'y rattachent.

### **3.1 Matériels utilisés dans le cadre des essais de cisaillement direct**

#### **3.1.1 Caractérisation des résidus et du liant**

Après la réception des barils de résidus miniers en provenance de la mine Westwood au laboratoire de l'UQAT, les résidus miniers ont d'abord été homogénéisés puis repartis dans des chaudières de 20 L. De ces chaudières, des échantillons ont ensuite été prélevés pour effectuer les différents tests de caractérisation.

##### ***3.1.1.1 Analyse granulométrique et résultats obtenus***

L'analyse granulométrique permet de déterminer la distribution de la taille des grains des résidus miniers qui est un facteur de très grande influence sur les propriétés mécaniques des remblais en pâte cimentés. Il existe au moins trois méthodes granulométriques, dont le tamisage, la sédimentométrie et la granulométrie au laser pour les particules fines à ultrafines. Dans le cadre de cette étude, la granulométrie des échantillons a été réalisée au granulomètre laser MASTERSIZER de MALVERN. Cet appareil utilise la diffraction par laser pour estimer la taille des particules en

mesurant l'intensité de la lumière diffusée lors du passage d'un faisceau laser à travers un échantillon de particules dispersées, généralement dans l'eau. Grâce à l'image de diffraction obtenue, il est alors possible de calculer la taille des particules obtenues. Notons que la gamme de mesure de diamètre des particules va de  $0,05$  à  $880\ \mu\text{m}$  (Figure 3-1).

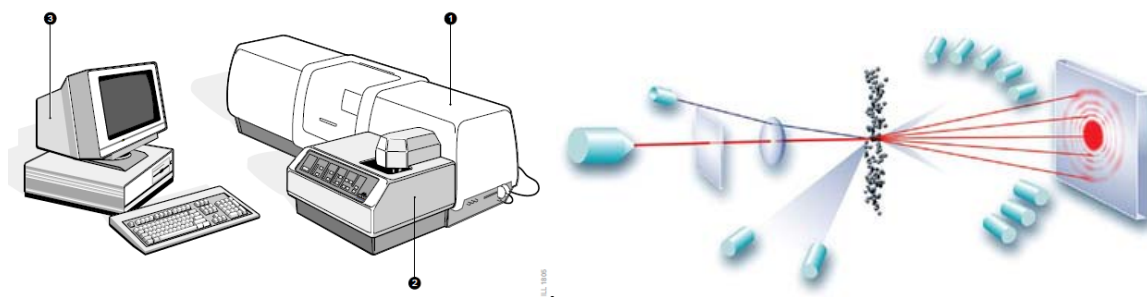


Figure 3–1 Granulomètre au laser Mastersizer de MALVERN et son principe (MALVERN)

La Figure 3-2 et le Tableau 3-1 représentent la distribution granulométrique des résidus de la mine Westwood, utilisés pour la fabrication des remblais en pâte cimentés. Il faut noter que 48% des particules ont un diamètre inférieur à  $20\ \mu\text{m}$  (i.e.  $P_{20\ \mu\text{m}} = 48\%$ ; résidus moyens selon la classification de Landriault et al., 1997). La valeur du  $P_{20\ \mu\text{m}}$  aura une grande influence sur la rhéologie et le transport du remblai, mais aussi sur la résistance en compression uniaxiale du remblai fabriqué. Plus la valeur des particules ayant un diamètre inférieur à  $20\ \mu\text{m}$  est élevée, moins la résistance sera élevée. Le  $D_{60}$  et le  $D_{10}$  qui sont respectivement les diamètres à 60% et 10% passant sont de 28,85 et de 4,59. Le coefficient d'uniformité  $C_U$  quant à lui est de 6,28.

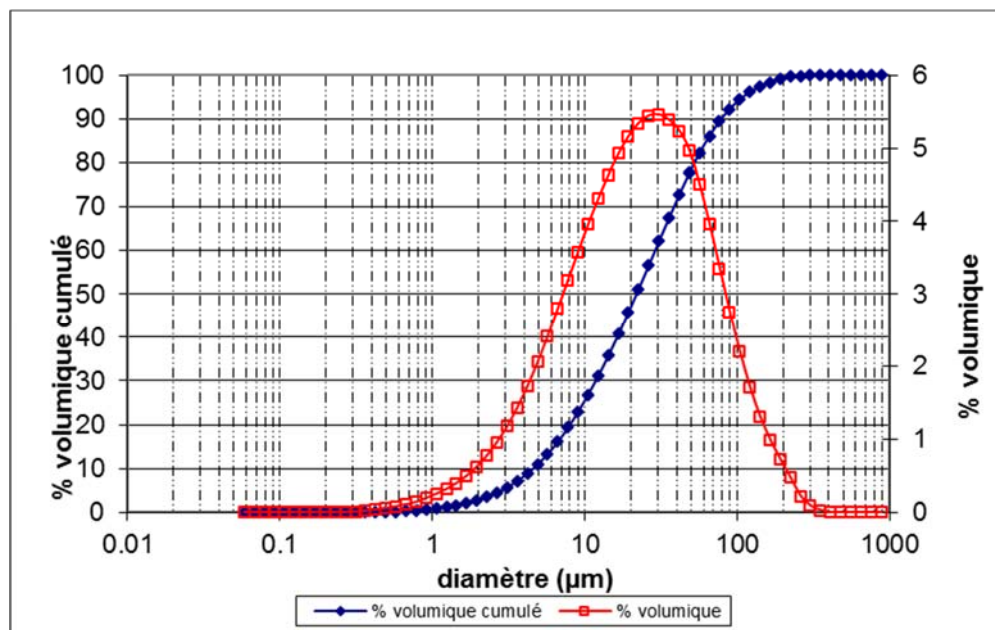


Figure 3-2 Distribution granulométrique des grains du résidu de Westwood

Tableau 3-1 : Propriétés physiques du résidu de Westwood

Paramètre	Unités	Valeur
$C_u = D_{60}/D_{10}$	(-)	6,28
$C_c = D_{30}^2/(D_{60} \cdot D_{10})$	(-)	1,04
$U = (D_{90} - D_{10})/D_{50}$	(-)	3,39
$D_{10}$	( $\mu\text{m}$ )	4,59
$D_{20}$	( $\mu\text{m}$ )	7,98
$D_{30}$	( $\mu\text{m}$ )	11,76
$D_{40}$	( $\mu\text{m}$ )	16,24
$D_{50}$	( $\mu\text{m}$ )	21,77
$D_{60}$	( $\mu\text{m}$ )	28,85
$D_{70}$	( $\mu\text{m}$ )	38,37
$D_{80}$	( $\mu\text{m}$ )	52,33
$D_{90}$	( $\mu\text{m}$ )	78,51

### 3.1.1.2 Surface spécifique

La surface spécifique massique  $S_m$  ( $\text{m}^2/\text{g}$  ou  $\text{m}^2/\text{kg}$ ) quantifie le degré de finesse d'un matériau pulvérulent tel que les résidus ou le liant. Il existe deux méthodes pour déterminer la surface spécifique ( $S_m$ ) d'un échantillon : la perméabilité à l'air (méthode Blaine) et les isothermes d'adsorption (méthode BET = Brunauer, Emmett, et Teller). La méthode Blaine consiste à mesurer

de la finesse des matériaux pulvérulents en estimant le temps mis par un volume d'air donné pour traverser un échantillon ayant une épaisseur définie. La méthode BET, qui est celle utilisée dans cette étude, est intégrée à l'analyseur de surface spécifique Gemini III de Micromeritics®. La technique repose sur la quantification de la différence d'azote liquide entré dans le tube vide et celui entré dans le tube contenant la poudre du résidu à analyser. L'opération s'effectue en deux étapes, dont l'étape de la préparation thermique sous-vide des échantillons et celle du calibrage de l'appareil et du calcul de la surface spécifique ( $S_{m-BET}$ ). La technique est basée sur l'adsorption multicouche de l'azote gazeux à la surface des grains solides et opère des plus grandes surfaces spécifiques des grains grossiers aux plus fins. Toutefois, les deux méthodes ne donnent pas les mêmes résultats.

Une valeur de  $S_{m-BET}$  de  $2.14 \text{ m}^2/\text{g}$  ( $2140 \text{ m}^2/\text{kg}$ ) a été obtenue pour la surface spécifique des résidus de la mine Westwood. Cette valeur est typique de la surface spécifique des résidus provenant des mines de roche dure.

### **3.1.1.3 Densité relative des grains**

La densité relative des grains de matériaux pulvérulents est déterminée à l'aide d'un pycnomètre (qui peut être à l'eau ou à l'hélium). C'est le pycnomètre à hélium AccuPyc 1330 de Micromeritics® qui a été utilisé dans notre cas (Figure 3-3). Ce pycnomètre permet de déterminer, de façon assez précise, le volume d'un échantillon solide de masse connue, permettant de connaître sa masse volumique spécifique,  $\rho_s$ . Pour ce faire, de l'hélium est injecté à une pression de 145 kPa dans un réservoir contenant le matériau, le gaz remplit ainsi la partie vide du réservoir ainsi que la porosité du matériau. Avec le volume et la masse du réservoir connu, l'appareil détermine le volume de l'échantillon et calcule ensuite la masse volumique des grains solides ( $\rho_s$ ). Pour les résidus miniers de la mine Westwood, une densité relative ( $D_R = G_s = \rho_s / \rho_{\text{eau}}$ ) de 2,97 a été obtenue au pycnomètre à l'hélium.



Figure 3–3 Pycnomètre à hélium AccuPyc 1330 de Micromeritics®

#### 3.1.1.4 Analyse chimique élémentaire par spectrométrie à plasma à couplage inductif

L'analyse de la composition chimique d'un échantillon inorganique peut être effectuée à l'aide de la spectrométrie à plasma par couplage inductif-émission atomique ICP-AES (*Inductively Coupled Plasma-Atomic Emission Spectrometry*). La source utilisée dans l'ICP-AES est un plasma généré par couplage inductif. Un plasma est un gaz atomique électriquement neutre, mais très ionisé. Il est constitué d'atomes neutres et d'autant de charges positives que négatives. Le plasma le plus utilisé est le plasma d'argon, car l'argon ne se recombine pas avec les espèces chimiques d'une façon stable et possède un potentiel d'ionisation très élevé, ce qui permet l'excitation de la majorité des ions. Lorsqu'un élément excité retrouve son état fondamental, il y a libération d'énergie sous forme de radiations électromagnétiques à des longueurs d'onde qui sont propres à l'élément. L'intensité de ces radiations est directement proportionnelle à la concentration d'un élément dans la solution analysée. Un détecteur capte et enregistre simultanément les intensités des éléments choisis qui sont converties en concentrations suivant l'étalonnage quotidien. L'échantillon solide à tester doit d'abord être mis en solution grâce à un acide fort ou à un mélange d'acides forts ou par microondes. On parle alors de « minéralisation » ou de digestion. Le pourcentage massique de chacun des éléments choisis est calculé en tenant compte de la masse initiale de l'échantillon, du volume final de la solution ainsi que sa concentration mesurée. Dans cette analyse, la teneur massique des éléments est donnée en mg/kg et peut être convertie en pourcentage. À noter que l'échantillon analysé est un échantillon composite qui a été obtenu à partir de plusieurs échantillons pris dans les différentes chaudières de résidus provenant des barils fournis par la mine Westwood. Le

Tableau 3-2 présente les résultats obtenus pour ces résidus. Le soufre et l'aluminium sont tous deux représentés à 5,6%, suivi du fer, du calcium et du potassium à respectivement 4,9, 2,1 et 1,8%. Les 80% manquants représentent la silice qui n'apparaît pas dans l'analyse chimique.

Tableau 3-2 : Analyses de la composition chimique des résidus de Westwood par ICP-AES

Élément	Unités (mg/kg)	Unités (%)
Al	55800	5,6%
As	<LOD	<LOD
Ba	567	0,1%
Bi	75	0%
Ca	20600	2,1%
Cd	<LOD	<LOD
Co	<LOD	<LOD
Cr	24	0%
Cu	427	0%
Fe	49290	4,9%
K	18200	1,8%
Mg	8235	0,8%
Mn	468	0%
S	55780	5,6%
Ti	1675	0,2%
Zn	153	0%

LOD = *limit of detection*

### 3.1.1.5 Fluorescence des rayons X (FRX)

La fluorescence des rayons X (XRF pour *X-Ray Fluorescence*) est une technique non destructrice qui sert à quantifier la composition élémentaire des échantillons solides et liquides. On utilise les rayons X pour exciter les atomes qui sont dans l'échantillon, ce qui leur fait émettre des rayons X à énergie caractéristique de chaque élément présent. L'intensité et l'énergie de ces rayons X sont ensuite mesurées. Dans cette analyse FRX, la teneur massique des éléments est donnée en mg/kg et peut être convertie en pourcentage. Il faudrait souligner que l'échantillon analysé est un échantillon composite obtenu à partir de plusieurs échantillons pris dans les différentes chaudières de résidus échantillonnés à la mine Westwood. Le Tableau 3-3 montre les résultats obtenus. On observe une prédominance du silicium (Si) à une proportion moyenne de 20%, preuve de

l'abondance du quartz dans les résidus, suivi de l'aluminium (Al) et le soufre (S) à 6% et le fer (Fe) à 5,6%.

Tableau 3-3 : Résultats de l'analyse élémentaire des résidus de la mine Westwood par fluorescence des rayons X

Élément	Test #1		Test #2	
	(mg/kg)	(%)	(mg/kg)	(%)
<b>Al</b>	64590	<b>6,46%</b>	61130	<b>6,11%</b>
Ba	673	0,07%	541	0,05%
<b>Ca</b>	24661	<b>2,47%</b>	22433	<b>2,24%</b>
Co	226	0,02%	229	0,02%
Cu	298	0,03%	333	0,03%
<b>Fe</b>	55544	<b>5,55%</b>	56369	<b>5,64%</b>
<b>K</b>	24751	<b>2,48%</b>	24498	<b>2,45%</b>
Mg	2612	0,26%	3153	0,32%
Mn	564	0,06%	531	0,05%
P	3532	0,35%	3529	0,35%
<b>S</b>	63139	<b>6,31%</b>	60665	<b>6,07%</b>
<b>Si</b>	201925	<b>20,19%</b>	193561	<b>19,36%</b>
Sr	132	0,01%	125	0,01%
Ti	3606	0,36%	3587	0,36%
V	119	0,01%	117	0,01%
Zn	147	0,01%	160	0,02%
Zr	147	0,01%	141	0,01%

### 3.1.1.6 Analyse soufre-carbone

Cette analyse sert à déterminer la teneur en carbone et en soufre dans les échantillons solides. L'échantillon est inséré dans une fournaise à haute température allant de 1250 à 1400°C. La combustion est générée par l'apport d'oxygène gazeux (O<sub>2</sub>), ce qui transforme le soufre en dioxyde de soufre (SO<sub>2</sub>) et le carbone en dioxyde de carbone (CO<sub>2</sub>). Le dioxygène possède une double fonction, soit de permettre la combustion et d'agir comme gaz transporteur. Le gaz généré par la combustion du four à induction passe dans une trappe à poussière et à humidité, soit le perchlorate de magnésium anhydre, afin que le gaz en soit exempt. Ensuite, il passe dans les détecteurs infrarouges sélectifs aux sulfures, soit pour les faibles concentrations et les hautes concentrations, afin d'être quantifié. La durée de l'analyse est généralement entre 40 et 60 secondes. Un système

informatisé calcule et affiche la concentration en carbone total ( $\%C_{total}$ ) et en soufre total ( $\%S_{total}$ ) présent dans l'échantillon. Les résultats obtenus lors de cette analyse sont :  $\%C_{total} = 0,72\%$  et  $\%S_{total} = 5,65\%$ .

Afin de déterminer si l'échantillon est générateur d'acide, une comparaison de la concentration de soufre totale par rapport à celle de carbone est nécessaire. Soit :

- PA : Potentiel de génération d'acide ( $\text{kg } CaCO_3/t$ ) =  $31,25 \times \%S_{total}$
- PN : Potentiel de neutralisation ( $\text{kg } CaCO_3/t$ ) =  $83,3 \times \%C$
- PNN : potentiel net de neutralisation ( $\text{kg } CaCO_3/t$ ) =  $PN - PA$
- RPN =  $PN/PA$
- Si  $RPN < 1$  : échantillon générateur d'acide
- Si  $RPN > 3$  : échantillon non générateur d'acide
- Si  $1 < RPN < 3$  : zone d'incertitude

Avec les valeurs des concentrations en  $\%C_{total}$  et  $\%S_{total}$  obtenues, les calculs donnent  $PN = 59,97 \text{ kg } CaCO_3/t$ ,  $PA = 176,56 \text{ kg } CaCO_3/t$  donc  $RPN = 0,34 < 1$ . Il en résulte que les résidus ont un potentiel de génération d'acide.

### 3.1.1.7 Diffraction aux rayons X

La diffraction des rayons X (DRX) est une méthode d'analyse physico-chimique, destinée à caractériser les matériaux cristallins. On prépare l'échantillon sous la forme d'une poudre ou sous la forme d'une plaquette solide plate. On envoie des rayons X sur cet échantillon, et un détecteur fait le tour de l'échantillon pour mesurer l'intensité des rayons X selon la direction. Les pics de diffraction des rayons X sont produits par interférence constructive d'un faisceau monochromatique de rayons X diffusé à des angles spécifiques de chaque plan réticulaire compris dans l'échantillon. Les intensités des pics sont déterminées par la distribution des atomes à l'intérieur du réseau.

La Figure 3-4 montre les résultats de la caractérisation de l'échantillon de résidus de la mine Westwood qui contient une forte teneur en quartz (47,82%), suivi de la Chlorite (22,08%) et de l'Albite (12,45%). Cependant, le DRX confirme la présence de sulfure (pyrite) à 7,67%.



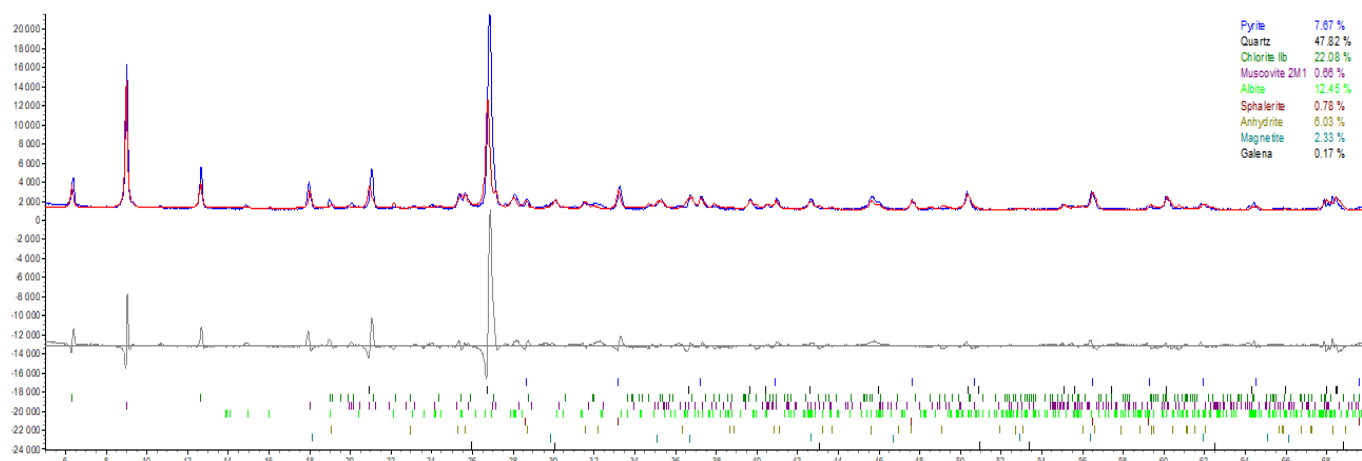


Figure 3-4 : Diffractogramme aux rayons X des résidus de la mine Westwood

### 3.1.1.8 Composition du liant

Dans le cadre de ce projet, le liant utilisé est un mélange de ciment Portland à usage général ou type GU à 20% et de la slag à une proportion de 80% (20% GU/80% Slag). Il faut noter que ce type de liant est le plus couramment utilisé dans l'industrie minière et fait office même de liant de référence car il permet de toujours obtenir de bonnes résistances du remblai, peu importe la chimie de l'eau de mélange et la minéralogie des résidus utilisés. Le Tableau 3-4 présente la composition chimique du ciment GU, de la Slag et du liant composé GU-Slag (à un ratio de 20 :80).

Tableau 3-4 : Composition chimique du liant utilisé (% massique d'oxydes)

Liant	SiO <sub>2</sub> (%)	Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub> (%)	Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub> (%)	CaO (%)	MgO (%)	Na <sub>2</sub> O (%)	K <sub>2</sub> O (%)	TiO <sub>2</sub> (%)	P <sub>2</sub> O <sub>5</sub> (%)	MnO (%)	Cr <sub>2</sub> O <sub>3</sub> (%)	V <sub>2</sub> O <sub>5</sub> (%)
GU	19,3	4,99	2,97	64,3	2,1	0,27	0,50	0,27	0,26	0,12	0,01	0,03
Slag	35,6	10,5	0,65	37,5	11,9	0,46	0,51	0,98	0,93	0,50	<0,01	0,01
GU-Slag	32,34	9,40	1,11	42,86	9,94	0,42	0,51	0,84	0,80	0,42	0,01	0,01

Le liant est composé essentiellement de deux éléments qui représentent 75% du mélange. L'oxyde de calcium (CaO) ou chaux à 42,86% et le dioxyde de silicium (SiO<sub>2</sub>) ou silice à 32,34%.

### 3.1.2 Appareillage de cisaillement direct

Dans le cadre de ce projet, la première partie des essais au laboratoire (Phase I) portera essentiellement sur des essais de cisaillement direct sur des échantillons de remblai en pâte cimenté

d'âge jeune (entre 3 et 7 jours de cure). Pour ce faire, une boîte de cisaillement direct sera utilisée. Les échantillons de remblai fraîchement préparés sont conditionnés dans des moules spéciaux.

### 3.1.2.1 Moules de cisaillement en téflon

Pour les besoins du projet, des moules ont spécialement été conçus et fabriqués chez Plastique G+. Les moules (Figure 3-4), munis d'un trou de forme cylindrique au milieu afin de contenir l'échantillon, sont faits en téflon et conçus pour être utilisés dans les demi-boîtes de la machine de cisaillement direct. La partie cylindrique qui se trouve au centre du bloc a 100 mm de diamètre. Le moule est composé de deux sections, soit la section supérieure et celle inférieure que l'on peut assembler grâce à 4 boulons de 3/8" de diamètre. La partie rectangulaire a une largeur de 181,5 mm, une longueur de 283,1 mm et une hauteur de 159,5 mm, dont 82,8 mm pour la section inférieure et 76,7 mm pour la section supérieure (Figure 3-4).

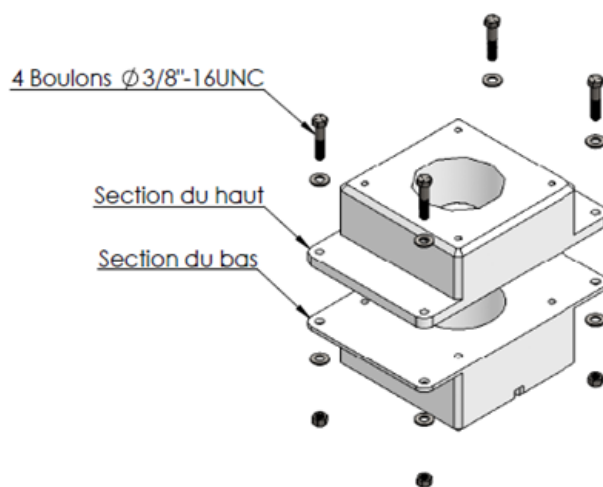


Figure 3-4 Coupe du moule de cisaillement (d'après Plastique G+)

La section supérieure peut être fermée grâce à un bouchon-piston fait en téflon également. La section inférieure est complètement étanche, mais qui est munie d'une petite ouverture de 13,0 mm × 12,7 mm × 15,9 mm qui se trouve dans la partie rectangulaire du moule et qui est reliée à la partie cylindrique par un trou de drainage de 4,8 mm de diamètre et qui traverse le bloc en téflon. Cette ouverture contient un filtre en géotextile pour empêcher que le remblai ne bouche le trou pendant les essais (Figure 3-5). Il faut souligner que l'option d'utiliser un moule spécial, non fourni par le fabricant de la boîte de cisaillement, vient du fait que cette machine a été conçue pour le cisaillement des joints rocheux et non des matériaux meubles comme le remblai en pâte cimentée.

Cette solution permet donc d'utiliser cette boîte de cisaillement de GCTS modèle RDS-200 pour cisaillement du remblai en pâte à n'importe quel temps de cure.

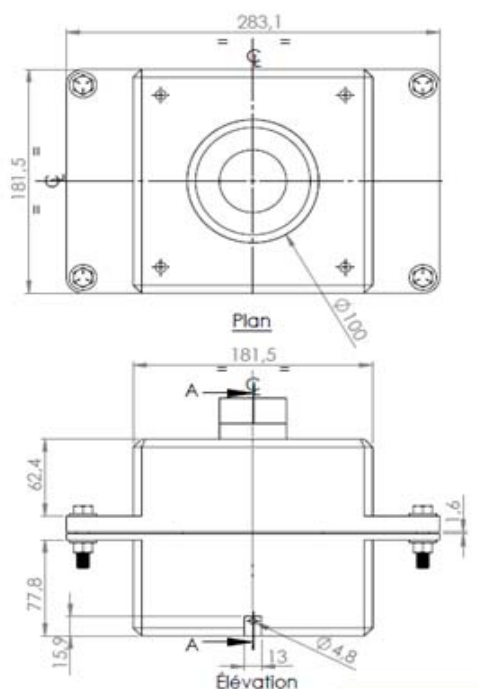


Figure 3–5 Coupe longitudinale et transversale du moule (d'après Plastique G+)

### 3.1.2.2 Boîte de cisaillement direct

Comme mentionné ci-haut, la boîte de cisaillement qui sera utilisé est un produit de GCTS (modèle RDS-200) conçu initialement pour les joints rocheux. La Figure 3-6 représente la boîte de cisaillement direct utilisée pour les essais. Il s'agit d'un système automatisé comprenant un logiciel de configuration et de contrôle des essais et d'un système de basses et de hautes pressions. Dans le cadre de cette étude, les échantillons de remblai seront cisailés avec la configuration des basses pressions. Il s'agit d'un système muni d'un asservissement électro-hydraulique numérique en boucle fermée pour l'automatisation du test de cisaillement et des charges normales. Les échantillons sont conditionnés dans les moules spéciaux décrits ci-dessus.

Par rapport à la boîte de cisaillement direct utilisée, les spécifications données par le fabricant sont les suivantes (GCTS):

- Régulation fermée d'asservissement de la boucle de double action (push/pull), actionneur de charge de cisaillement de 100 kN (10 tonnes) avec une course de 25 mm et 50 kN (5 tonnes) d'actionnement de charge normale avec une course de 25 mm;
- Cadre rigide de réaction de charge normale monté sur des paliers lisses pour minimiser la friction horizontale tout en maintenant la charge normale verticale tout au long du déplacement complet de cisaillement;
- Deux demi-boîtes carrées de 150 mm (6") de côté ;
- Un logiciel pour l'exécution automatique des essais de cisaillement direct avec contrainte normale constante ou une rigidité normale constante;
- Un affichage graphique en temps réel de l'avancement des tests.

Les essais de cisaillement qui seront réalisés dans le présent projet seront des essais à contrainte normale constante ainsi que des essais de cisaillement à déplacement tangentiel cyclique. Avec l'appareil de cisaillement direct GCTS RDS-200, il est possible de réaliser des essais en condition consolidée-drainée. Le mode de chargement de la contrainte (ou la charge) normale peut se faire en une étape (un échantillon par niveau de chargement normal) ou en plusieurs étapes (un échantillon pour tous les niveaux de chargement).

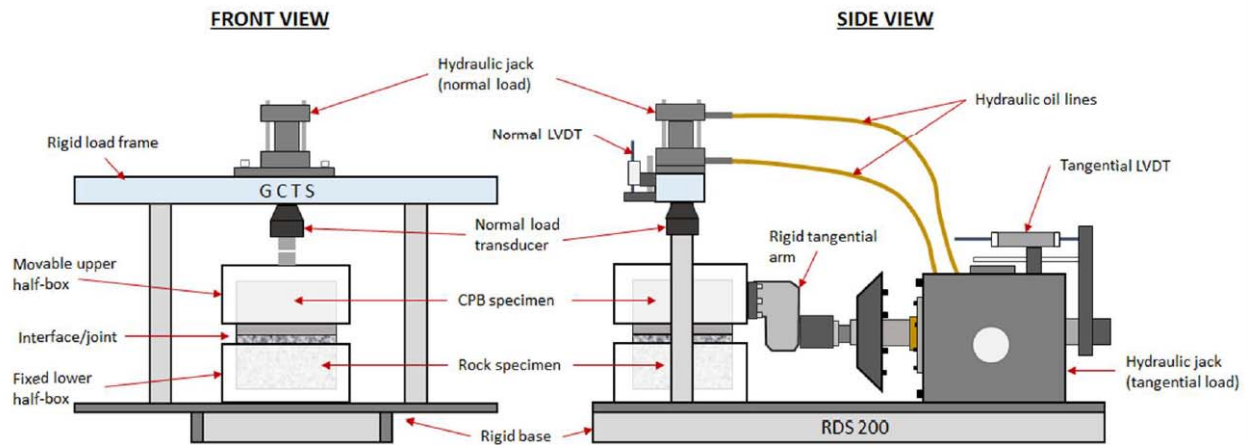


Figure 3–6 Appareil de cisaillement GCTS RDS 200 (Koupouli et al., 2016)

### 3.1.3 Modèle physique de chantier minier et instruments utilisés

Pour la partie 2 des essais au laboratoire (Phase I), un modèle physique de chantier minier a été conceptualisé, fabriqué et instrumenté pour le suivi des pressions développées dans le remblai. Pour pallier aux nombreuses difficultés liées à l'instrumentation et au suivi de l'évolution des pressions dans des chantiers miniers remblayés *in situ*, l'option de construire un modèle physique de chantiers miniers, configurable pour des chantiers de type longitudinal et de type transversal a été choisie. Un tel modèle physique sera entièrement instrumenté à souhait et pourra donc être utilisé soit au laboratoire ou directement dans l'aire d'une usine à remblai d'une mine.

#### 3.1.3.1 *Modèle physique de chantiers miniers configurable*

Ce modèle a des dimensions de 2 m de haut avec une section de 1 m sur 1 m représentant un chantier minier transversal à dimensions réduites (Figure 3-7 et Figure 3-8). Le modèle physique est muni de 2 plaques amovibles en contreplaqué (*plywood*), peut être reconfiguré pour avoir un chantier longitudinal en les retirant. La galerie d'accès de ce modèle a 1 m de long à la base de la barricade et 1,5 m au niveau du toit, soit une longueur moyenne de 1,25 m (barricade est en forme d'un-demi trapézoïde avec un angle de repos de 40° environ et munie d'un drain à sa base). La galerie a une section droite de 60 cm de large sur 40 cm de haut. Le modèle a un volume total de 2,30 m<sup>3</sup> (Figure 3-7 et Figure 3-8).

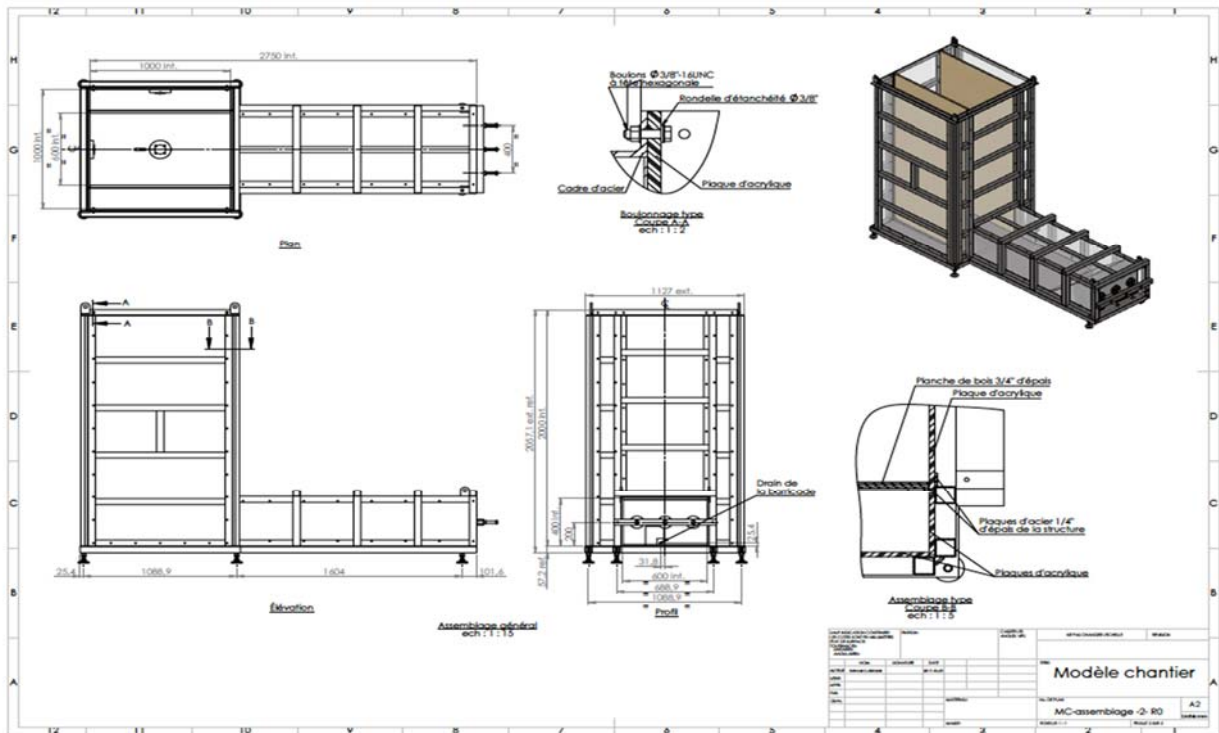


Figure 3–7 Schémas 2D et 3D montrant le modèle physique de chantiers miniers

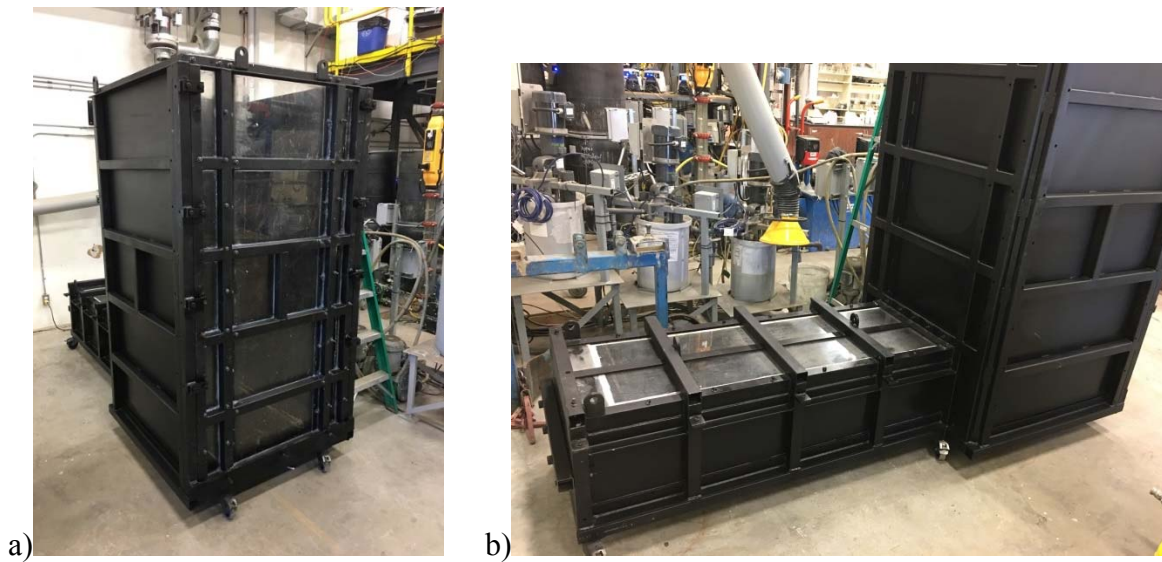


Figure 3–8 Images du modèle physique de chantiers miniers montrant a) une vue avant au niveau du chantier et b) une vue en arrière au niveau de la galerie

Le modèle a été fabriqué par la compagnie Géliko inc. (Rouyn-Noranda) et qui est fait d'une armature en barreaux tubulaires d'acier et les différents assemblages sont par soudure et le tout fermé avec des feuilles d'acier sauf à l'avant du chantier et le dessus de la galerie qui sont recouvert

par des feuilles d'acrylique (Lexan) afin d'avoir un visuel sur le comportement du remblai dans le modèle physique. Le modèle a ensuite été équipé avec 4 cellules de pression totale (TPC) et un piézomètre pour la mesure de la pression interstitielle. La première cellule (TPC-1) a été placée au centre et à la base du modèle physique (mesure de la pression verticale  $\sigma_v$ ), la seconde cellule (TPC-2) a été placée sur la face amont de la barricade située à l'intérieur de la galerie (mesure de la pression sur la barricade  $\sigma_{barricade}$ ) et les deux dernières cellules (TPC-3 et TPC-4) ont été placées à 1 m de la base et sur les deux faces perpendiculaires (mesure des pressions horizontales transversale  $\sigma_{h-trans}$  et longitudinale  $\sigma_{h-long}$ ). Le piézomètre a été placé à l'entrée de la galerie à 20 cm de la base du modèle (Figure 3-9). Tous les instruments ont été fixés solidement de sorte à réduire au maximum leur déplacement lors du remplissage du modèle avec du remblai en pâte cimenté.

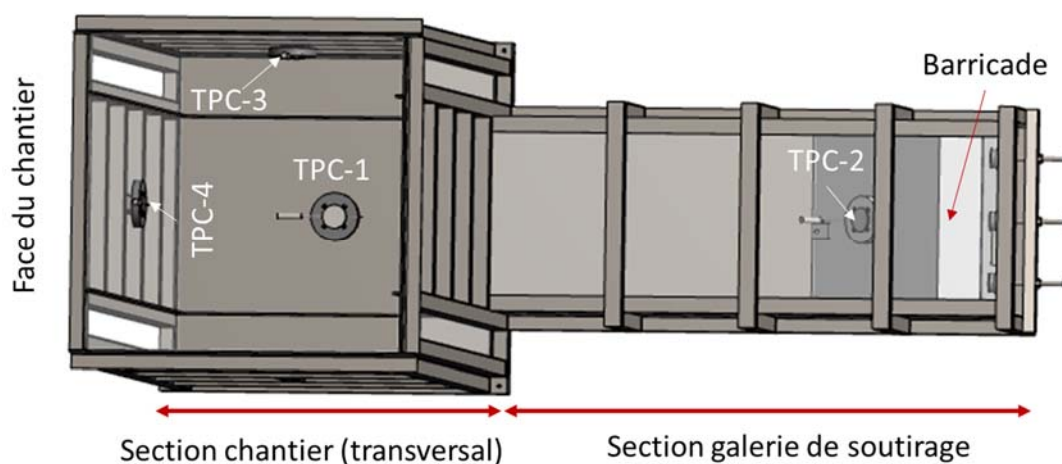


Figure 3-9 Vue du dessus du modèle physique instrumenté

### 3.1.3.2 Cellules de pressions totales (TPC)

Pour la mesure des pressions totales dans les sols, des pressions de contact sur les ouvrages enfouis et les contraintes dans le béton, les cellules de pression totale (TPC) sont adaptées et sont utilisées principalement à cette fin. Tel qu'indiqué par leur fiche technique du fabricant, les cellules TPC sont formées de deux plaques soudées ensemble à leur pourtour et remplies d'huile désaérée dont l'ensemble constitue un coussin de répartition de charge. Elles sont reliées par un tube en acier à un capteur de pression. Ce dernier mesure les variations de pression d'huile causées par la

modification des charges comprimant le coussin. La forme du coussin peut être ronde ou rectangulaire, cette dernière étant principalement destinée à la mesure des contraintes dans les revêtements de tunnel en béton projeté (Figure 3-10). La grande rigidité de l'acier des cellules TPC destine ces dernières à une utilisation dans le sol, le béton et le remblai.



Figure 3–10 Cellules de pression totale (tiré de Roctest)

Le coussin est doté de gorges périphériques d'assouplissement permettant d'améliorer sa souplesse tout en réduisant sa sensibilité aux pressions autres que celles qui sont appliquées perpendiculairement à la face. Les cellules de pression pour le béton sont munies d'un tube de pressurisation qui permet de rétablir le contact entre le coussin et le béton, après la prise de ce dernier. Chaque cellule TPC est munie d'œilletons qui facilitent leur installation et d'une thermistance qui permet la mesure de la température.

Les cellules TPC offrent aussi un large choix d'étendues de mesures avec différents types de capteurs disponibles, mais les TPC à cordes vibrantes sont celles utilisées dans cette étude (Figures 3-10 et 3-11). Elles sont faites d'une construction robuste en acier inoxydable résistant aux environnements rudes tel que les chantiers miniers remblayés et sont en conformité avec la méthode suggérée par l'ISRM (*International Society for Rock Mechanics*). Les cellules TPC ont une excellente étanchéité assurée par joints toriques, un scellement de résine, et ont un signal électrique facile à traiter et à transmettre sur de grandes distances. Elles ont une étendue de mesure (E.M) de  $3000\mu\epsilon$  avec une précision de  $\pm 0,5\%$  E.M et une plage de mesures allant jusqu'à 200kPa.





Figure 3–11 Cellules de pression (TPC) (sous terre à la mine Westwood)

Pour l'estimation des pressions ( $P$ ), il est possible d'utiliser les données recueillies en unité linéaire UL (ou LU pour *linear units*) ou celles en fréquence (Hz). Les relations suivantes de conversion sont fournies par le fabricant de cellules TPC, RocTest :

- Pour les unités linéaires :

$$P = C_F(L - L_0) - C_T(T - T_0) - (B - B_0) \quad (3-1)$$

- Pour les données les fréquences en Hertz :

$$P = C_K(F^2 - F_0^2) - C_T(T - T_0) - (B - B_0) \quad (3-2)$$

Avec  $P$ = pression en kPa;  $L, L_0$ = lecture initiale et lecture courante (UL) ;  $F, F_0$ = lecture initiale et lecture courante (Hz) ;  $T, T_0$ = température initiale et température courante ;  $B, B_0$ = pression barométrique initiale et courante (kPa) ;  $C_F$  = facteur de calibrage pour les unités linéaires ;  $C_K$  = facteur de calibrage pour les unités fréquentielles ;  $C_T$  = coefficient thermique.

Il faut noter que  $C_F$ ,  $C_K$  et  $C_T$  sont toujours fournis par le fabricant sur les feuilles d'étalonnages de chaque cellule TPC, individuellement et on a supposé que  $B = B_0$ .

Lorsqu'il y a augmentation de charge sur le coussin (disque de la cellule), il y a diminution du volume de l'huile à l'intérieur du coussin, car ce dernier sera comprimé. Cette huile est refoulée vers le capteur à corde vibrante à travers la tubulure en acier (Figure 3-10). Ce surplus d'huile

change la fréquence de vibration du fil préalablement calibré. C'est cette différence de fréquence qui est mesurée et transformée en pression totale à l'aide des formules ci-dessus.

Selon une étude réalisée par Daigle et Zhao (2003) dans le but de mesurer l'effet de la température sur les pressions calculées, il en est ressorti que la variation de température a un effet considérable sur les pressions obtenues. Cependant, les cellules utilisées sont des cellules miniatures d'environ 7,6 cm de diamètre alors que dans notre étude les cellules retenues ont un plus grand diamètre qui est de 23 cm. Notons aussi que la pression obtenue est corrigée par les facteurs de température et barométriques. Toutefois, Tesarik et al. (2006) ont montré que l'utilisation du facteur de correction fourni par le fabricant ne représentait qu'un faible pourcentage des effets de la température sur l'instrument car ce facteur de correction compense uniquement le capteur à corde vibrante et non le corps entier de l'instrument. Ces auteurs pensent donc qu'aucune des méthodes de correction n'élimine complètement l'effet de la température sur les lectures de contrainte.

### **3.1.3.3 Piézomètre**

Le piézomètre à corde vibrante a été utilisé (Figure 3-12). Il est conçu pour mesurer la pression interstitielle de l'eau ou celle de tout autre fluide. Il est utilisé essentiellement pour l'auscultation de grands ouvrages tels que les fondations, les tunnels, les excavations. Toutes les composantes du capteur à part la corde vibrante elle-même sont usinées à partir d'acier inoxydable de grande qualité, sélectionnées pour sa souplesse et sa grande résistance à la corrosion. Il utilise un diaphragme flexible soumis à la pression à mesurer. La déflexion du diaphragme est auscultée par une fine corde d'acier tendue et mise en vibration par un électro-aimant.



Figure 3–12 Piézomètre à corde vibrante (tiré de Roctest)

Les variations de la fréquence naturelle de vibration de la corde traduisent fidèlement les variations de la pression. La conception du piézomètre lui confère une grande fiabilité à long terme. La corde est sertie selon une technique éprouvée lui assurant une grande stabilité. L'élément sensible contenant la corde est scellé sous vide afin de protéger celle-ci de la corrosion. Un éclateur au gaz intégré au capteur protège ce dernier des perturbations électromagnétiques. Il est conçu pour être mis en place dans des remblais, en forage ou tubage de petit diamètre. Le diaphragme est protégé par un filtre assurant le découplage mécanique vis-à-vis de la pression effective des grains solides et empêchant l'infiltration de particules. Le piézomètre à corde vibrante est mince, avec 19 mm de diamètre extérieur pour 200 mm de longueur et peut être utilisé dans divers cas soit les structures hydrauliques, murs de soutènement, remblais et barrages. Les relations suivantes de conversion sont fournies par le fabricant du piézomètre :

- Pour estimer la pression interstitielle à l'aide des unités linéaires :

$$P = C_F(L - L_0) \quad (3-3)$$

- À l'aide d'une équation polynomiale en fonction des unités linéaires:

$$P = AL^2 + BL + C' \quad (3-4)$$

Avec  $C' = -AL_0^2 - BL_0$ ;  $P$  = Pression;

$C_F, A, B$  = Facteurs d'étalonnage;  $L, L_0$  = lecture initiale et lecture courante par l'acquisiteur de données.

#### **3.1.3.4 Multiplexer**

Pour la connexion des câbles des différents capteurs, un multiplexeur modèle RT-MUX-16/32 a été utilisé dans le cadre de cette étude car il permet d'augmenter le nombre de voies qu'un enregistreur de données (*datalogger*) peut traiter tout en permettant de réduire les coûts d'un projet d'auscultation en maximisant l'utilisation d'un enregistreur et en minimisant les longueurs de câble requises. Le multiplexeur reçoit les signaux émis par les instruments fonctionnant à corde vibrante, les amplifie et les transmet à l'acquisiteur de données.

Le faible encombrement du multiplexeur permet de le loger dans une boîte de commutation ou une centrale d'acquisition automatique, et ce, sans risque de drainer la batterie de la centrale. Ce type de multiplexeurs peut être utilisé en configuration en série, communément appelée '*daisy-chain*'.

Ainsi, ils pourront être opérés en série en générant des économies en minimisant les longueurs de câble requises pour relier plusieurs multiplexeurs à la même centrale (Figure 3-13).

L'un des avantages de ce type de multiplexeur est sa faible consommation et la possibilité d'alimenter plusieurs paires de capteurs individuellement ou le multiplexeur au complet lorsque l'on prend les mesures. Le multiplexeur peut être utilisé à des températures comprises entre -40 C et 70 C et à des taux d'humidité allant de 0 à 95%. Ce qui est parfait pour les conditions *in situ* d'une mine souterraine. Le multiplexeur modèle RT-MUX-16/32 peut être utilisé dans différents types de structures tels que les barrages, les tunnels et excavations, en auscultation des structures ou en géotechniques. La Figure 3-13 représente le multiplexeur qui est utilisé dans cette étude.

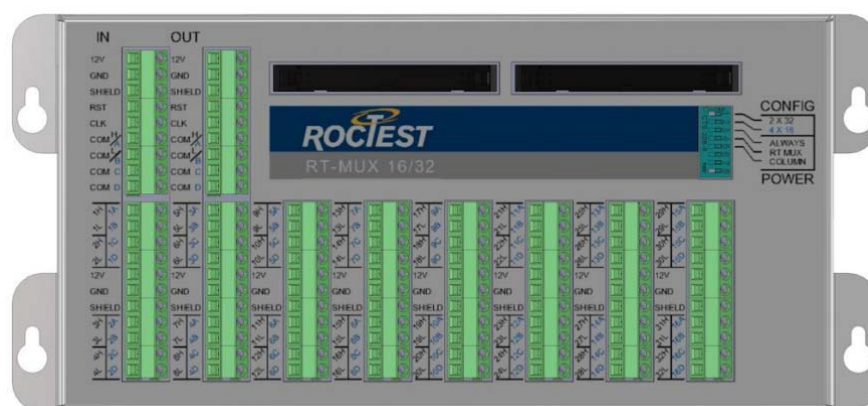


Figure 3–13 Multiplexer RT-MUX-16/32 utilisé dans l'étude

### 3.1.3.5 *Acquisiteur de données (datalogger)*

Le *datalogger* utilisé dans cette étude est le modèle SENSLOG (voir Figure 3-14). Il s'agit d'un système d'acquisition et d'enregistrement de données qui permet la lecture automatique à distance de la majorité des appareils de mesure. Il offre plusieurs options d'acquisition de mesures telles que les modules de stockage amovibles. La fiche technique du fabricant indique que lorsque les appareils de mesure et le système SENSLOG sont raccordés, la présence du personnel d'auscultation n'est plus nécessaire. Toutes les fonctions du système peuvent être contrôlées à distance. Le SENSLOG permet l'enregistrement des données de capteurs situés dans des endroits isolés et difficilement accessibles ou dans des environnements hostiles sujets à d'importantes variations climatiques. Le SENSLOG est fourni avec un jeu complet de logiciels ainsi que des

programmes conçus sur mesure pour chaque application permettant de collecter, traiter, stocker, transférer et analyser les données. La capacité du SENSLOG peut être augmentée de 16 à 255 voies à entrées simples pour chaque module de contrôle et de mesure.

Il faut aussi préciser que parmi les nombreux avantages de ce type de *datalogger*, on peut citer sa capacité à être entièrement programmable sur place ou à distance, son utilisation dans des environnements difficiles. Il est robuste, compact et alimenté par batteries ou panneaux solaires. De plus, sa haute performance technique, sa compatibilité avec la majorité des appareils de mesure, dont tous les capteurs à corde vibrante, et aussi avec le multiplexeur et son boîtier personnalisé disponible. Le *datalogger* SENSLOG peut être utilisé dans le cadre de projets concernant les barrages et ponts, mines et excavations et talus.

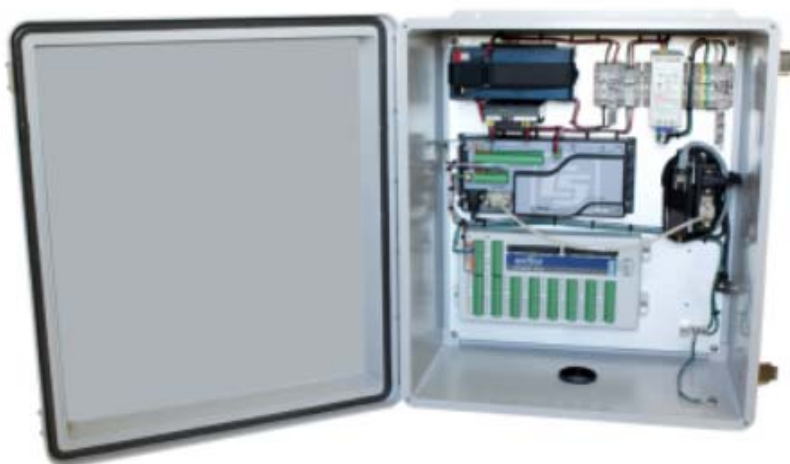


Figure 3–14 Système d'acquisition des données *datalogger* modèle SENSLOG (tiré de Roctest)

### 3.1.3.6 Mélangeur-pompe

Le modèle physique de chantiers miniers instrumenté devra par la suite être rempli avec du remblai en pâte cimenté afin de suivre l'évolution des pressions au cours du temps. Pour ce faire, il est nécessaire de disposer d'un mélangeur (de type mélangeur à béton) et d'une pompe pour transférer les 2,3 m<sup>3</sup> de remblai dans le modèle physique. Dans cette étude, un mélangeur-pompe de la compagnie ChemGrout, modèle CG-500 3C6 *Grout Pump* a été utilisé. Il s'agit d'une pompe volumétrique est une pompe à vis excentrée ayant une pression maximale de 1,8 MPa et un débit maximal de 76 L/min, équipée de deux réservoirs de malaxage de capacité totale de 265 litres et d'une trémie de 57 litres (Figure 3-15).



Figure 3–15 Mélangeur-pompe CG-500-3C6 utilisé (tiré de ChemGrout)

Le mélangeur-pompe est équipé d'une pompe à déplacement positif, équipée d'un rotor hélicoïdal à filetage unique tournant dans un stator à double filetage interne, permettant ainsi l'écoulement continu du fluide à travers les espaces séparés formés entre le rotor et le stator. La pompe et la trémie de retenue de 57 litres sont toutes montées sur un seul patin pour un transport rapide et facile et pour une mise en place et une mise en opération immédiate. La trémie de retenue comprend une tarière interne qui maintient le matériau bien mélangé tout en fournissant la pompe.

Très polyvalent, le modèle CG-500-3C6 peut être utilisé pour diverses applications, y compris les tunnels, les puits, les barrages, l'entretien d'une usine et les travaux géotechniques. La conception unique du réservoir à double mélange permet le pompage continu, car les réservoirs s'alternent pour alimenter la trémie. Ce processus de pompage ininterrompu maximise le dosage de matériaux tels que le ciment, le sable/ciment, et la plupart des coulis pré-ensachés commerciaux. Ce qui est également très bien adapté pour les remblais en pâte cimentés.

### 3.2 Étapes du remblayage d'un chantier minier à la mine Westwood

Le remblayage d'un chantier minier passe par plusieurs étapes essentielles et critiques qui sont, tout d'abord la formulation de la recette de mélange selon le mode de remblayage, puis, la préparation du chantier incluant la construction de la barricade de retenue, la préparation du remblai à l'usine à remblai, le transport du remblai en pâte vers les chantiers de destination, le suivi de la coulée à travers des moniteurs, la mise en place dans le chantier et enfin, le contrôle qualité au fil du temps de ce remblai.

### 3.2.1 Préparation du chantier

Après l'extraction du minerai dans le chantier, la première étape consiste à réaliser un scanner de l'excavation connu sous le nom de CMS (*cavity monitoring system*) qui est une solution de numérisation idéale pour les chantiers permettant à l'opérateur de recueillir des milliers de points pour déterminer la taille, l'orientation et le volume du chantier. Cela permet d'avoir un aperçu de la structure réelle du chantier et des besoins en termes de remblayage.

L'étape suivante consistera à la construction de la barricade de retenue du remblai dans le chantier. Cette barricade doit donc être capable de supporter les pressions exercées par le remblai sans rompre ou générer des fuites. Dans de nombreuses mines souterraines au Québec, les barricades sont généralement construites à partir des stériles tout-venants provenant du développement et qui n'ont pas besoin d'être ramené en surface. Ces stériles sont transportés dans la galerie de soutirage jusqu'à l'épaulement (coude) du chantier à l'aide d'une chargeuse-navette (*scoop*). Ensuite, une plaque de poussée (*push plate*) est utilisée avec le godet du *scoop* afin de pousser les stériles en les ramenant de plus en plus loin et jusqu'au contact du toit de la galerie, tout en les compactant raisonnablement. Par la suite, un second dépôt de stériles est effectué côté aval jusqu'à atteindre le toit de la galerie. Un troisième dépôt de stériles est rajouté au précédent pour ensuite être compacté le long du toit de la galerie sur environ 3 m par rapport à la position au toit de la seconde couche de stériles compactés. Finalement, une couche de béton projeté de 5 cm (2'') à 7,5 cm (3'') d'épaisseur est appliquée le long de la face aval au niveau du toit et une berne de rétention d'environ 1 m de hauteur est construite dans la galerie pour contenir le remblai en cas de rupture ou de fuite au niveau de la barricade (Figure 3–16 et Figure 3–17).



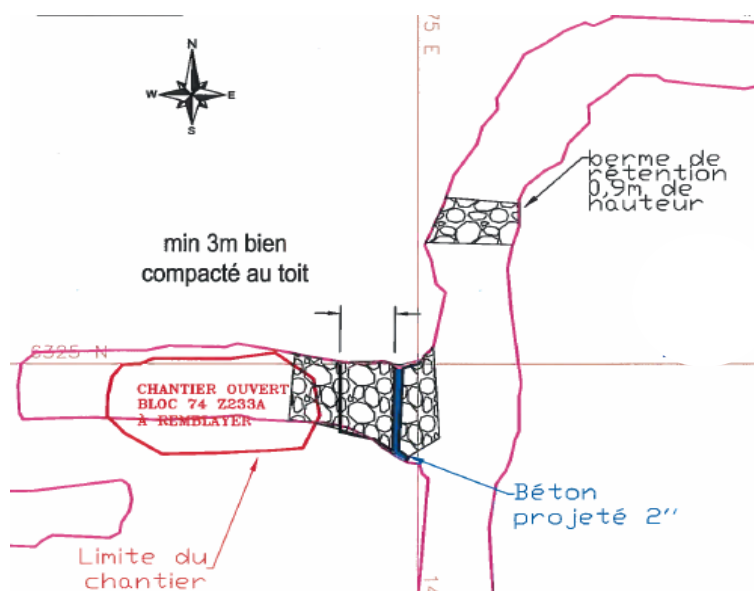


Figure 3-16 Exemple de vue en plan (de dessus) d'un chantier ouvert avant remblayage, ainsi que la barricade de roches stériles et la berme de rétention construites à la mine Westwood (bloc 74 Z233A)

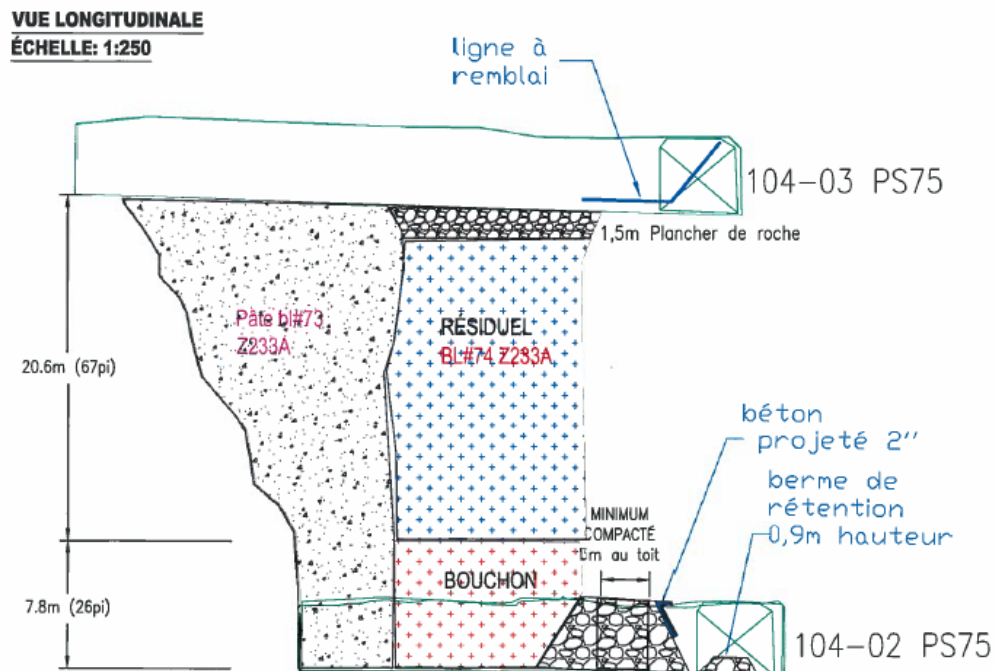


Figure 3-17 Coupe longitudinale d'un chantier du bloc 74 Z233A à la mine Westwood après avoir été remblayé



Il faut noter que les galeries n'ayant pas une géométrie régulière et parfaite, les points faibles seront malgré tout le compactage des stériles constituant la barricade, la faible cohésion ou étanchéité de l'interface entre la barricade et le toit de la galerie (malgré l'application de béton projeté) par laquelle le remblai pourrait fuir, vider le chantier et se déverser dans la galerie (e.g., Evans et al., 2007).

### 3.2.2 Caractéristiques des chantiers miniers à instrumenter à la mine Westwood

Dans le cadre de la Phase II de notre étude, deux chantiers seront instrumentés afin de collecter, en continu, les données sur les pressions développées dans la masse de remblai et dans la galerie de soutirage proche de la barricade de retenue du remblai. Ces deux chantiers présentent des caractéristiques différentes.

#### 3.2.2.1 Formulation des recettes de mélange pour les deux chantiers

Dans cette étude, les deux chantiers de la mine Westwood qui ont été choisis pour être instrumentés sont : le **chantier 83** du niveau 132-03 au 132-04 de la zone Z230C (chantier #83) et le **chantier 76** du niveau 132-04 au 132-05 de la zone Z230C (chantier #76). La formulation des recettes de mélange du remblai est différente pour chacun de ces deux chantiers :

##### ➤ **Pour le chantier #83** (*remblayage avec bouchon et résiduel*):

La consistance du remblai en pâte mesurée par l'affaissement (*slump*) au cône d'Abrams est de 8 ¼ po (209.6 mm) correspondant à un pourcentage solide massique  $C_w$  de 67,4% pour le bouchon et de 7,5 po (190,5 mm) correspondant à  $C_w$  de 68,4% pour le remblai résiduel. Le type de liant utilisé est le liant GU-Slag (20% GU et 80% Slag) à un taux massique  $B_w$  de 6% dans le bouchon et de 4% dans le remblai résiduel.

##### ➤ **Pour le chantier #76** (*remblayage en continu*):

Puisque ce chantier sera remblayé en continu, il n'existe qu'une seule recette pour le remblai. La consistance du remblai en pâte mesurée par l'affaissement (*slump*) au cône d'Abrams est de 7,5 po (190,5 mm) correspondant à  $C_w$  de 67,3%. Le même type de liant GU-Slag (20% GU et 80% Slag) a été utilisé à un taux massique  $B_w$  unique de 4%.

### 3.2.2.2 Cages instrumentées

Dans le but de placer les instruments dans les chantiers, des cages de forme cubique de  $1\text{ m} \times 1\text{ m} \times 1\text{ m}$  de côté ont été fabriquées avec une armature en acier afin de leur conférer une masse suffisante, réduisant ainsi leur déplacement ou rotation éventuel lors du remblayage. Les 6 faces de chaque cage ont été recouvertes de grillage, soudé à la structure d'armature en acier (Figure 3-18). L'emplacement des cellules TPC est en rapport avec les axes de mesure des pressions désirées. Tout d'abord, la pression verticale ( $\sigma_v$ ) qui est mesurée selon l'axe vertical avec la cellule placée sur le haut. Ensuite, la contrainte horizontale longitudinale ( $\sigma_{h\text{-}long}$ ) est mesurée selon l'axe longitudinal parallèle aux épontes et enfin la contrainte horizontale transversale ( $\sigma_{h\text{-}trans}$ ), mesurée selon l'axe transversal qui est perpendiculaire aux épontes.

Selon le fabricant (RocTest), les cellules TPC doivent être distancées entre elles à au moins 4 fois la taille du diamètre du coussin afin d'éviter les interférences qui pourraient affecter les résultats obtenus, ce qui fait 92 cm. Les cellules TPC montées sur les cages dans le cadre de cette étude sont situées à plus de 1 m l'une de l'autre et fixées à l'aide de plusieurs points d'ancrage sur le grillage afin de les garder fermement en place. Les piézomètres ont été fixés en plein centre des cages et localisées à 50 cm de la base des cages.

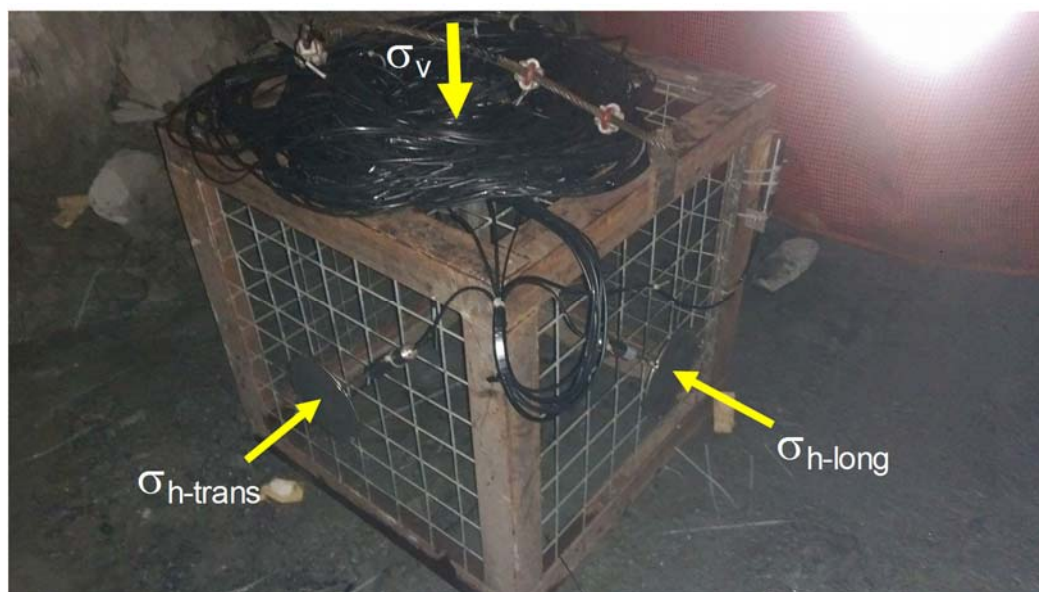


Figure 3-18 Exemple d'une cage instrumentée sous terre à la mine Westwood

### 3.2.2.3 Caractéristiques du chantier #83 à la mine Westwood (premier chantier)

Tel que mentionné ci-dessus, le premier chantier qui sera remblayé est le chantier #83 situé entre les niveaux 132-03 au 132-04, qui est localisé dans la zone Z230C qui est dans la partie inférieure de la mine à une profondeur d'environ 1250 m de la surface du sol. Il a des dimensions de 30 m de hauteur (H), 4 m de large (B) et 12 m de long (L). La galerie d'accès a une dimension de 4,5 m de large (w) sur 4,5 m de haut (h). Ce chantier transversal a été choisi, car il est le dernier de la séquence de minage. Cela permettra d'éviter les différents événements qui pourraient avoir des interférences avec les résultats obtenus. Ces événements sont principalement les vibrations dues au sautage à proximité ou le changement du champ de contraintes causé par l'exploitation des chantiers adjacents (Figure 3-19 et Figure 3-20).

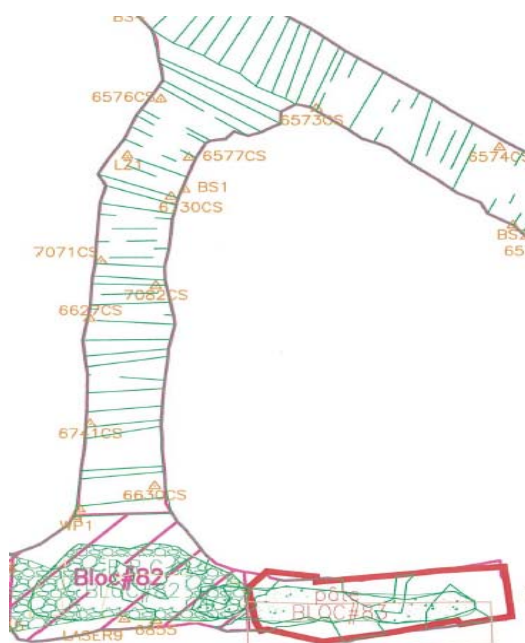


Figure 3–19 Localisation en bas du bloc 83, 132-03 au 132-04 Z230C (mine Westwood)

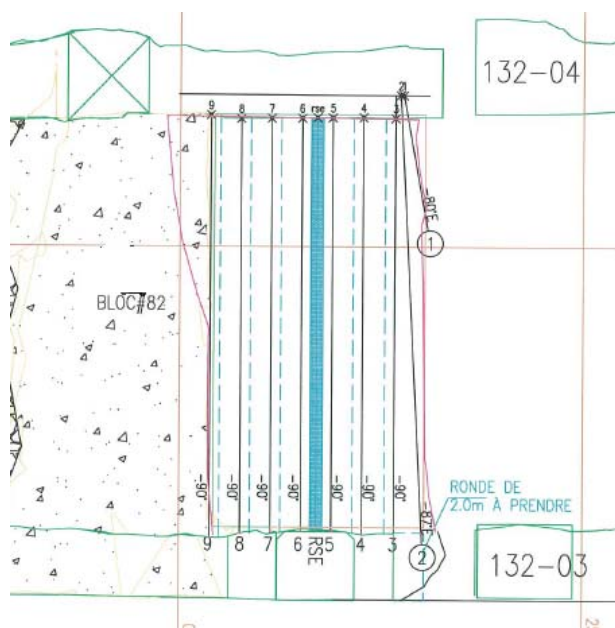


Figure 3-20 Coupe longitudinale du bloc 83, 132-03 au 132-04 Z230C (mine Westwood)

Le bloc 82 partage une face en contact avec le bloc 83 qui est déjà remblayé à base de remblai rocheux cimenté. Le minerai extrait de ce chantier est estimé à environ 4460 tonnes.

#### 3.2.2.4 Caractéristiques du chantier #76 à la mine Westwood

Le second chantier qui sera remblayé à la mine Westwood est le chantier #76. Ce chantier, comme le chantier #83, est un chantier transversal, situé entre les niveaux 132-04 au 132-05, qui est dans la partie inférieure de la mine à une profondeur d'environ 1210 m de la surface du sol. Il a des dimensions de 30 m de hauteur (H), de 6 m de large (B) et 12 m de long (L). La galerie a une dimension de 4,5 m de large sur 4,5 m de haut. Ce chantier, comme celui du #83, a été choisi pour les mêmes raisons. Cependant, les chantiers de part et d'autre ont été remblayés avec du RPC (Figure 3-21 et Figure 3-22). Une quantité de 6430 tonnes a été soutirée de ce chantier.

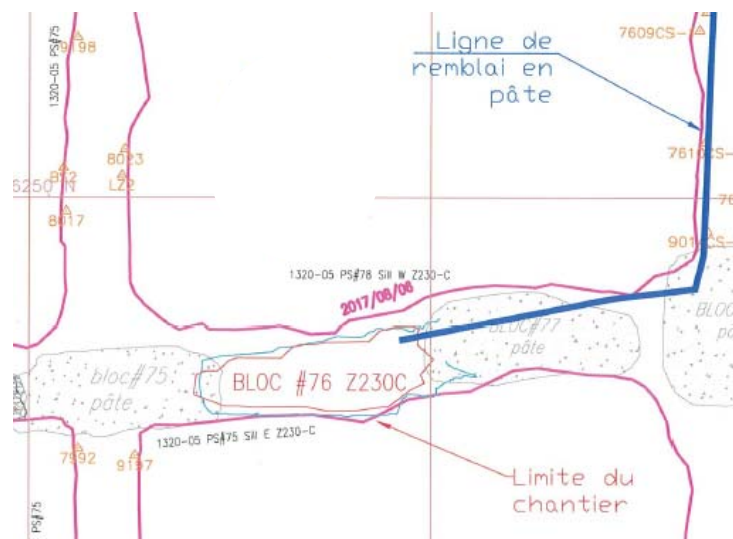


Figure 3–21 Localisation en haut du bloc 76, 132-04 au 132-05 Z230C (mine Westwood)

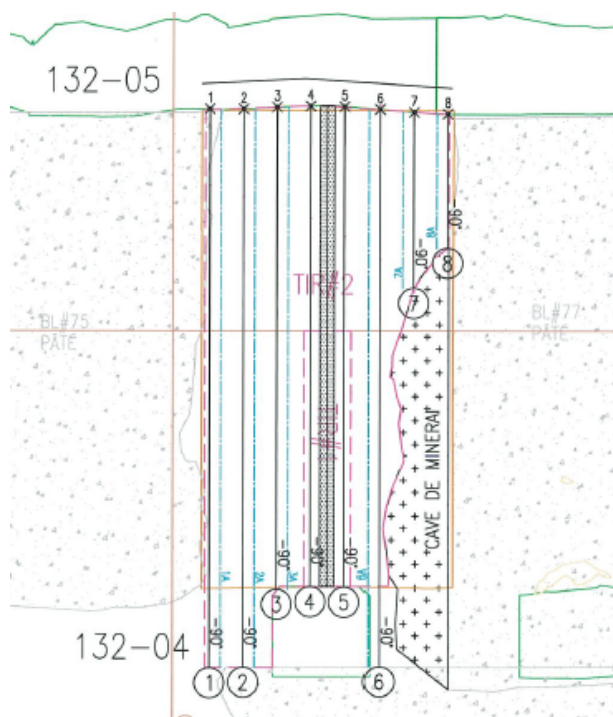


Figure 3–22 Coupe longitudinale du bloc 76, 132-04 au 132-05 Z230C (mine Westwood)

### 3.3 Programme expérimental

#### 3.3.1 Essais de cisaillement direct au laboratoire

##### 3.3.1.1 Préparation du remblai en pâte cimenté

L'étape préliminaire avant la préparation du remblai est la caractérisation de ses constituants que sont les résidus miniers, l'eau et le liant. Après cela on peut procéder aux calculs des mélanges à préparer. Les quantités requises sont ainsi mélangées à l'aide d'un malaxeur de marque Hobart (Figure 3-23). Ce mélangeur est constitué d'une tige en forme d'ancre qui fait des mouvements de rotation sur elle-même à trois différentes vitesses choisies, dans une cuve d'environ 30 L où les différents ingrédients du remblai sont placés. On procède à l'ajout progressif des ingrédients avec le malaxeur en marche en introduisant tout d'abord l'eau et le liant qui sont malaxés pendant 2 minutes, et ensuite on ajoute les résidus et on laisse le mélangeur tourner pendant 10 minutes. Le remblai obtenu est coulé dans les moules spéciaux conçus pour les essais de cisaillement direct et entreposé dans une chambre humide ayant un taux d'humidité de plus de 90% avec une température variant entre 22 et 24°C.



Figure 3–23 Photo du mélangeur Hobart

### 3.3.1.2 Préparation des éprouvettes d'essais

Dans le cadre de notre étude, un seul type de liant qui est le même que celui utilisé par la mine Westwood a été utilisé. Il s'agit du liant GU/Slag (20%/80%). Deux taux massiques de liant ( $B_w$ ) ont été utilisés, soit 4% et 6% de la masse des résidus secs. Pour chaque taux de liant, trois niveaux de contraintes normales seront appliqués lors des essais de cisaillement direct : 100, 150 et 200 kPa. Trois temps de cure ont été testés : 3, 5 et 7 jours et tous les mélanges seront préparés à un pourcentage solide fixe  $C_w=70\%$ . Le Tableau 3-5 présente la synthèse des différents essais de cisaillement direct qui seront effectués. Au total, 36 essais de cisaillement direct seront réalisés sur des échantillons de remblai en pâte.

Tableau 3-5 : Récapitulatif des essais de cisaillement

Type de liant	Pourcentage solide C <sub>w</sub> (%)	Taux e liant B <sub>w</sub> (%)	Contraintes normales σ <sub>n</sub> (kPa)	Nombre de moules (N <sub>m</sub> )	Nombres d'essais
GU/Slag(20/80)	70%	4%	100	2 ×3 temps	6
			150	2 ×3 temps	6
			200	2 ×3 temps	6
		6%	100	2 ×3 temps	6
			150	2 ×3 temps	6
			200	2 ×3 temps	6
Total					36

## 3.3.2 Remblayage du modèle physique de chantier minier au laboratoire

### 3.3.2.1 Calibrage des instruments du modèle physique

Comme il a été précisé dans les sections précédentes, le modèle a été équipé avec des cellules de pression et d'un piézomètre. Afin de s'assurer de la tendance, la stabilité, la fiabilité et l'exactitude des mesures à venir sur les remblais en pâte, un calibrage des instruments a été nécessaire. Pour ce faire, il fallait utiliser un matériau dont les différentes propriétés sont bien connues. Dans le cadre de notre étude, l'eau a été choisie pour remplir le modèle physique jusqu'à une hauteur de 1,80 m. Les cellules TPC et le piézomètre ont été connectés au multiplexer qui lui-même, était relié au

*datalogger*. Les données ont été enregistrées à un intervalle de temps de 1 minute. La Figure 3-24 présentent les résultats des pressions enregistrées.

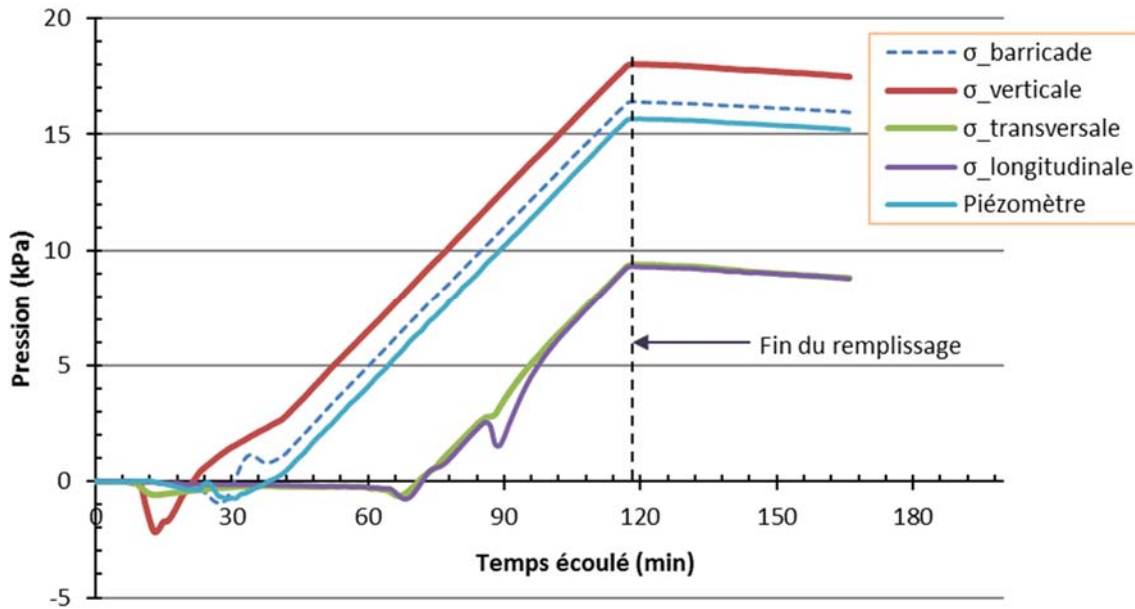


Figure 3–24 Courbe des pressions dans le modèle physique rempli d'eau

La hauteur de 1,8 m de colonne d'eau a été atteinte après deux heures de temps qui marque la fin du remplissage. La baisse à la fin du remblayage est due à une perte d'eau à travers les joints du modèle (fuite). Des résultats obtenus, il ressort que :

$$\sigma_{verticale} = 18 \text{ kPa}, \sigma_{transversale} = 9 \text{ kPa}, \sigma_{longitudinale} = 9 \text{ kPa} \quad (3.5)$$

$$\sigma_{barricade} = 16 \text{ kPa}, \text{ piézomètre} = 16 \text{ kPa} \quad (3.6)$$

Les calculs théoriques donnent :

$$\sigma_{vertical} = \gamma_w h = 9.81 \times 1.8 = 18 \text{ kPa}$$

$$u_{piézo} = \gamma_w h = 9.81 \times (1.8 - 0.2) = 16 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{barricade} = \gamma_w h = 9.81 \times (1.8 - 0.12) = 16 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{trans/long} = \gamma_w h = 9.81 \times (1.8 - 0.9) = 9 \text{ kPa}$$



Les calculs théoriques ont supposé que le piézomètre était à 20 cm de la base, le cellule TPC sur la face amont de la barricade à 12 cm de la base et les cellules TPC transversale et longitudinale à 90 cm du bas (au lieu de 1 m). On peut donc dire que les cellules de pressions fonctionnaient bien.

### 3.3.2.2 Remblayage du modèle physique

Pour remblayer le modèle physique, le mélangeur-pompe a été utilisé pour d'abord malaxer le remblai en pâte, puis le pomper. Comme l'illustre la Figure 3-25, il faut d'abord homogénéiser les résidus dans le premier réservoir, puis les transférer dans le second réservoir. Lors du transfert, l'ajout du liant et de l'eau est nécessaire pour atteindre le pourcentage solide désiré (ici,  $C_w = 70\%$ ). Lorsque le remblai est en cours de malaxage, le premier réservoir est rempli de résidus en état d'homogénéisation. Après 10 minutes de malaxage du remblai dans le second réservoir, il est pompé dans le modèle physique à travers un tuyau flexible (boyau) de 5 cm de diamètre. Le mode de remblayage adopté est la même séquence de remblayage par lot (batch) rencontrée dans l'industrie minière.



Figure 3–25 Préparation du remblai dans le mélangeur-pompe

Le modèle physique a ainsi été remblayé avec du remblai en pâte préparé avec le liant GU/Slag (20%/80%) à un taux massique  $B_w$  de 6% de la masse des résidus secs et un pourcentage solide cible  $C_w=70\%$  pour la pâte finale. Après le remplissage total du modèle physique (Figure 3-26),

l'ensemble est laissé pour un temps de cure de 12 jours au cours duquel l'acquisition des données se faisait à un intervalle de temps de 1 minute.



Figure 3–26 Remblayage du modèle physique de chantiers avec du remblai en pâte cimenté :  
début de la coulée (gauche) et fin de la coulée (droite)

### 3.3.3 Remblayage des chantiers miniers sous terre (*in situ*)

#### 3.3.3.1 Remblayage du chantier #83 à la mine Westwood

Tout d'abord deux (2) cages instrumentées ont été placées dans le chantier à l'aide d'une chargeuse-navette en mode téléguidé. La première cage a été placée au centre du chantier pour y mesurer les pressions selon les 3 axes (vertical, longitudinal et transversal), et la seconde cage a été placée 10 m plus loin dans la galerie, au niveau de la barricade. Les câbles reliant les instruments ont été introduits dans un tuyau en acier qui a par la suite été bouché et accroché sur le côté au mur (Figure 3-27). Après avoir installé les cages instrumentées dans le chantier #83, il s'en est suivi le remblayage du chantier.



Figure 3–27 Cages instrumentées dans le chantier #83

Par la suite, une barricade de 3 m de long au toit ( $L_{\text{toit}}$ ) et 9 m de long à la base ( $L_{\text{base}}$ ), a été construite à l'arrière de la seconde cage placée dans la galerie. Pour la construction de la barricade, de roches stériles ont été transportées et déversées dans la galerie, puis une *push plate* est utilisée pour entasser et compacter les stériles jusqu'au toit. Ensuite, il s'en suit le compactage au toit sur toute la longueur de la barricade et enfin l'ajout final pour compléter l'ouvrage (Figure 3-28). Sur la barricade, du béton projeté d'une épaisseur d'environ 5 cm a été appliqué du toit au plancher pour empêcher tout écoulement éventuel du remblai.

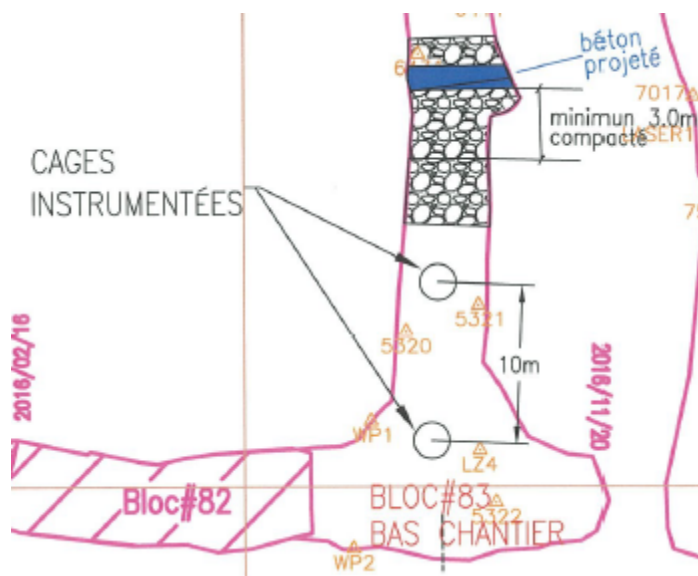


Figure 3–28 Localisation des cages instrumentées et de la barricade au bas du bloc 83

Le chantier #83 a été remblayé en deux séquences :

- Le remblayage du bouchon à 6% d'agent liant (20 % ciment, 80% Slag) pendant 20 heures avec 1100 tonnes de remblai, à un débit volumique de  $32 \text{ m}^3/\text{h}$  et une hauteur de remontée moyenne de  $0,46 \text{ m/h}$  sur 7,4 m.
- Une période de cure de 23 heures. Pendant cette période de cure il n'y a aucune coulée.
- Le remblayage du résiduel à 4 % d'agent liant (20 % ciment, 80% Slag) pendant 30 heures avec 1825 tonnes de remblai, à un débit de  $68,2 \text{ m}^3/\text{h}$  et une hauteur de remontée moyenne de  $0,74 \text{ m/h}$  sur 21 m. Notons que l'affaissement est d'environ 21cm (8'') (Figure 3-29).

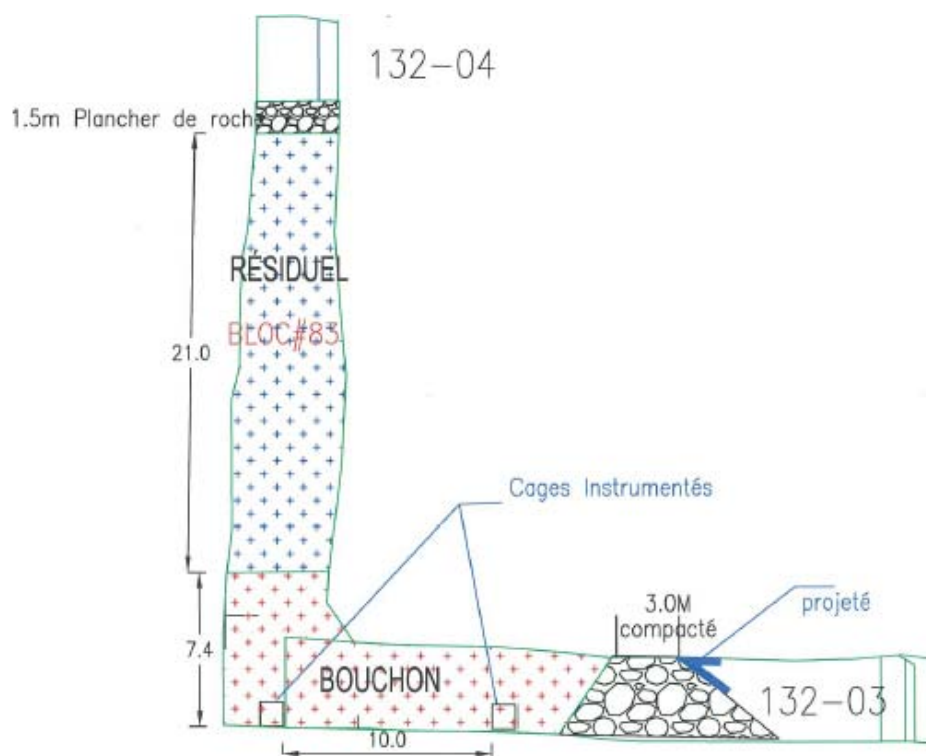


Figure 3–29 Coupe longitudinale du chantier #83 remblayé après son instrumentation

La masse totale de remblai coulé est de 2925 tonnes et le remblayage a été stoppé à 1,5 m du plancher supérieur, puis complété avec des roches stériles pour permettre la circulation des engins miniers passant par-dessus ce remblai (cf. Figure 3-29). Les lectures collectées par l'acquisiteur de données (*datalogger*) ont été prises à un intervalle de 5 min. Cependant, pour une raison de mauvaise communication et après avoir bien signifié sur les plans et devis de ne débuter le remblai qu'après approbation de l'ingénierie pour permettre la mise en marche du système d'acquisition, les opérateurs ont débuté le remblayage un jour plus tôt. Un retard de 17 h entre le début du remblayage du bouchon et la mise en marche du système a donc été accusé.



### 3.3.3.2 Remblayage du chantier #76

Pour le second chantier (#76), une méthode d'installation différente a été adoptée. Aussi, une seule cage instrumentée a été utilisée. Un système de poulie a été installé au toit du niveau supérieur avant le sautage du chantier. Par la suite, le bout du câble passant par l'anneau de la poulie a été accroché à la cage instrumentée et ensuite déroulé le second bout afin de faire descendre la cage dans le chantier jusqu'au plancher du niveau inférieur (Figure 3-30).

La cage instrumentée a été positionnée de sorte que les cellules TPC puissent mesurer les pressions selon les trois axes de mesure comme celles du chantier précédant (vertical, transversal, longitudinal). Les câbles des instruments sont remontés par le niveau supérieur pour être connectés au multiplexeur et par la suite au *datalogger*. Cependant, la barricade, qui dans le cas précédent était située à 10 m dans la galerie, a été construite directement à l'entrée de l'épaulement. Ceci se justifie par le fait que le chantier #76 sera remblayé en continu, sans interruption. C'est la raison pour laquelle il n'y avait pas de cage instrumentée dans la galerie.

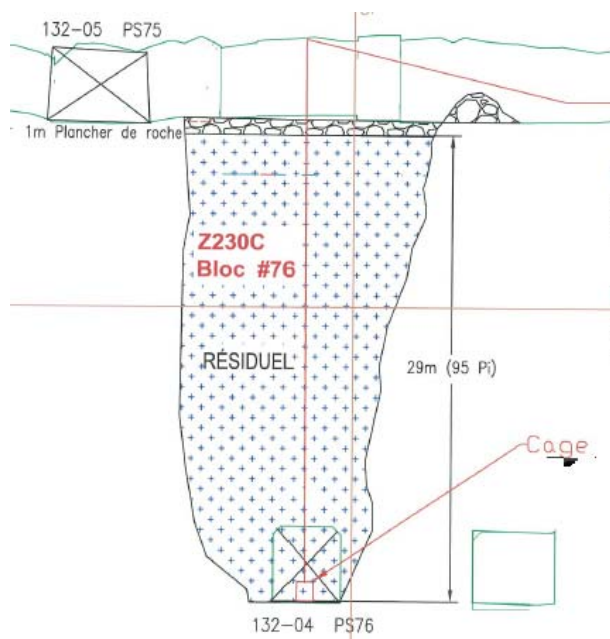


Figure 3–30 Coupe longitudinale du chantier #76 remblayé après son instrumentation

Le remblayage a été fait en une seule avec du résiduel à 4 % d'agent liant (20 % ciment, 80% Slag) pendant 60 heures avec 4440 tonnes de remblai à un débit volumique moyen de  $41 \text{ m}^3/\text{h}$  et une hauteur de remontée moyenne de  $0,5 \text{ m/h}$  sur 29 m. Notons que l'affaissement au cône était d'environ 21 cm (8'').

Il faudrait souligner que pendant la coulée, quelques heures d'arrêt ont été observées pour pallier des réparations à l'usine de remblai. Ce qui fait qu'après 4 heures de coulée, il y'a eu une pause de 2 heures suivie par une coulée d'une heure. Par la suite, un arrêt d'environ une heure a été observé avant le remblayage final jusqu'au remplissage total du chantier. L'acquisition des données a été faite à un intervalle de 5 minutes.

### 3.3.4 Déduction des paramètres mécaniques intrinsèques à partir des différentes mesures de pression

À partir des mesures des pressions (dans le chantier et dans le modèle physique de chantier), il est possible d'utiliser les lois fondamentales pour en déduire les paramètres élastiques et mécaniques du remblai en pâte cimenté. Soit  $\sigma_b$  la pression totale sur la barricade ( $\sigma'_b$  la pression effective),  $\sigma_v$  la pression totale verticale ( $\sigma'_v$  la pression effective),  $\sigma_{hT}$  la pression horizontale transversale totale ( $\sigma'_{hT}$  la pression effective),  $\sigma_{hL}$  la pression horizontale longitudinale totale ( $\sigma'_{hL}$  la pression effective), et  $u$  la pression interstitielle. Les pressions totales sont mesurées à l'aide des cellules TPC tandis que la pression interstitielle est mesurée à l'aide d'un piézomètre.

#### 3.3.4.1 Inférence du coefficient de Poisson

En considérant que pour chaque mesure de pression le remblai est considéré comme élastique, isotrope et dans un état au repos, c'est-à-dire que la pression horizontale serait une fraction de la pression verticale. Cette fraction correspond au coefficient de poussée des terres au repos  $K_0$ . Ce coefficient est donné par la relation suivante :

$$K_0 = \frac{\nu}{1-\nu} = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v} = \frac{\sigma_h - u}{\sigma_v - u} \quad (3-7)$$

Il faut noter que la pression horizontale  $\sigma_h$  pourrait être la transversale  $\sigma_{hT}$  ou la longitudinale  $\sigma_{hL}$ . Aussi, de l'équation (3-7) on peut facilement obtenir la valeur du coefficient de poussée au repos (aucun mouvement apparent dans la masse de remblai)  $K_0$  que l'on utilisera pour estimer la valeur du coefficient de Poisson ( $\nu$ ) qui est donné par la relation suivante :

$$\nu = \frac{K_0}{1 + K_0} \quad (3-8)$$

### 3.3.4.2 Inférence du module de Young $E$

En admettant que le remblai peut se drainer au fur à mesure de sa mise en place (consolidation), il devrait alors se produire une variation de la hauteur remblayée au cours du temps et qui au tassement ( $\Delta H$ ). Connaissant la hauteur de remblai ( $H_0$ ), on peut en déduire la déformation verticale ou volumique  $\varepsilon_v$  comme suit :

$$\varepsilon_v = \frac{\sigma'_v}{E} + \frac{\nu \sigma'_h}{E} = \frac{\Delta H}{H_0} \quad (3-9)$$

La connaissance de la déformation verticale  $\varepsilon_v$  (grâce à l'utilisation d'un tassomètre par exemple) permet de déterminer le module de Young  $E$  avec l'équation suivante :

$$E = \frac{\sigma'_v}{\varepsilon_v} + \frac{\nu \sigma'_h}{\varepsilon_v} \quad (3-10)$$

Sachant que le coefficient de Poisson ( $\nu$ ) a préalablement été déterminé (équation 3-8), alors possible de calculer le module de cisaillement ( $G$ ) et le coefficient de compressibilité ( $K$ ) comme suit :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad \text{et} \quad K = \frac{E}{3(1-2\nu)} \quad (3-11)$$

### 3.3.4.3 Inférence de l'angle de frottement interne effectif ( $\phi'$ )

Le coefficient de poussée des terres pour des sols fins normalement consolidés comme cela pourrait être le cas des remblais en pâte cimenté, le coefficient de poussée au repos  $K_0$  peut être calculé à l'aide de la formule de Jaky (1944), comme suit :

$$K_0 = 1 - \sin \phi' \quad (3-13)$$

De l'équation de Jaky (équation 3-13), on peut en déduire l'angle de frottement interne  $\phi'$  comme suit :

$$\phi' = \sin^{-1}(1 - K_0) = \sin^{-1}\left(1 - \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v}\right) \quad (3-14)$$

## CHAPITRE 4 RÉSULTATS

Ce chapitre présentera dans un premier temps les résultats des différents essais de cisaillement direct sur des échantillons après leur cure, suivie de la présentation des résultats des mesures de pressions dans le modèle physique et dans les chantiers miniers #83 et #76.

### 4.1 Résistance au cisaillement du remblai d'âge jeune

Rappelons que les remblais dans les moules spéciaux ont été préparés à des taux de 4% et 6% du type de liant GU/Slag (20%/80%) et à un pourcentage solide  $C_w = 70\%$ . Les temps de cure de 3, 5 et 7 jours ont été considérés pour les essais de cisaillement direct. Aussi, les contraintes normales appliquées aux échantillons pour le cisaillement direct sont de l'ordre de 100, 150 et 200 kPa. Ces valeurs de contrainte correspondent à la plage des pressions mesurées généralement dans les chantiers miniers remblayés.

#### 4.1.1 Résultats du cisaillement direct du remblai à 3 jours de cure

Les courbes de contrainte de cisaillement en fonction des déplacements tangentiels obtenus à des taux de liant de 4% et à 6% sont illustrées sur la Figure 4-1. On observe qu'avec les deux taux de liant le remblai présente un comportement élasto-plastique avec un léger radoucissement post-pic pour  $B_w = 4\%$  et un plateau résiduel pour  $B_w = 6\%$ . Ce phénomène serait probablement attribuable à l'effet de la proportion de liant.

La Figure 4-2 montre les courbes de déplacement normal-déplacement tangentiel. Ces courbes indiquent, de façon générale, un comportement contractant ou dilatant, en conformité avec l'allure des courbes contrainte-déplacement tangentiel. Le Tableau 4-1 fait la synthèse des paramètres dérivés des courbes précédentes, à savoir la résistance au cisaillement ou contrainte de cisaillement au pic ( $\tau_p$ ), le déplacement tangentiel au pic ( $U_p$ ) et la raideur tangentielle ( $K_s$ ).

Tableau 4-1 Synthèse des paramètres du remblai à 4% de liant et un temps de cure de 3 jours

Remblai à 4% du liant GU/Slag (20/80) après 3 jours de cure			
$\sigma_n$ (kPa)	$\tau_p$ (kPa)	$U_p$ (mm)	$K_s$ (kPa/mm)
100	177,5	0,86	244
150	206,7	1,38	51
200	260,3	1,45	385



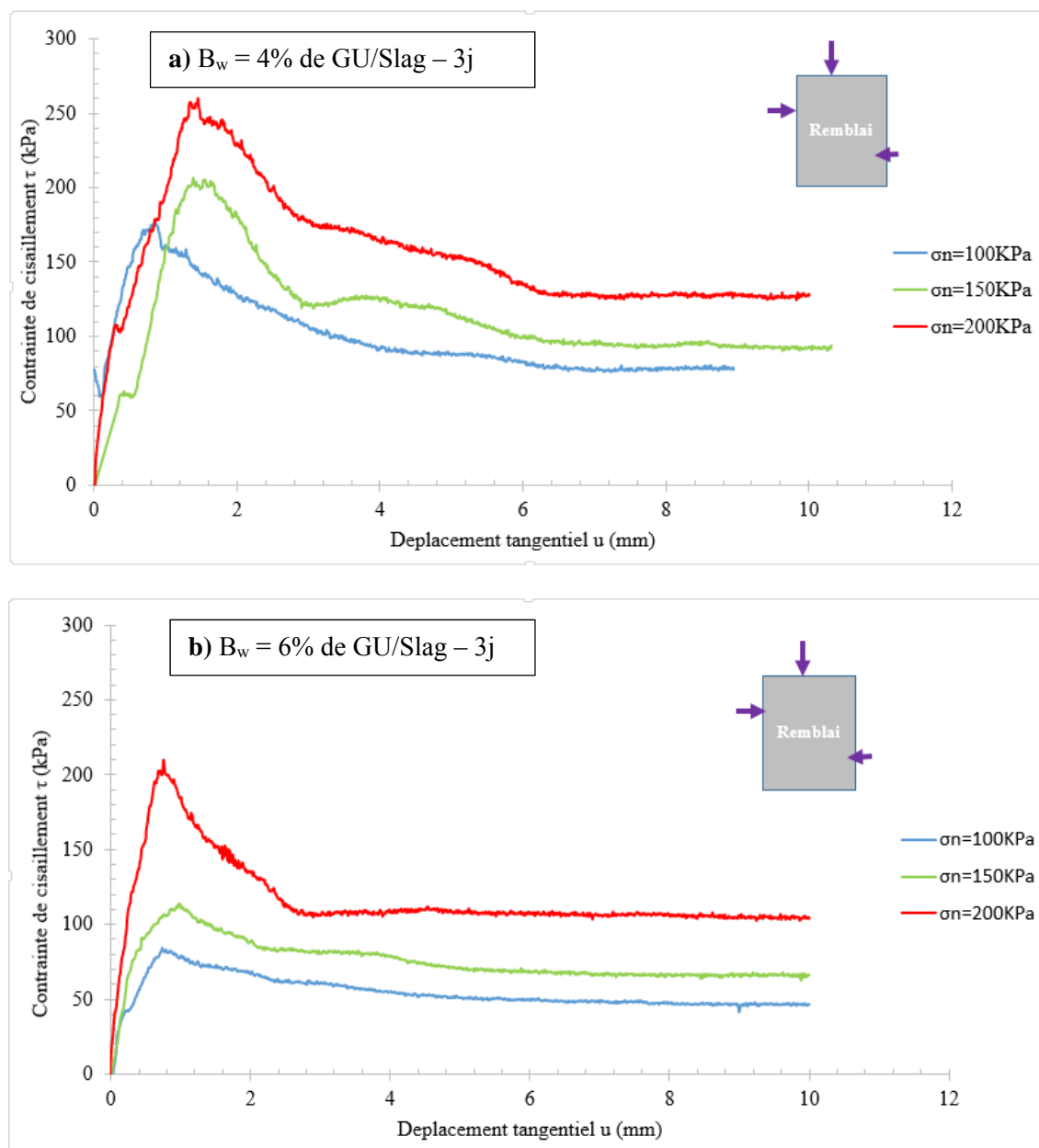


Figure 4–1 Courbes de contrainte-déplacement tangentiel des blocs de remblai curés à 3 jours avec a) 4% de liant, b) 6% de liant

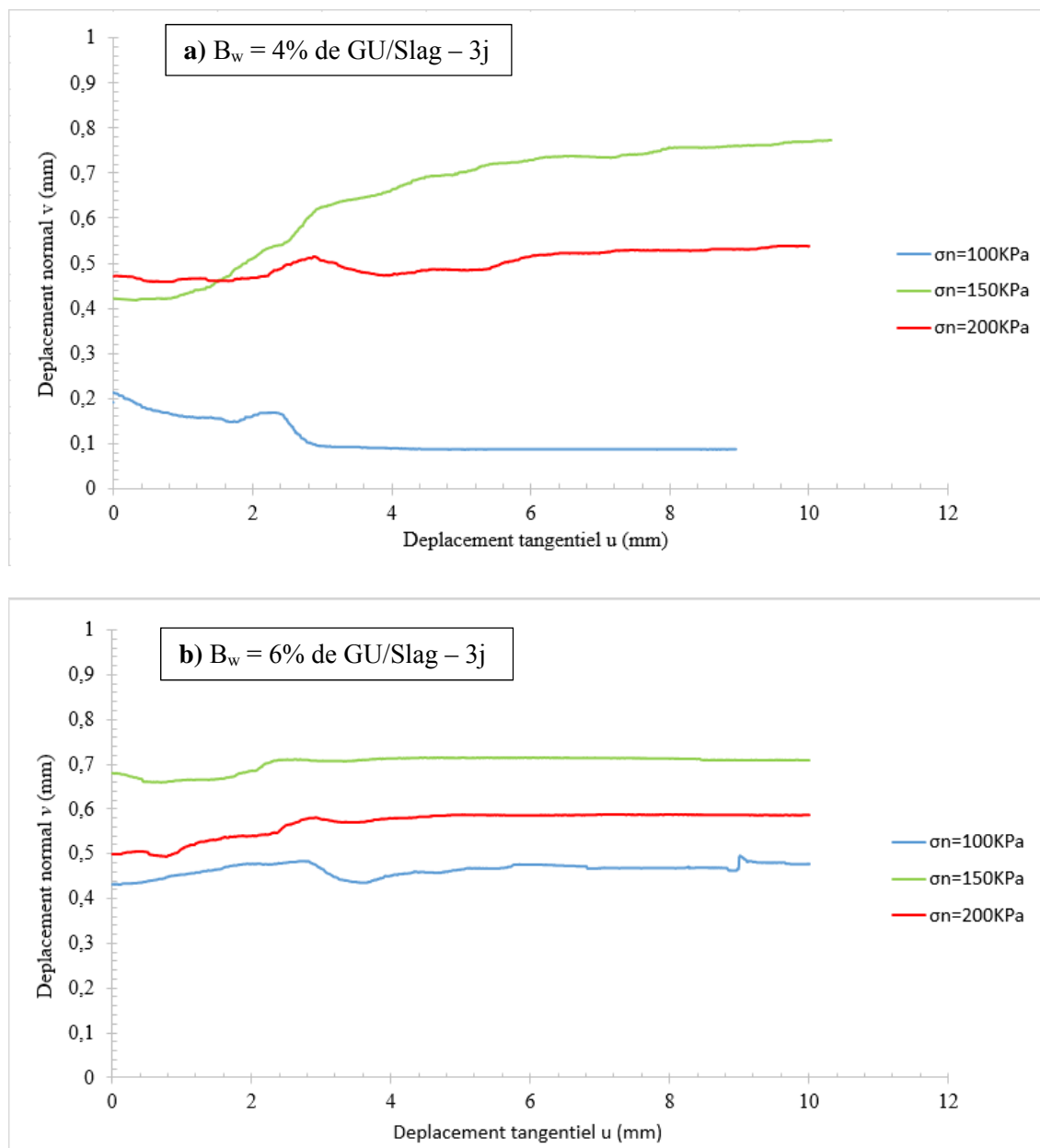


Figure 4–2 Courbes de déplacement normal-déplacement tangentiel des blocs de remblai curés à 3 jours avec a) 4% de liant, et b) 6% de liant

Avec une proportion de 4% et en appliquant une contrainte normale de 100 kPa, (voir tableau 4-1) la résistance au cisaillement est de 178 kPa alors qu'elle est respectivement de 207 kPa et 260 kPa pour des contraintes normales appliquées de 150 kPa et 200 kPa. La raideur tangentielle  $K_s$  développée par le remblai (sa rigidité) est de l'ordre de 244 kPa/mm, 51 kPa/mm et de 385 kPa/mm après application des contraintes normales de 100, 150 et 200 kPa, respectivement.

Le Tableau 4-2 présente une synthèse des paramètres dérivés des courbes de contrainte de cisaillement en fonction des déplacements tangentiels pour le remblai à 6% de liant et un temps de cure de 3 jours. En appliquant des contraintes normales de 100, 150 et 200kPa, la résistance au cisaillement ( $\tau_p$ ) est respectivement de 85, 114 et de 210 kPa. Cela peut s'expliquer à cause de la vitesse très lente de cisaillement de 25mm/min. La raideurs  $K_s$  quant à elle, varie entre 186 kPa/mm et 333 kPa/mm. On peut noter que la raideur tangentielle augmente avec la contrainte normale appliquée du fait que la résistance au cisaillement s'accroît également.

Tableau 4-2 Synthèse des paramètres du bloc de remblai à 6% de liant et un temps de cure de 3 jours

<b>Remblai à 6% du liant GU/Slag (20/80) après 3 jours de cure</b>			
$\sigma_n$ (kPa)	$\tau_p$ (kPa)	$U_p$ (mm)	$K_s$ (kPa/mm)
100	84,7	0,73	186
150	113,9	0,98	296
200	209,9	0,76	333

#### 4.1.2 Résultats du cisaillement direct du remblai à 5 jours de cure

Les courbes de contrainte de cisaillement en fonction du déplacement tangentiel des blocs de remblai à 4% et 6% de liant (Figure 4-3) montre que leur comportement est élastoplastique avec un écrouissage négatif (radoucissement). Le frottement à l'interface après la rupture du bloc n'est plus capable de mobiliser une résistance semblable à celle des liens de cimentation, renforcés à la faveur du temps de cure.

Les courbes de déplacement normal-déplacement tangentiel ((Figure 4-4) montrent une contraction suivie d'une phase de dilatance. Cependant, cette dilatance est très faible pour les deux proportions de liant type GU/Slag. Cela est dû au fait qu'après la rupture du bloc, les contraintes normales empêchent ainsi une faible ouverture du plan de rupture du bloc cisailé.

Pour la proportion de 4% de liant utilisé (Tableau 4-3), pour la contrainte normale de 100 kPa, la résistance au cisaillement est de 125 kPa, avec une raideur de 69 kPa/mm. Avec la contrainte normale de 150 kPa, la contrainte de cisaillement de pic est de 168 kPa et la raideur est de 173 kPa/mm. Lorsque la contrainte normale est de 200 kPa, le pic observé est de 198 kPa et la raideur a une valeur de 235 kPa/mm environ.

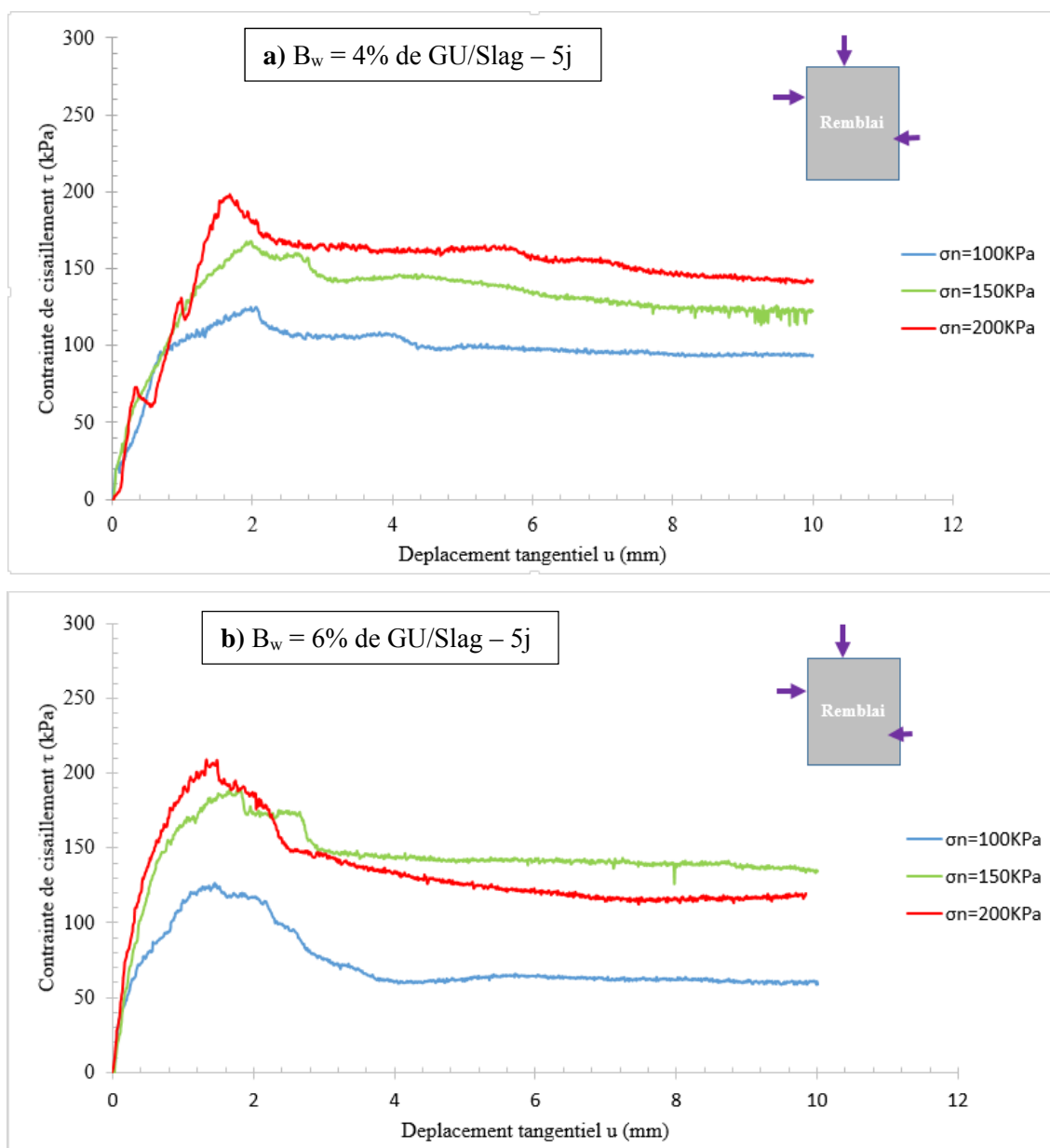


Figure 4–3 Courbes de contrainte-déplacement tangentiel des blocs de remblai curés à 5 jours avec a) 4% de liant, et b) 6% de liant

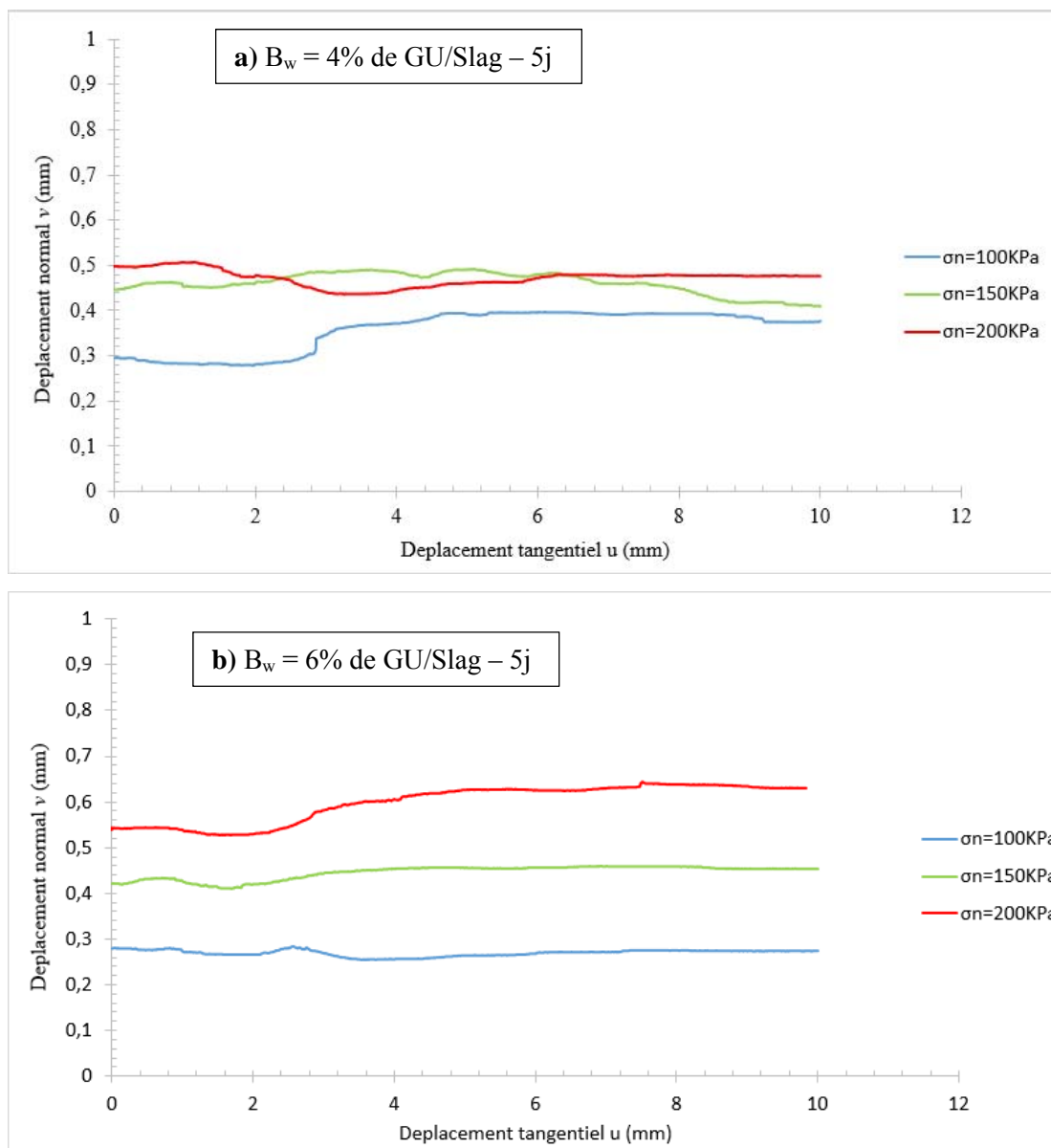


Figure 4-4 Courbes de déplacement normale-déplacement tangentiel des blocs de remblai curés à 5 jours avec a) 4% de liant, et b) 6% de liant

Tableau 4-3 Synthèse des paramètres du bloc de remblai à 4% de liant et un temps de cure de 5 jours

Remblai à 4% du liant GU/Slag (20/80) après 5 jours de cure			
$\sigma_n$ (kPa)	$\tau_p$ (kPa)	$U_p$ (mm)	$K_s$ (kPa/mm)
100	125,1	2,04	69
150	167,7	1,96	173
200	198,2	1,68	235

Pour les blocs à 6% de liant et une cure de 5 jours, et en appliquant des contraintes normales de 100, 150 et 200 kPa, la résistance au cisaillement est respectivement de 127, 190 et de 209 kPa. Les raideurs  $K_s$  développées par les interfaces, quand le déplacement tangentiel se produisait, sont de l'ordre de 205, 299 et de 343 kPa/mm après application de contraintes normales de 100, 150 et 200 kPa respectivement (Tableau 4-4).

Tableau 4-4 Synthèse des paramètres du bloc de remblai à 6% de liant et un temps de cure de 5 jours

<b>Remblai à 6% du liant GU/Slag (20/80) après 5 jours de cure</b>			
$\sigma_n$ (kPa)	$\tau_p$ (kPa)	$U_p$ (mm)	$K_s$ (kPa/mm)
100	127	1,451	205
150	190	1,807	299
200	209	1,333	343

#### 4.1.3 Résultats du cisaillement direct du remblai à 7 jours de cure

À partir de la Figure 4-5, les courbes de contrainte de cisaillement en fonction du déplacement tangentiel des blocs de remblai à 4% et 6% de liant on peut observer un comportement élastoplastique (avec écrouissage négatif) avec des pics très prononcés dû au durcissement avec le temps de cure de 7 jours (comportement d'un matériau compact).

Le Tableau 4-5 présente une synthèse des paramètres dérivés des courbes de contrainte de cisaillement en fonction des déplacements tangentiels. Avec une proportion de liant à 4% et la contrainte normale appliquée de 100 kPa, la résistance au cisaillement est de 304 kPa et le déplacement tangentiel au pic est 1,63 mm. Pour la contrainte normale de 150 kPa, cette résistance au cisaillement est de 420 kPa pour un déplacement tangentiel au pic de 1,56 mm. De plus, la contrainte normale de 200 kPa conduit à une résistance au cisaillement de 438 kPa pour un déplacement tangentiel au pic de 1,98 mm. Les raideurs tangentielles développées par ces remblais sont de 308, 251 et 325 kPa/mm pour les contraintes normales appliquées de 100, 150 et 200 kPa, respectivement (Tableau 4-5).

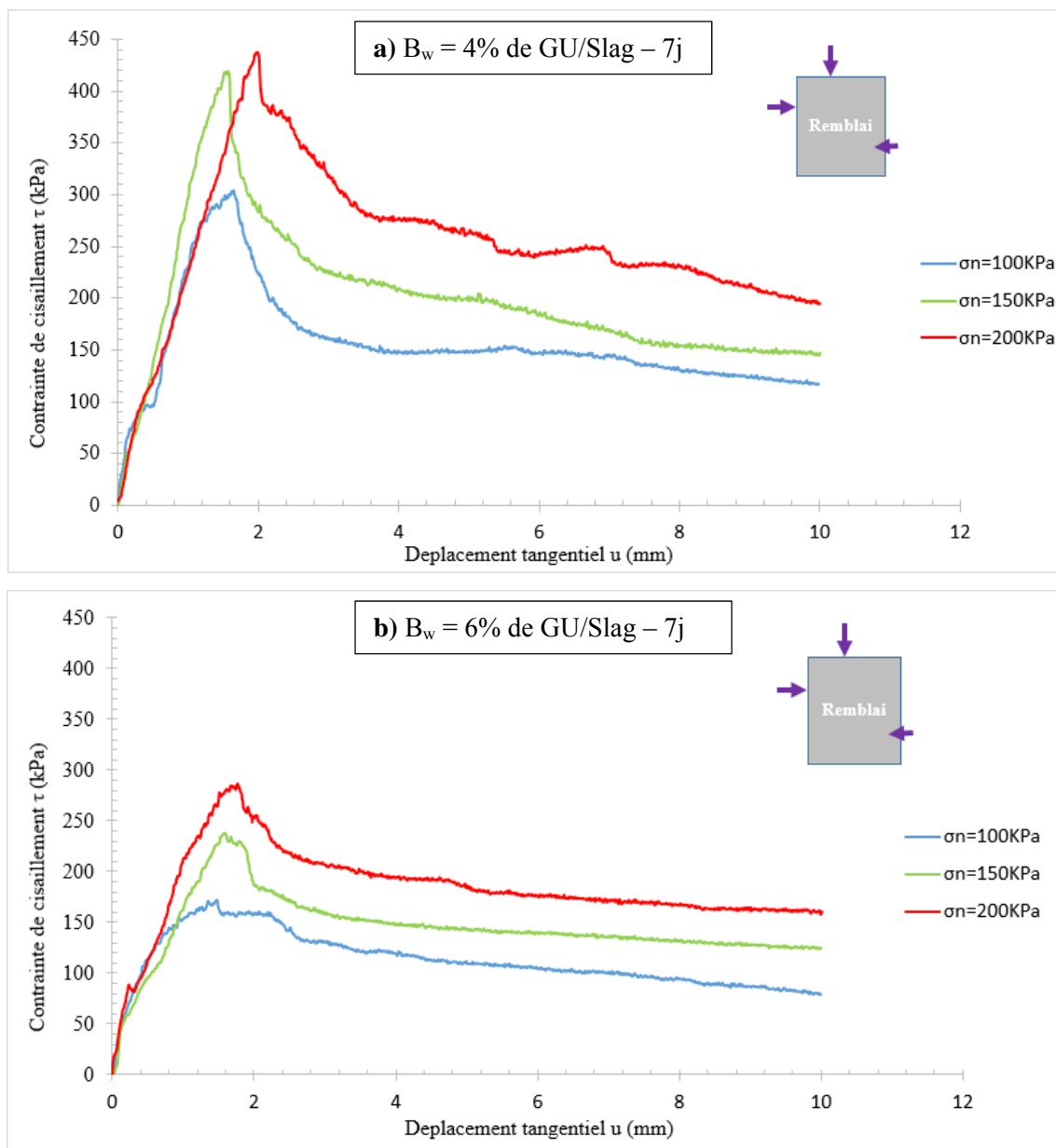


Figure 4–5 Courbes de contrainte tangentielle-déformation tangentielle des blocs de remblai curés à 7 jours avec a) 4% de liant, et b) 6% de liant

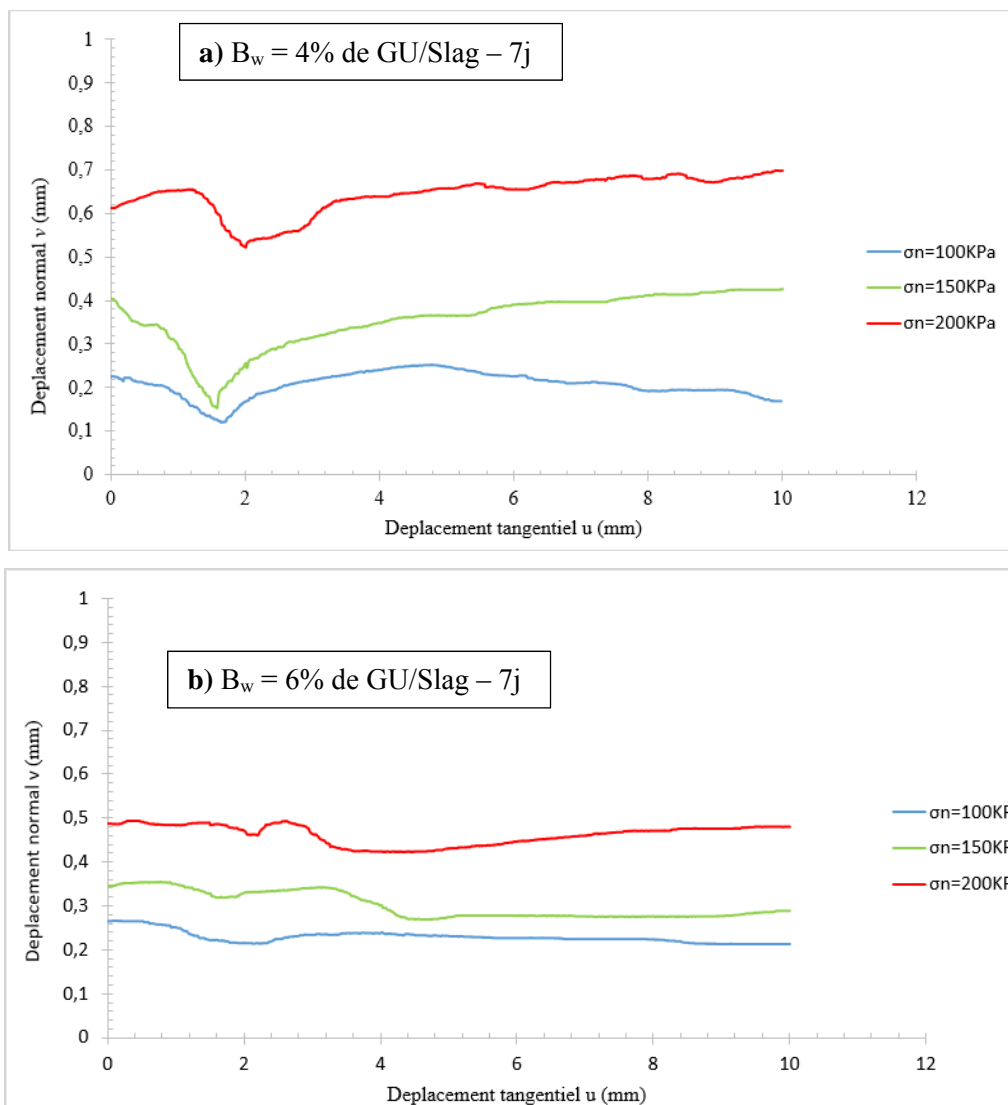


Figure 4–6 Courbes de déplacement normal-déplacement tangentiel des blocs de remblai curés à 7 jours avec a) 4% de liant, et b) 6% de liant

Tableau 4-5 Synthèse des paramètres du bloc de remblai à 4% avec un temps de cure de 7 jours

<b>Remblai à 4% du liant GU/Slag (20/80) après 7 jours de cure</b>			
$\sigma_n$ (kPa)	$\tau_p$ (kPa)	$U_p$ (mm)	$K_s$ (kPa/mm)
100	304	1,63	308
150	420	1,56	251
200	438	1,98	325

Pour ce qui est des blocs de remblai à 6% de liant, les résistances au cisaillement sont respectivement de 171, 238 et de 286 kPa pour les contraintes normales appliquées de 100, 150 et



200 kPa respectivement. Les raideurs tangentielles  $K_s$  développées par ces remblais sont respectivement de l'ordre de 262, 304 et 384 kPa/mm après application des contraintes normales de 100, 150 et 200 kPa (Tableau 4-6).

Tableau 4-6 Synthèse des paramètres du remblai à 6% de liant et un temps de cure de 7 jours

Remblai à 6% du liant GU/Slag (20/80) après 7 jours de cure			
$\sigma_n$ (kPa)	$\tau_p$ (kPa)	$U_p$ (mm)	$K_s$ (kPa/mm)
100	171	1,45	262
150	238	1,58	304
200	286	1,76	384

#### 4.1.4 Paramètres intrinsèques du remblai d'âge jeune

À partir de la synthèse des résultats des essais de cisaillement direct présentés dans les Tableaux 4-1 à 4-6, il est possible de déterminer les valeurs des paramètres intrinsèques tels que l'angle de frottement interne effectif ( $\phi'$ ) et la cohésion interne effective ( $c'$ ) en utilisant le critère de rupture de Mohr-Coulomb. Dans cette sous-section seront présentés les paramètres  $c'$  et  $\phi'$  déterminés à l'aide des représentations dans le plan de Mohr et de régressions linéaires. Il est très plausible que les résultats de l'essai à 100 kPa soient douteux à cause du moule utilisé et que la bonne droite intrinsèque serait probablement la droite en pointillé sur la Figure 4-7a (en comparant les valeurs des angles de frottement à 4% et à 6% qui devraient être proches). Une telle droite aurait un plus faible angle et une valeur d'intercepte plus petite. Les résultats des calculs de  $c'$  et  $\phi'$  sont présentés dans les Figures 4-7 à 4-9.

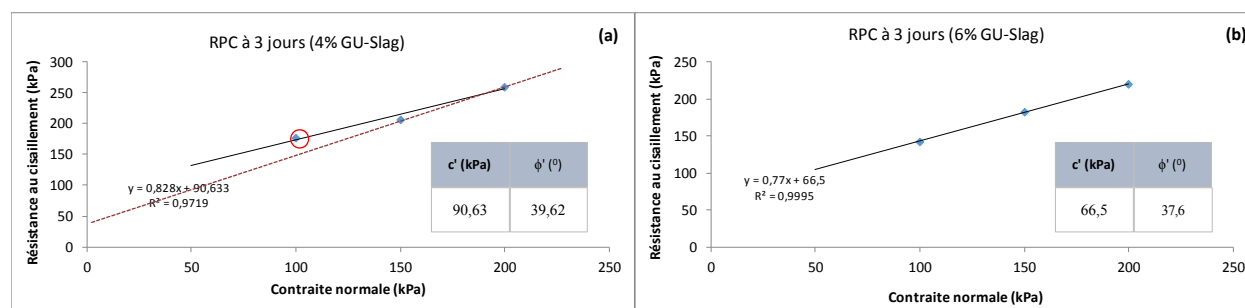


Figure 4-7 : Paramètres  $c'$  et  $\phi'$  pour le remblai après 3 jours de cure et préparé avec le liant GU-Slag: a) 4% et b) 6%

La Figure 4-7 présente l'estimation des paramètres intrinsèques du remblai préparé avec deux proportions différentes (4% et 6%) du même liant (20% GU/80% Slag) et ce, après seulement 3 jours de cure. Tout porte à croire que l'augmentation du taux de liant de 4 à 6% semble avoir réduit la cohésion effective  $c'$  de 27% et l'angle de frottement interne effectif  $\phi'$  de 5%. Les travaux antérieurs semblent tous montrer la proportionnalité linéaire entre la résistance en compression et le taux de liant (e.g. Benzaazoua et al., 2000, 2002; Belem et al, 2000).

La Figure 4-8 présente l'estimation de  $c'$  et  $\phi'$  du remblai préparé avec 4% et 6% du même liant (20% GU/80% Slag), mais après 5 jours de cure. On observe encore une fois que l'augmentation du pourcentage de liant de 4 à 6% semble avoir entraîné une légère augmentation de l'angle de frottement interne effectif  $\phi'$  (+9%) mais une baisse de la cohésion effective  $c'$  (-4%). L'augmentation de  $\phi'$  pourrait se justifier par le début de la contribution de l'hydratation du liant. Par contre, la faible baisse de la cohésion  $c'$  ne s'explique que par des altérations structurales ou accidentelles survenant lors des expériences.

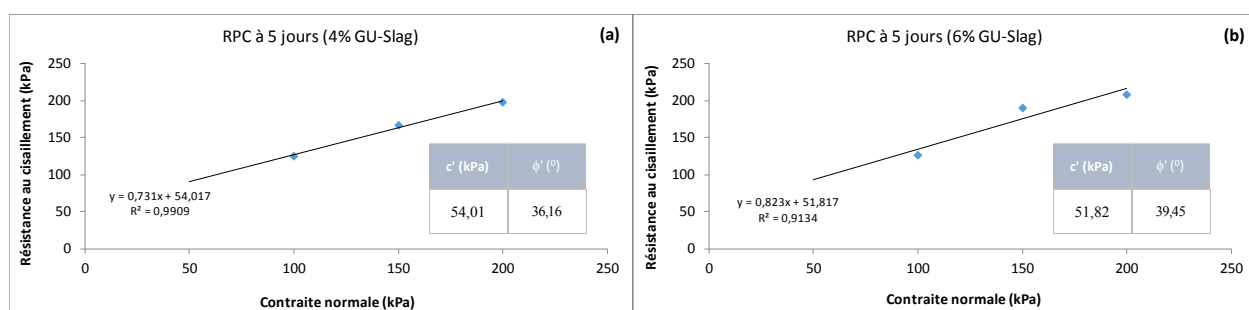


Figure 4–8 Détermination de  $c'$  et  $\phi'$  pour le remblai après 5 jours de cure et préparé avec : a) 4% du liant GU-Slag et b) 6% du liant GU-Slag

La Figure 4-9 présente l'estimation de  $c'$  et  $\phi'$  du remblai préparé avec 4% et 6% du même liant (20% GU/80% Slag), mais après 7 jours de cure. On observe à nouveaux les mêmes tendances incohérentes qu'à 3 jours de cure (Figure 4-7). En effet, tout porterait à croire que l'augmentation du taux liant et du temps de cure entraînerait une baisse de  $c'$  et  $\phi'$ ; ce qui n'est pas du tout cohérent. Ces résultats semblent témoigner de la difficulté à réaliser des essais de cisaillement direct sur du remblai d'âge jeune, même en utilisant des moules d'essais spécialement conçus à cet effet.

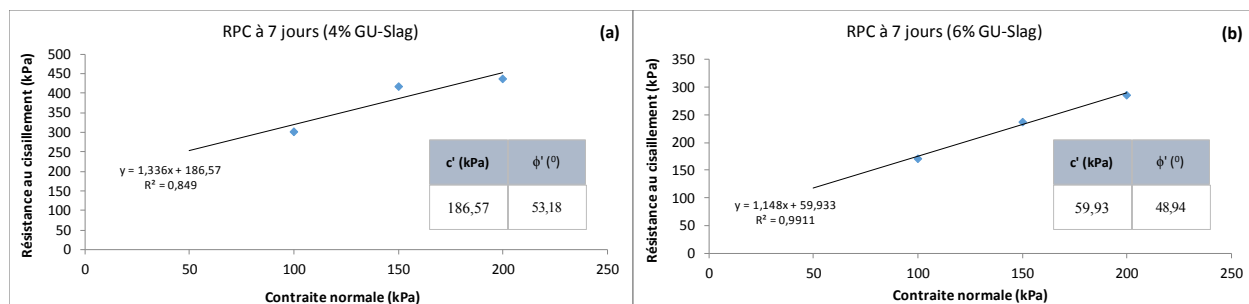


Figure 4-9 Détermination de  $c'$  et  $\phi'$  pour le remblai après 7 jours de cure et préparé avec : a) 4% du liant GU-Slag et b) 6% du liant GU-Slag

Le Tableau 4-7 récapitule l'ensemble des paramètres intrinsèques calculés selon le critère de Mohr-Coulomb. Puisque ces résultats n'ont pas été obtenus en *duplicata* ou en *triplicata*, il est un peu délicat de formuler des conclusions car il subsiste encore beaucoup d'incohérences. Seuls les résultats des essais à 5 jours de cure semblent un peu concluants à ce stade. On peut simplement constater qu'à très court terme (de 3 à 7 jours de cure), l'angle de frottement interne effectif du remblai serait en moyenne de 40 - 42° (peu importe la proportion de liant) tandis que la cohésion moyenne serait de l'ordre de 84 kPa (sans égard à la proportion de liant).

Tableau 4-7 : Synthèse des paramètres de cisaillement du remblai après 3, 5 et 7 jours de cure

Cure (jours)	Cohésion $c'$ (kPa)			Angle de frottement (°)		
	4% liant	6% liant	%variation de $c'$	4% liant	6% liant	%variation de $\phi'$
3	90,6	66,5	-27%	39,6	37,6	-5%
5	50,4	51,8	3%	36,2	39,4	9%
7	186,6	59,9	-68%	53,2	48,9	-8%

## 4.2 Résultats sur le remblayage du modèle physique

Rappelons que le modèle physique a une hauteur de 2 m pour une section de 1 m × 1 m. Son volume total avec celui de la galerie est de 2,30 m<sup>3</sup> et il a fallu une quantité de 4 tonnes de remblai pour le remplir. Le remplissage a duré 9 h et la cure pendant 12 jours. Les résultats obtenus portent sur les pressions horizontales longitudinale ( $\sigma_{hL}$ ) et transversale ( $\sigma_{hT}$ ), la pression verticale ( $\sigma_v$ ) et la pression horizontale sur les barricades ( $\sigma_{hB}$ ) mesurées par les cellules utilisées. Le poids volumique humide moyen du remblai est  $\gamma_h = 17,6 \text{ kN/m}^3$  et son poids volumique sec moyen est  $\gamma_d = 11,9 \text{ kN/m}^3$ .

### 4.2.1 Pressions dans la partie chantier du modèle physique

Le remblayage du modèle physique a été fait avec du remblai en pâte contenant 6% du liant GU-Slag (20-80) en mode continu. Une hauteur de remontée d'environ 0,25 m/h a été adoptée. Dès que du remblai en pâte recouvre la cellule TPC placée au centre et au bas du chantier (début du remblayage), la pression verticale ( $\sigma_v$ ) augmente progressivement (Figure 4-10) jusqu'à atteindre une valeur maximale de 31,8 kPa ( $\gamma_h \times H = 17,6 \times 1,8 \text{ m} = 31,7 \text{ kPa}$ ). À la fin du remblayage (FDR), la pression commence à diminuer au point d'atteindre 16,5 kPa après 23 heures de cure. Cette baisse représente 48% de la pression maximale mesurée. Par la suite, on observe de légères variations où la pression baisse jusqu'à 13,8 kPa pendant les 11 jours restants. Il faut noter que cette valeur finale de la pression verticale totale de 13,8 kPa est inférieure au poids des terres à l'état sec en négligeant la réduction de la hauteur dans le modèle ( $\gamma_d \times H = 11,9 \times 1,8 \text{ m} = 21,4 \text{ kPa}$ ). Cette baisse de la pression verticale totale est probablement attribuable, au moins en partie, au drainage de l'eau du remblai à travers la barricade et à l'hydratation de l'agent liant; ce qui entraînerait une dissipation de la pression interstitielle et une diminution de la pression totale. En terme de poids des terres, cette pression sous-entend un poids volumique humide équivalent  $\gamma_{h\text{-equiv}} = 7,6 \text{ kN/m}^3$  qui est inférieur au poids volumique sec  $\gamma_d$ . En revanche, on peut constater que  $\gamma_{h\text{-equiv}}$  correspond au poids volumique déjaugé  $\gamma' = [(\gamma_{\text{sat}} = \gamma_h) - \gamma_w] = 17,6 - 10 = 7,6 \text{ kN/m}^3$ . Ce qui semble donc indiquer qu'après une dissipation de la pression interstitiel pendant 12 jours de cure, la contrainte verticale totale mesurée ( $\sigma_v$ ) correspondrait à la contrainte verticale effective ( $\sigma'_v = \sigma_v - u = \sigma'_v$ ).

Rappelons que selon le test de calibrage des cellules TPC, il a été confirmé que celles mesurant les pressions horizontales longitudinale ( $\sigma_{hL}$ ) et transversale ( $\sigma_{hT}$ ) étaient placées à 0,9 m de la base du modèle physique (donc environ 1 m). Les pressions obtenues montrent une augmentation de la pression horizontale pendant le remblayage pour atteindre  $\sigma_{hT} = 10$  kPa pour la pression transversale et  $\sigma_{hL} = 11$  kPa pour la pression longitudinale. Les deux pressions restent constantes après la fin du remblayage pendant 16 heures pour ensuite baisser les 24 heures suivantes. Un regain de pression est observé pendant 24 heures à partir du second jour. Il faut noter que les deux courbes ont une tendance similaire au point d'être confondues à partir du septième jour. Il en résulte une pression horizontale finale de 7,3 kPa (correspondant à une pression effective) au bout de 12 jours.

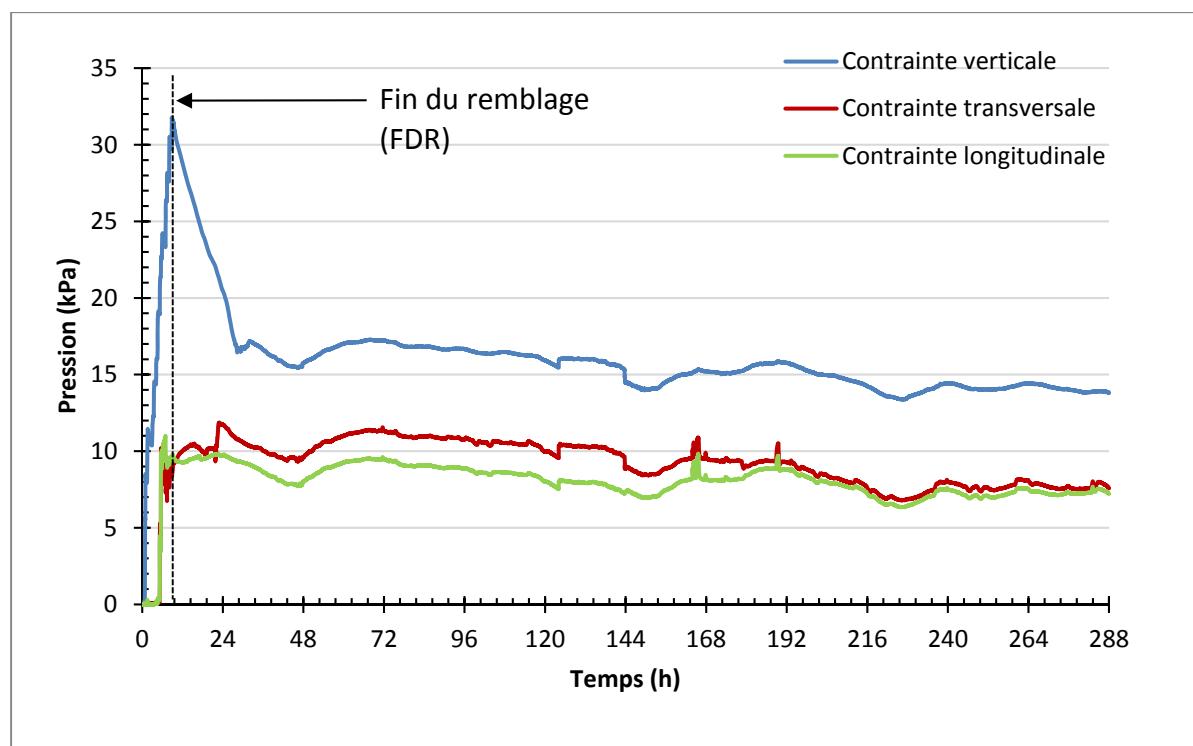


Figure 4-10 Pressions totales dans le modèle théorique après un temps écoulé de 288 heures

#### 4.2.2 Pression exercée sur la barricade du modèle physique

Sur la Figure 4-11, on observe une augmentation de la pression horizontale totale sur la barricade pendant toute la durée du remblayage (9 heures de temps) pour atteindre une pression maximale

de 4,9 kPa. Par la suite, une diminution est observée juste après la fin du remplissage, pendant 23 heures, jusqu'à atteindre une valeur nulle voire négative. Ceci pourrait être attribuable à la difficulté liée à l'installation de la cellule TPC sur la barricade et de sa calibration qui semble montrer que la cellule était déjà soumise à une légère pression avant le début du remblayage. Cependant, il se produit un regain de pression pendant les jours suivants et une stabilisation à 1 kPa à la fin de la cure.

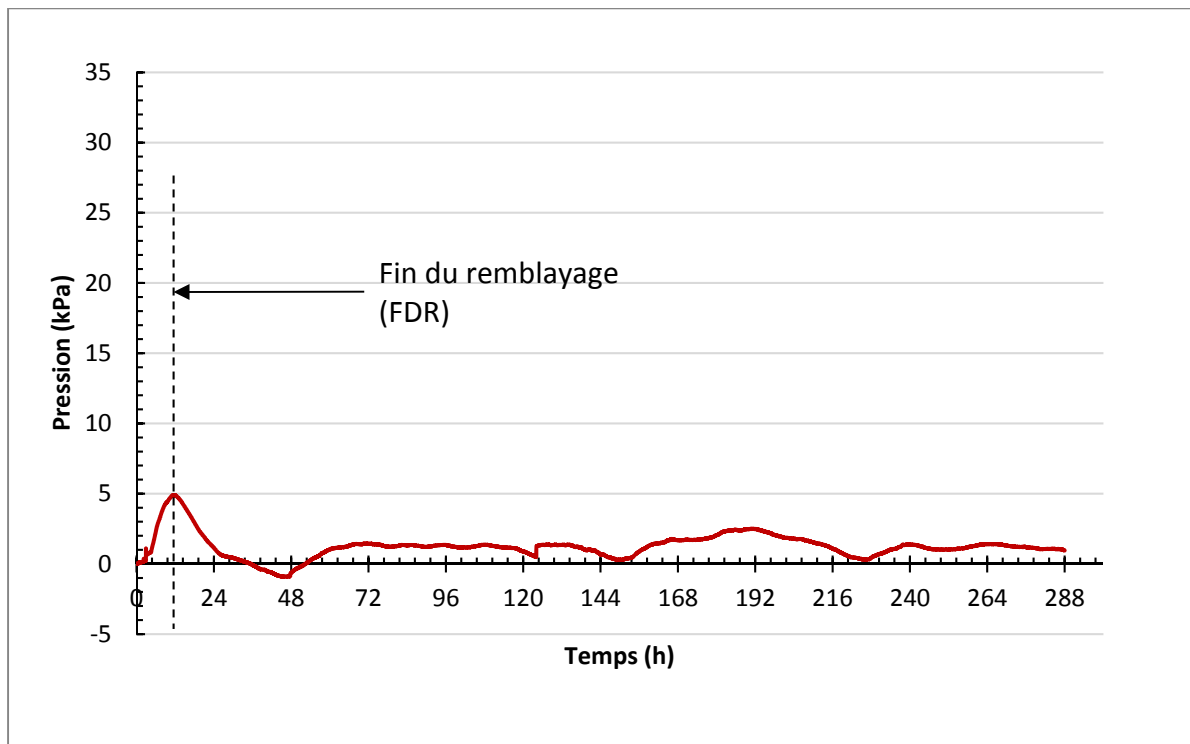


Figure 4–11 Pression sur la barricade du modèle physique après un temps écoulé de 288 heures

### 4.2.3 Variation de la pression dans le modèle en fonction de la hauteur de remplissage

La Figure 4-12 montre l'évolution des pressions en fonction de la hauteur du remblai dans le modèle physique. Elle permet d'observer l'évolution de la pression selon les différents axes par rapport à l'élévation du remblai dans la partie chantier du modèle. La contrainte verticale  $\sigma_v$  mesurée par la cellule placée au centre et à la base du « chantier » est la plus élevée car elle correspond au poids du remblai. L'augmentation de la pression s'observe à partir de 0,2 m de hauteur. On observe une croissance en escalier qui suit l'élévation verticale du remblai qui se produit pendant le remplissage (les plateaux de la pression qui est stable, correspondent aux phases

de pauses pour la préparation du prochain lot (batch) de remblai. Ce cycle est répété jusqu'au remplissage du modèle physique à 2 m de hauteur où la pression est maximale à environ 32 kPa. Pendant le remblayage, on observe une variation de la pression verticale de l'ordre de 17,6 kPa/m (correspondant exactement au poids volumique humide  $\gamma_h = 17,6 \text{ kN/m}^3$  ou kPa/m).

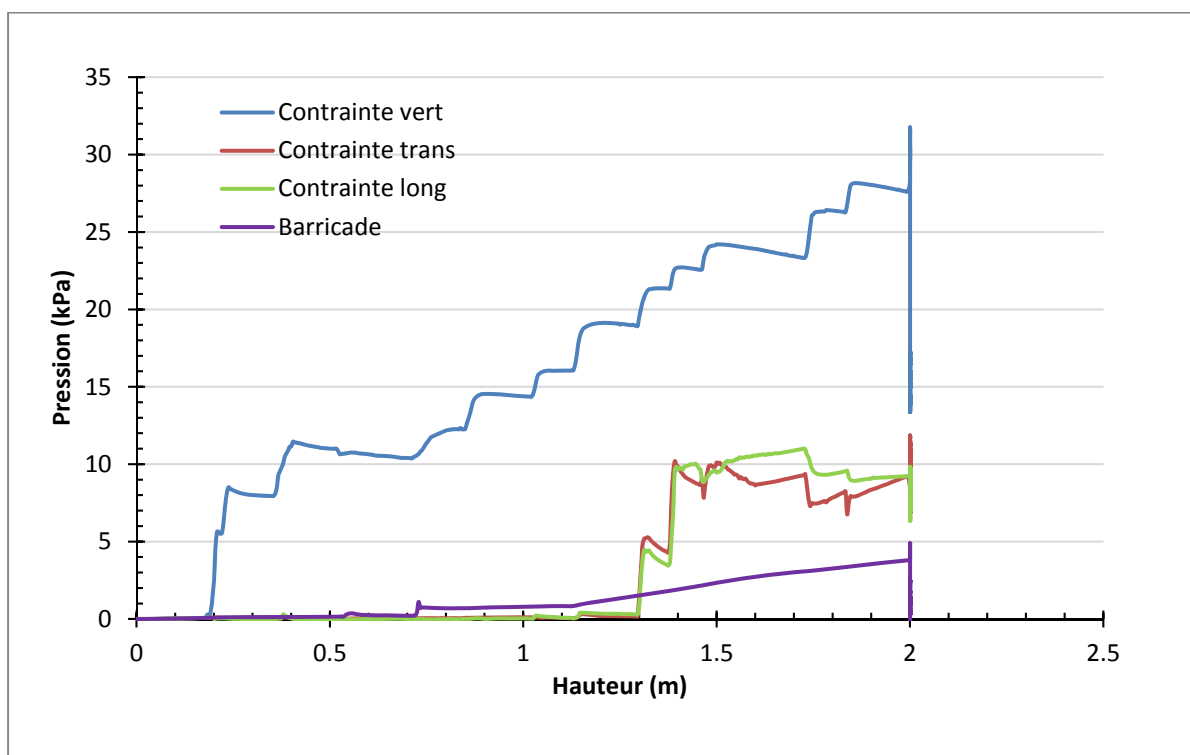


Figure 4–12 Variation des pressions dans le modèle physique en fonction de la hauteur de remblai coulé

Les contraintes longitudinale et transversale sont mesurées par les cellules placées à 0,9 m de hauteur à partir de la base mais le début de l'enregistre de l'évolution des contraintes ne commence qu'à partir d'une hauteur remblayée de 1,15 m environ. Cela est dû au fait que c'est exactement à ce moment que les capteurs sont entièrement submergés. On observe aussi une augmentation des pressions lors des phases de remplissage et une légère baisse pendant les arrêts. Au niveau de la cellule placée dans la « galerie » et sur la barricade à 0,12 m du plancher et incliné d'un angle de 40°, on observe une évolution très faible de la pression malgré la variation de la hauteur. C'est à partir de 0,7 m que la pression commence à varier significativement pour ensuite croître beaucoup à partir de 1,2 m pour atteindre 5 kPa à 2 m.

### 4.3 Résultats sur le remblayage du chantier #83

Après le remblayage du chantier #83 (en deux séquences : bouchon, puis résiduel), les instruments installés sur les deux cages (Cage 1 dans la galerie au niveau de la barricade construite à 10 m à l'intérieur de l'accès; Cage 2 au centre et au bas du chantier) donnent l'état des contraintes totales verticale  $\sigma$ , longitudinale et transversale (Cages 1 et 2). La pression interstitielle a aussi été mesurée au niveau des deux cages. Les résultats obtenus s'étendent sur plus de 9 jours (216 heures). Cependant, on observe un manque de données sur 18 heures. Cela s'explique par une lacune de communication sur la mise en marche du système d'acquisition.

#### 4.3.1 Pressions dans le chantier #83

La Figure 4-13 montre tout d'abord l'enregistrement de la première partie du remblayage qui correspond à celui du bouchon où on observe la pression verticale totale  $\sigma_{\text{vert}}$  croître et atteindre un maximum de 103 kPa au bout de 20 heures. Ensuite,  $\sigma_{\text{vert}}$  baisse pendant les 23 heures de cure du bouchon à 52 kPa soit une baisse de 50 %. Pendant la phase de remblayage du résiduel, on assiste à une remontée de la pression jusqu'à 70 kPa (soit une hausse de 35%). À la fin du remblayage du résiduel après 31 heures, le *flush*, qui correspond à l'envoi d'eau dans la ligne pour rincer et vider la tuyauterie, a entraîné quelques petits pics au niveau de la pression mesurée. Enfin, la cure de l'ensemble correspond à une baisse légère et progressive de la contrainte jusqu'à 49 kPa (soit une baisse de 30%). On note également que la pression verticale  $\sigma_{\text{vert}}$  est la plus élevée de l'ensemble des pressions mesurées.

Les pressions transversale  $\sigma_{\text{trans}}$  et longitudinale  $\sigma_{\text{long}}$  mesurées par les deux cellules TPC horizontales augmentent au fur du remblayage du bouchon pour atteindre respectivement 83 et 79 kPa. La période de cure avant remblayage du résiduel permet une grande dissipation des pressions interstitielles qui conduit à une baisse des pressions totale jusqu'à 34 et 30 kPa. Cela correspond respectivement à une très grande perte de pression de 69 et 62% observée au terme des 20 heures de cure du bouchon pour  $\sigma_{\text{trans}}$  et  $\sigma_{\text{long}}$ . La phase de remblayage du résiduel entraîné quant à elle une augmentation de la pression transversale  $\sigma_{\text{trans}}$  qui a atteint 45 kPa pendant que la pression longitudinale  $\sigma_{\text{long}}$  a atteint seulement 40 kPa. Au terme de la cure de l'ensemble, les pressions ne sont plus que de 30 et 26 kPa (Figure 4-13).



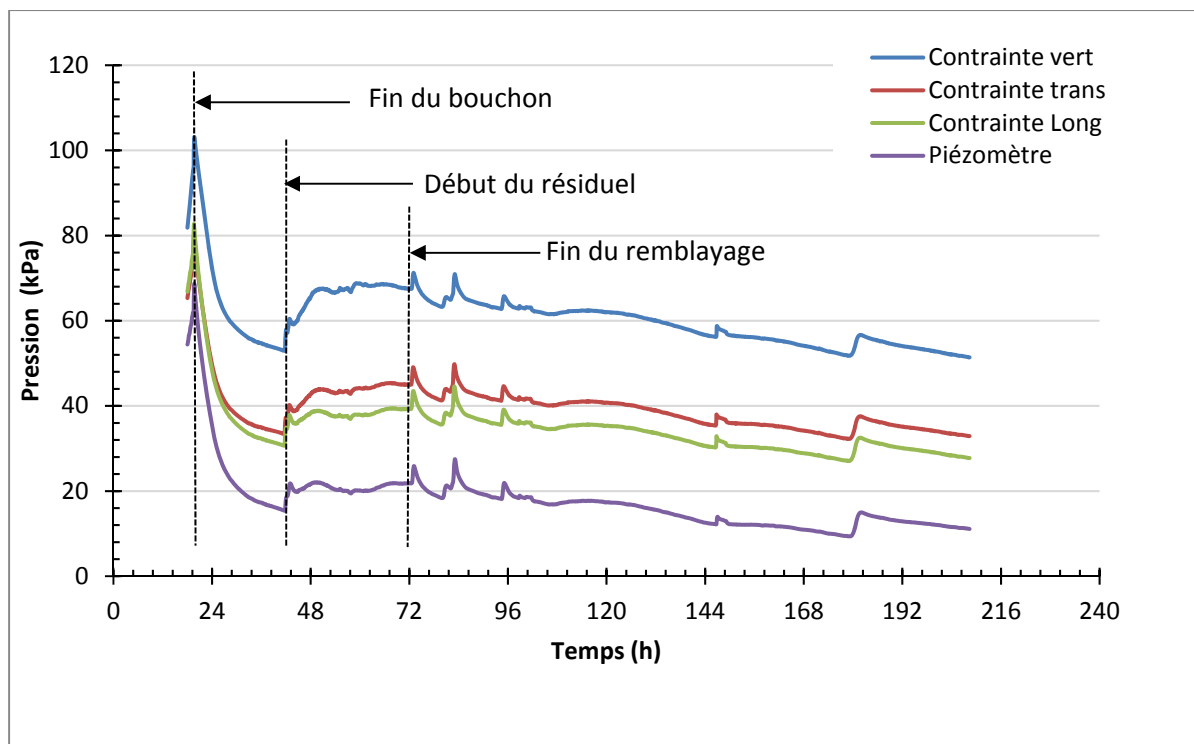


Figure 4-13 : Évolution des pressions dans le chantier #83, 132-03 au 132-04 Z230C (mine Westwood)

De la Figure 4-13 on peut observer que la pression interstitielle ( $u$ ) augmente pendant les phases de remblayage du bouchon et du résiduel. Pour la phase du bouchon, la pression  $u$  a atteint une valeur maximale de 68 kPa ( $\approx \gamma_w \times h$ ). Après la cure du bouchon, cette pression  $u$  baisse fortement de 78% jusqu'à 15 kPa (phase de consolidation par la gravité). De toutes les pressions mesurées, c'est la phase de la cure du bouchon qui semble avoir un plus grand impact sur la dissipation de la pression interstitielle ainsi que de la baisse des pressions verticale, transversale et longitudinale. Pendant le remblayage du résiduel, la pression  $u$  augmente lentement et faiblement pour atteindre 22 kPa et recommencer à baisser à partir de la fin du remblayage jusqu'à une valeur de 9 kPa au bout de 216 heures. Les pics sont dus à des événements sismiques de très faibles amplitudes.

### 4.3.2 Pressions sur la barricade dans la galerie du chantier #83

La cage placée au niveau de la barricade dans la galerie du chantier #83 était à 10 m de la cage située dans le même chantier et permet d'apprécier le niveau des pressions dans la galerie et à proximité de la barricade rocheuse.

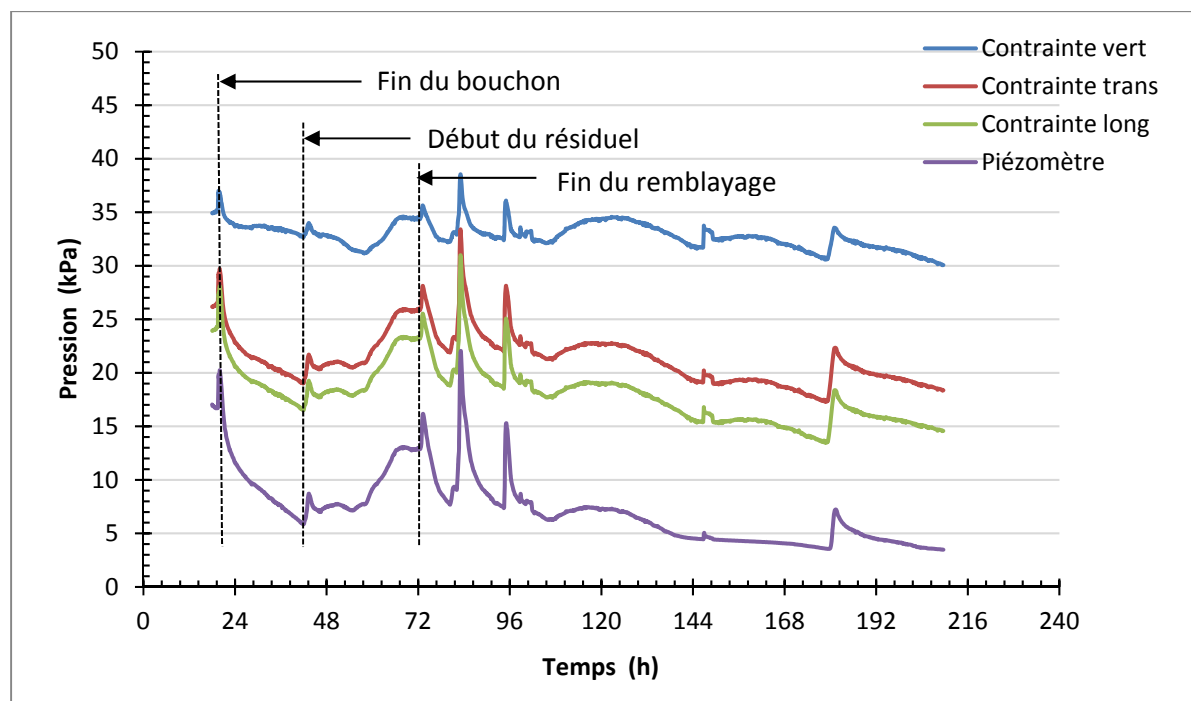


Figure 4-14 : Évolution des pressions au niveau de la barricade rocheuse dans la galerie du chantier #83, 132-03 au 132-04 Z230C (mine Westwood)

Sur la Figure 4-14 on observe que pendant la première phase du remblayage qui correspond à celui du bouchon, la contrainte verticale  $\sigma_{\text{vert}}$  augmente et atteint un maximum de 37 kPa (1<sup>er</sup> trait vertical en tirets). Durant la seconde phase qui correspond à celle de la cure du bouchon,  $\sigma_{\text{vert}}$  diminue progressivement jusqu'à 33 kPa (2<sup>e</sup> trait vertical en tirets). Pendant le remblayage du résiduel, on constate que la pression verticale  $\sigma_{\text{vert}}$  continue de baisser pendant les 20 premières heures pour atteindre 31 kPa, avant d'augmenter de 3 kPa de plus pendant les 15 heures restantes du remblayage. Au début de la cure du résiduel (3<sup>e</sup> trait vertical en tirets), l'eau de nettoyage de la ligne est vidée dans le chantier et cela a entraîné les quelques petits pics au niveau de la pression verticale  $\sigma_{\text{vert}}$  mesurée. La pression  $\sigma_{\text{vert}}$  baisse ensuite jusqu'à une valeur de 30 kPa.

Les deux cellules mesurant les pressions horizontales placées dans la galerie mesurent la pression transversale  $\sigma_{\text{trans}}$  et longitudinale  $\sigma_{\text{long}}$ . Ces deux pressions croient simultanément jusqu'à des valeurs maximales respectives de 30 et 28 kPa (1<sup>er</sup> trait vertical en tirets). Pendant la cure du bouchon, les deux pressions  $\sigma_{\text{trans}}$  et  $\sigma_{\text{long}}$  diminuent jusqu'à 19 et 17 kPa, ce qui constitue une baisse de 40% de leur valeur maximale enregistrée (2<sup>e</sup> trait vertical en tirets). Pendant le remblayage du résiduel, une remontée de la valeur de ces pressions atteint 26 et 23 kPa. Mais durant la cure du remblai résiduel (3<sup>e</sup> trait vertical en tirets) ces deux pressions  $\sigma_{\text{trans}}$  et  $\sigma_{\text{long}}$  baissent faiblement jusqu'à respectivement 18 et 13 kPa au bout de 10 jours. Par la suite, on remarque que ces pressions s'accroissent lors des dernières 15 heures de cure.

Le piézomètre quant à lui affiche une valeur maximale de 20 kPa à la fin du remblayage du bouchon (1<sup>er</sup> trait vertical en tirets). À la fin de la cure, on observe que la pression interstitielle a baissé considérablement de 70% pour atteindre une valeur finale de 6 kPa (2<sup>e</sup> trait vertical en tirets). Pendant le remblayage du résiduel, une remontée est observée et la pression atteint 13 kPa. L'eau de nettoyage de la tuyauterie entraîne une variation de la pression interstitielle au point où elle augmente de 8 à 22 kPa pour ensuite redescendre à 8 kPa. Pendant la période de cure du résiduel (3<sup>e</sup> trait vertical en tirets), on observe un plateau et une pression de 3,6 kPa environ.

### **4.3.3 Variation des pressions dans le chantier en fonction de la hauteur de remplissage**

La Figure 4-15 présente l'évolution des différentes pressions mesurées au niveau de la cage placée dans le chantier #83. Lors du remblayage du bouchon, le débit moyen était de 57 t/h tandis que celui du résiduel était bien plus élevé à 69 t/h.

Pendant le remblayage du bouchon, on observe une augmentation très prononcée de la pression verticale  $\sigma_{\text{vert}}$  pour les données enregistrées. De la hauteur 6,5 m à la hauteur 8,1 m, la pression a varié de 22 kPa. Cela donne un gradient moyen de pression de 13,7 kPa/m. Pendant la coulée du résiduel, la pression augmente considérablement pendant les 5 premiers mètres remblayés pour ensuite se stabiliser durant le reste du remblayage. La variation de la pression pendant la seconde phase de remblayage est de 0,7 kPa/m; cette valeur est très faible du fait de la cure du bouchon de remblai.

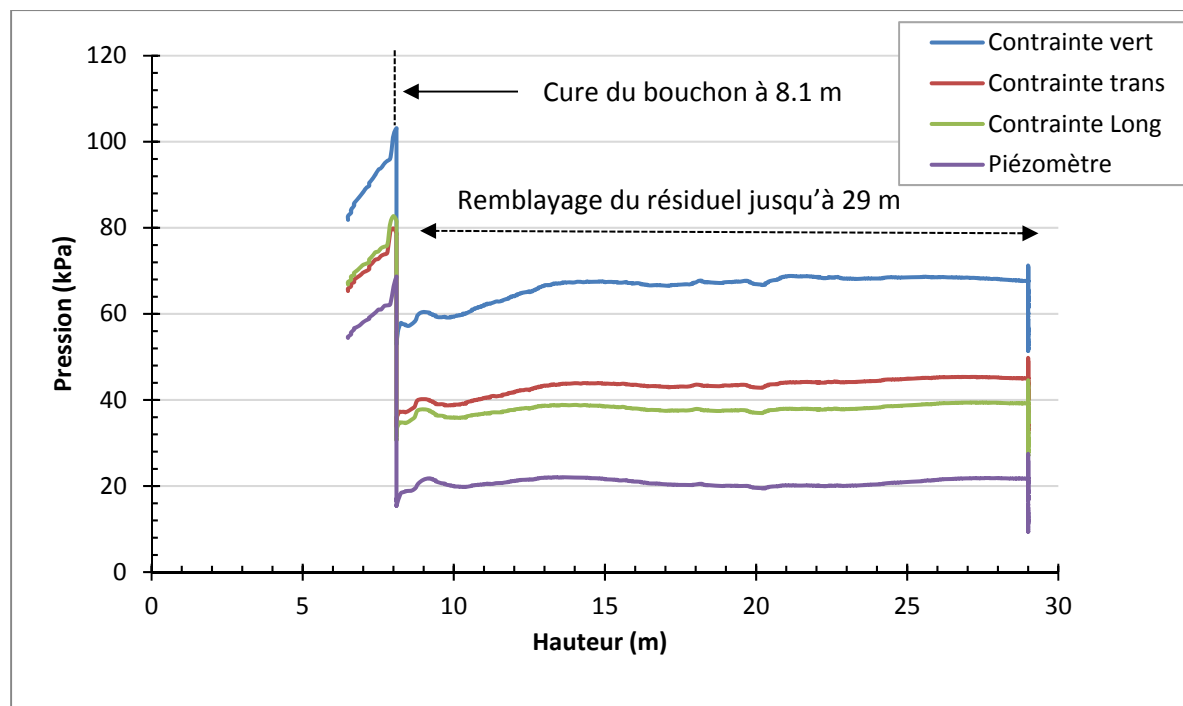


Figure 4-15 Variation des pressions en fonction de la hauteur de remblai dans le chantier #83, 132-03 au 132-04 Z230C (mine Westwood)

Pendant le remblayage du bouchon, les pressions transversale  $\sigma_{trans}$  et longitudinale  $\sigma_{long}$  présentent la même tendance que la pression verticale  $\sigma_{vert}$  avec des gradients de pression respectifs de 10 kPa/m et 8,7 kPa/m. Pendant le remblayage du résiduel, on assiste aussi à une augmentation significative avant un plateau. Un gradient de 0,65 kPa/m est observé pour la pression transversale  $\sigma_{trans}$  tandis que celui de la pression longitudinale  $\sigma_{long}$  est à 0,5 kPa/m.

Le piézomètre quant à lui présente un gradient de pression de 9,4 kPa/m pendant la période de remblayage du bouchon pour retomber à un gradient de pression de 0,4 kPa/m pendant le remblayage du résiduel.

#### 4.3.4 Variation des pressions au niveau de la barricade en fonction de la hauteur de remplissage

La Figure 4-16 représente la variation des pressions autour de la cage placée dans la galerie et proche de la barricade et située à 10 m de la cage placée dans le chantier. Cette figure montre que les pressions ne varient que de l'ordre de 1 à 3 kPa de la hauteur 6,5 m à la hauteur 8,1 m pendant le remblayage du bouchon.

Au début du remblayage du résiduel, sur une hauteur de 1,5 m la pression verticale augmente de 1 kPa, tandis que les pressions transversale et longitudinale atteignent respectivement de 2,5 kPa et 3,1 kPa. La pression interstitielle quant à elle croît de 2,8 kPa. Par la suite, toutes les pressions restent stables jusqu'à une hauteur de 21 m. Par la suite, la pression verticale augmente avec gradient de 0,53 kPa/m, les pressions transversale et horizontale avec un gradient de pression de 0,87 kPa/m, alors que celui de la pression interstitielle est de 1 kPa/m. Le gradient de pression sur la cage est croissant en allant de la pression verticale jusqu'à pression interstitielle. Cela est principalement dû à l'emplacement de la cage.

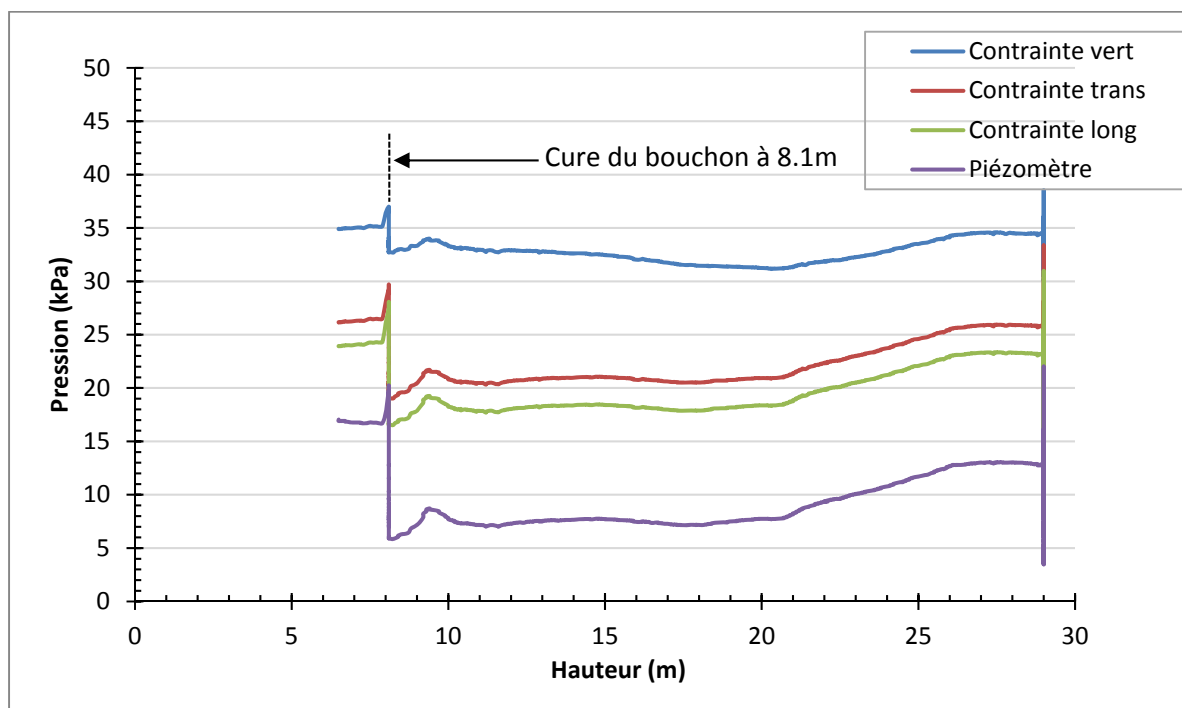


Figure 4-16 Variation des pressions au niveau de la barricade en fonction de la hauteur de remblai dans le chantier #83, 132-03 au 132-04 Z230C (mine Westwood)

#### 4.4 Résultats sur le remblayage du chantier #76

Pour le remblayage du chantier #76, les instruments ont été installés sur une cage afin d'obtenir l'état de la contrainte verticale, longitudinale et transversale dans le chantier ainsi que la pression interstitielle. Pour ce chantier une cage instrumentée est déposée au plancher faisant face à la galerie. Le remblayage total du chantier a été de 4287 tonnes avec un débit moyen de 107,2 t/h. Les résultats obtenus s'étendent sur près de 3 jours (70 heures) pour des raisons d'opération.

#### 4.4.1 Pressions dans le chantier #76

Dans la méthodologie, il était prévu que le chantier soit remblayé en une seule séquence mais des disfonctionnements d'ordre mécanique ont occasionné des arrêts à l'usine. De la Figure 4-17, on peut confirmer que le remblayage n'a pas été fait en une seule séquence (remblayage interrompu). Pendant au moins les 2 heures suivant le début du remblayage, toutes les courbes d'enregistrement des pressions sont confondues témoignant de la phase où le remblai se comporte comme un fluide lourd (souvent assimilé par la phase "hydrostatique" du remblai à travers la littérature (e.g. Thompson et al., 2012) caractérisée par le fait que toutes les pressions sont égales).

La pression verticale atteint 46 kPa alors que les deux cellules placées horizontalement sur la même cage indiquent des valeurs de pressions transversale et longitudinale de 45 kPa et 44 kPa, respectivement. Le piézomètre quant à lui indique une valeur de 31 kPa.

Par la suite, avec l'arrêt momentané de l'usine à remblai pendant 2 heures, les valeurs des pressions baissent d'environ 15 kPa pour les pressions verticale et longitudinale. Cependant, la pression interstitielle baisse jusqu'à 18 kPa; ce qui représente environ 50% de la pression interstitielle maximale. La valeur de la pression transversale ne baisse que de 2 kPa pendant la même période.

À la reprise du remblayage, les pressions continuent de baisser pendant 4 heures au point où la pression longitudinale qui était de 43 kPa se retrouve à une valeur de 29 kPa. La pression verticale aussi baisse de 49 à 29 kPa, tandis que la valeur de la pression interstitielle passe de 18 à 11 kPa. La pression transversale n'accuse que d'une légère baisse de 3 kPa.

Après un remblayage d'une durée de 15 heures, un arrêt de 10 heures, causé par un problème mécanique est observé. Pendant cette période d'arrêt, la variation des pressions est faible. Mais après la reprise du remblayage, la pression verticale augmente presque exponentiellement au point de varier de 26 à 70 kPa pour ainsi surpasser la pression transversale qui, pour la même période, croît de 50 à 57 kPa. Cela s'explique par un probable mouvement de la cage. La pression verticale reste la plus élevée de ce moment jusqu'à la fin du remblayage final et même pendant la cure du chantier.

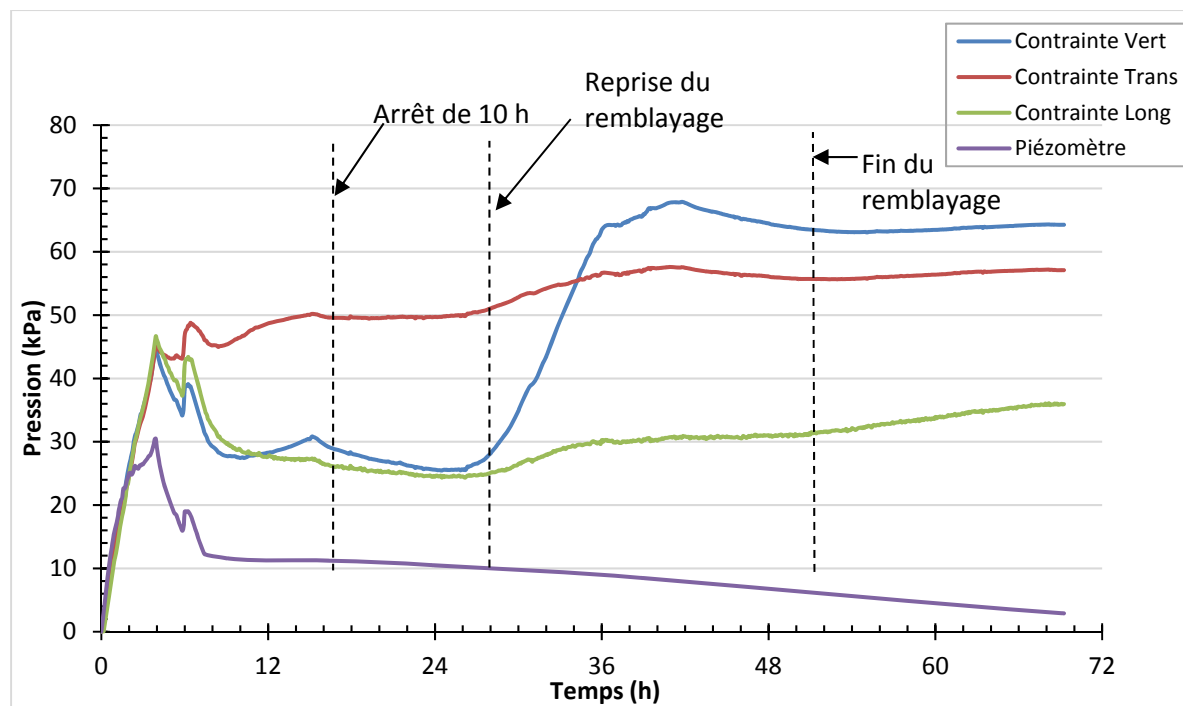


Figure 4-17 : Évolution des pressions dans le chantier #76, 132-04 au 132-05 Z230C (mine Westwood)

#### 4.4.2 Variation des pressions dans le chantier #76 en fonction de la hauteur

À partir de la Figure 4-18, on peut observer l'évolution des pressions en fonction de la hauteur du remblai dans le chantier. Au début du remblayage sur les premiers 3,6 m, on assiste à une croissance de l'ensemble des contraintes. Aussi, ces pressions sont confondues et ont le même gradient de pression de 12,4 kPa/m. Le gradient de pression au niveau du piézomètre est de 7,8 kPa/m sur la même hauteur. De la hauteur 6,5 m à la hauteur 8,1 m de hauteur, la pression a varié de 22 kPa; ce qui correspond à un gradient de pression moyen de 13,7 kPa/m. Pendant le remplissage, la pression augmente considérablement sur les 5 premiers mètres pour ensuite se stabiliser durant le reste du remplissage. Le gradient de pression pendant la seconde phase de remblayage est de 0,7 kPa/m. Cette très faible valeur est probablement attribuable à la cure du bouchon.

Pendant le remblayage du bouchon, les pressions transversale et longitudinale présentent la même tendance que la pression verticale avec un gradient de pression de 10 et 8,7 kPa/m, respectivement. Pendant le remblayage du résiduel, on assiste à une croissance significative des pressions avant un plateau ensuite on observe une stabilisation. Un gradient de pression de 0,65 kPa/m est observé pour la pression transversale tandis que, le gradient pour la pression longitudinale est à 0,5 kPa/m.

Le gradient de pression au niveau du piézomètre est quant à lui de 9,4 kPa/m pendant la phase de remblayage du bouchon et qui baisse à 0,4 kPa/m pendant la phase de remblayage du résiduel.

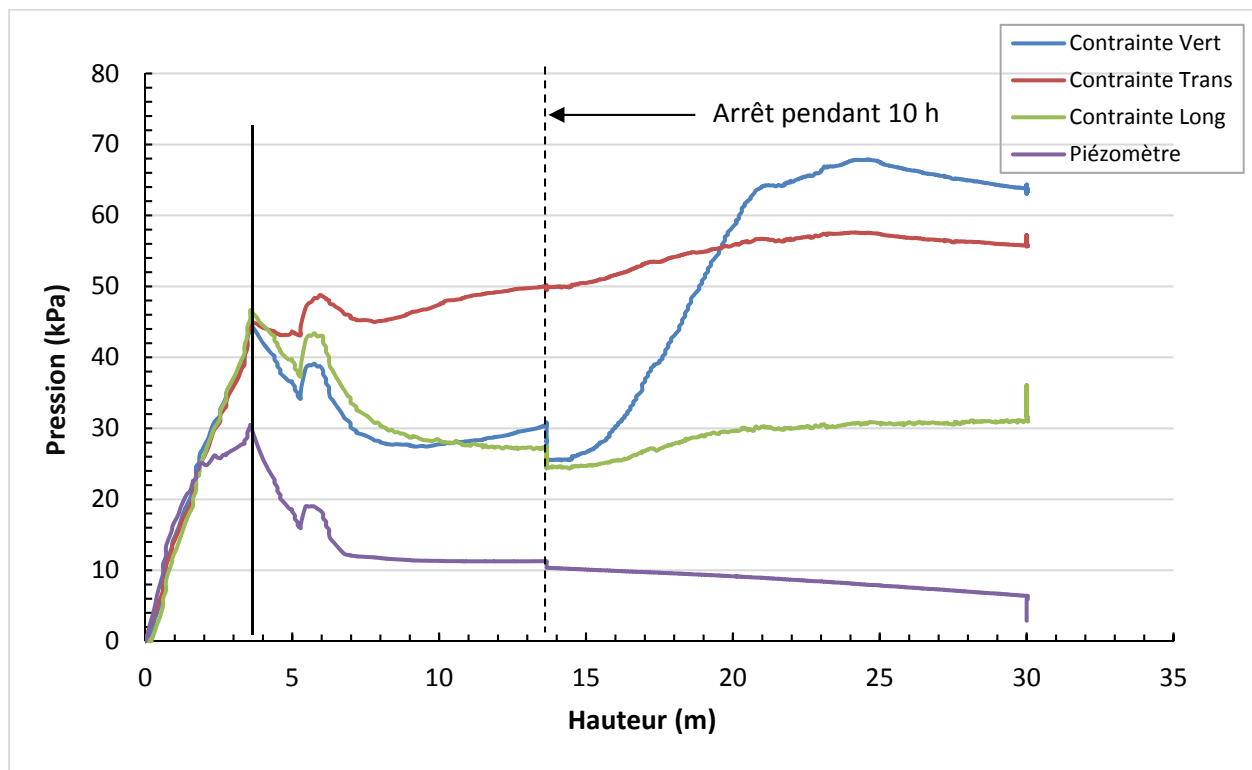


Figure 4-18 : Variation des pressions en fonction de la hauteur de remblai dans le chantier #76, 132-04 au 132-05 Z230C (mine Westwood)



## CHAPITRE 5 DISCUSSION

Les résultats obtenus du programme expérimental de cette étude sont intéressants à différents points de vue, mais doivent malgré tout être utilisés avec une certaine précaution. En effet, au travers des différents dispositifs utilisés au laboratoire (boîte de cisaillement, moules spéciaux de cisaillement) et *in situ* (cages instrumentées, 2 chantiers miniers), plusieurs aspects non contrôlés ont existés tout au long de l'exécution des essais et de l'acquisition des données. Tout d'abord, pour le premier chantier instrumenté (chantier #83), les cages ont été placées par une chargeuse navette dans le chantier et dans la galerie. Par la suite, il y'a eu la construction de la barricade rocheuse, mais il est impossible de déterminer la distance exacte entre la barricade et la cage dans la galerie (Figure 5-1). Pour ce même chantier, une mauvaise communication avait occasionné un délai dans le début de l'acquisition des données durant les 18 premières heures du remblayage.

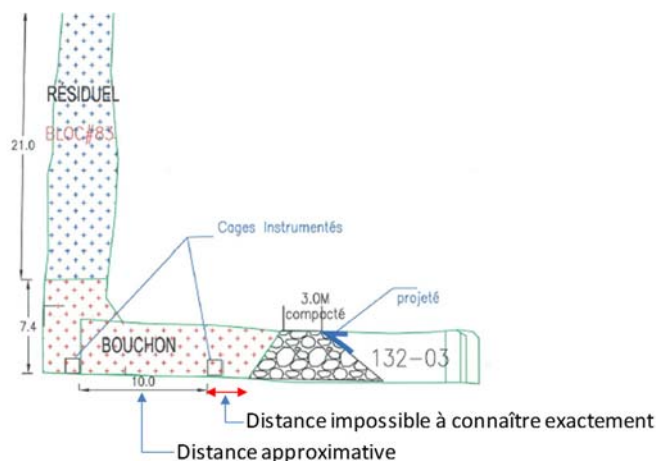


Figure 5-1 : Schéma du chantier remblayé #83 avec la localisation approximative des cages instrumentées dans le chantier et la galerie (mine Westwood)

En ce qui concerne le second chantier (chantier #76), l'unique cage instrumentée a été placée à l'aide d'une poulie à partir de la galerie d'accès supérieur. Il est possible qu'une rotation de la cage ait pu impacter les mesures des pressions obtenues selon les axes transversal et longitudinal. Il n'est pas aussi exclu que la cage instrumentée soit inclinée, ce qui pourrait impacter les mesures obtenues par rapport à l'axe vertical. Aussi, une maladresse a conduit au sectionnement des câbles après 3 jours, limitant ainsi la quantité de données à exploiter.

D'autres facteurs tels que la rigidité du grillage sur lequel sont fixées les cellules TPC, la distance entre ces dernières (même si les recommandations du fabricant aient été suivies), peuvent affecter la précision des données obtenues. De plus, la grande quantité d'eau utilisée pour le nettoyage de la tuyauterie a été déversée dans le chantier et cela pourrait tout aussi bien avoir une influence sur l'amplitude des pressions mesurées.

## **5.1 Impact de la cure du remblai dans le chantier**

### **5.1.1 Pressions verticales et le poids du remblai**

La Figure 5-2 représente l'évolution des pressions verticales dans les deux chantiers (chantier #83 coulé en deux séquences et le chantier #76 coulé en une seule séquence) en fonction de la hauteur remblayée. Au début du remblayage du chantier #76, la pression verticale et le poids du remblai sont confondus (contrainte géostatique ou gravitaire), mais au fil du remblayage, on observe une déviation de la pression verticale ( $\sigma_{\text{vert}}$ ) mesurée dans les deux chantiers et le poids du remblai ( $\gamma_h * h$ ). À partir de 3,5 m de hauteur remblayée,  $\sigma_{\text{vert}}$  a tendance à baisser, puis à se stabiliser à 7 m de hauteur remblayée pour ensuite augmenter à partir de 14 m de hauteur remblayée et de rester constante à partir de 21 m de hauteur remblayée (plateau). En comparaison avec le chantier #83, le gradient de pression verticale est proche de celui du poids du remblai. Cependant, après la cure de 24 heures dans le chantier #83, lorsque la hauteur de 8,1 m est atteinte (bouchon), la pression verticale devient stable et est confondue à celle dans le chantier #76, et ce, à partir de la hauteur remblayée de 21 m.

Les deux pressions verticales mesurées dans les deux chantiers avec différents modes de remblayage (l'un interrompu et l'autre en 2 séquences) sont bien en deçà du poids du remblai calculé, ceci indique l'apparition de l'effet d'arche (Figure 5-2). L'effet d'arche traduit une redistribution de la pression verticale sur les épontes adjacentes du chantier (reprise de charge). Cette redistribution est un transfert de charge dû vraisemblablement aux forces de frottements existant au niveau de l'interface entre le remblai et les murs.

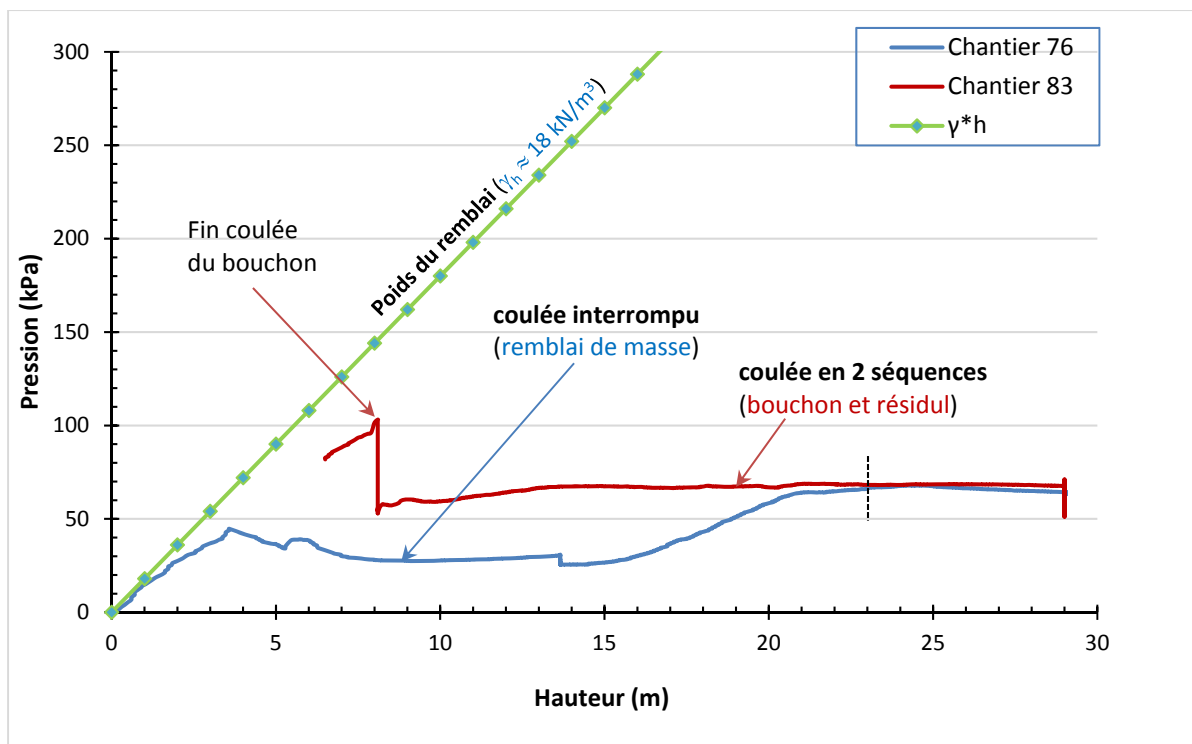


Figure 5-2 : Comparaison des pressions verticales dans les deux chantiers (#83 et #76, mine Westwood)

### 5.1.2 État de la poussée sur les barricades

À travers les phases de remblayage des deux chantiers (#83 et #76), on observe différentes réactions sur les deux barricades situées au point de soutirage. Dans le chantier #76 (remblayage interrompu), la pression horizontale sur la barricade augmente jusqu'à une hauteur correspondant au toit de la galerie ( $h = 4,5$  m) où elle se stabilise, ensuite elle augmente légèrement sur les 25 m de hauteur restants. En revanche, dans le chantier #83 (coulée en 2 séquences : un bouchon et un résiduel), la pression sur la barricade augmente jusqu'à une hauteur de 8,1 m (bouchon) où la cure du remblai est observée pendant 24 h. Au début de la seconde phase de remblayage (résiduel), la pression exercée sur la barricade augmente faiblement et atteint 10 kPa sur les 21 m restants. La Figure 5-3 montre que le chantier #76 qui n'a pas subi de cure (remblayage interrompu) exerce une plus grande pression sur la barricade (max. = 57 kPa) et cela pour la même hauteur de remblai après la cure du chantier #83 (max. = 45 kPa). Aussi, la dissipation de la pression interstitielle dans le chantier #76 est beaucoup plus lente que celle dans le chantier #83. En comparaison, la pression verticale dans les deux chantiers à la fin du remblayage est de l'ordre de 68 kPa (Figure 5-2), cela donne un ratio

$\sigma_{\text{vert}}/\sigma_{\text{barricade}}$  compris entre 1.2 et 1.5 (effet de la dissipation de la pression interstitielle), respectivement pour les chantiers #76 et #83.

Ces résultats montrent qu'une approche qui serait uniquement basée sur seulement l'impact de la hauteur remblayée (sans tenir compte du volume total remblayé, par exemple) ne serait pas suffisant car les propriétés intrinsèques du remblai ( $c'$  et  $\phi'$ ) ont un grand impact et ils varient au cours du temps de cure (paramètres d'état).

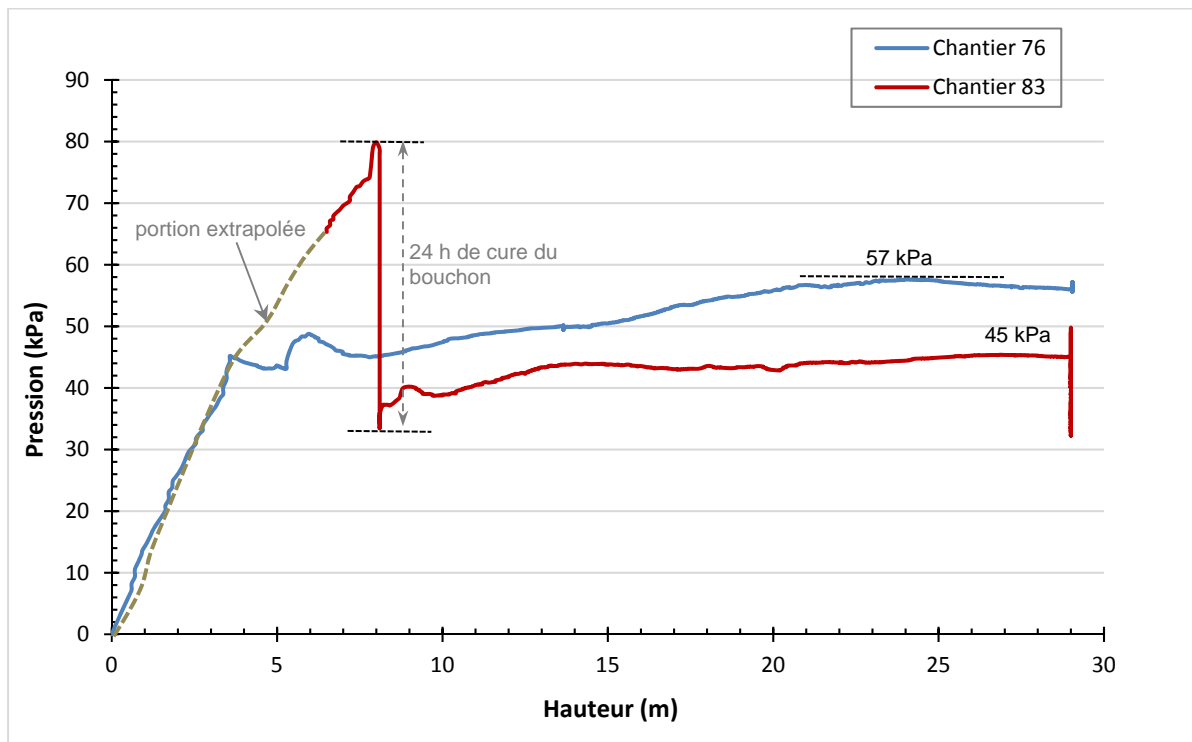


Figure 5-3 : Comparaison des pressions exercées sur la barricade du chantier #76 et du chantier #83

## 5.2 Évolution des paramètres élastiques et mécaniques dans les chantiers et le modèle physique remblayés

### 5.2.1 Paramètres élastiques

Le coefficient de Poisson ( $\nu$ ) a pu être évalué à partir des équations (5-1) et (5-2) et dont l'évolution au cours des 8 premiers jours pour le chantier #83 et des 12 premiers jours pour le modèle physique sont présentés sur la Figure 5-4. On y observe que le coefficient de Poisson ( $\nu$ ) dans le modèle physique remblayé a augmenté progressivement jusqu'à une valeur maximale autour de 0.47 (cas des sols fins saturés) après 2 jours tandis que, celui du chantier #83 se situe à 0.33 à la fin du remblayage, pour atteindre et se stabiliser à 0.35. De telles valeurs maximales sont celles des sols saturés. Ce qui montre que les valeurs inférées sont raisonnables et logiques. La Figure 5-4 montre également qu'au-delà de 4 jours, le coefficient de Poisson dans le modèle physique diminue considérablement pour se stabiliser autour de 0.35, comme pour le cas du remblai dans le chantier #83. Cette valeur est également très raisonnable si l'on considère que le remblai est dans sa phase de consolidation gravitaire (tassement et drainage de l'eau) et du début de l'hydratation de l'agent liant (rigidification du squelette de la masse de remblai).

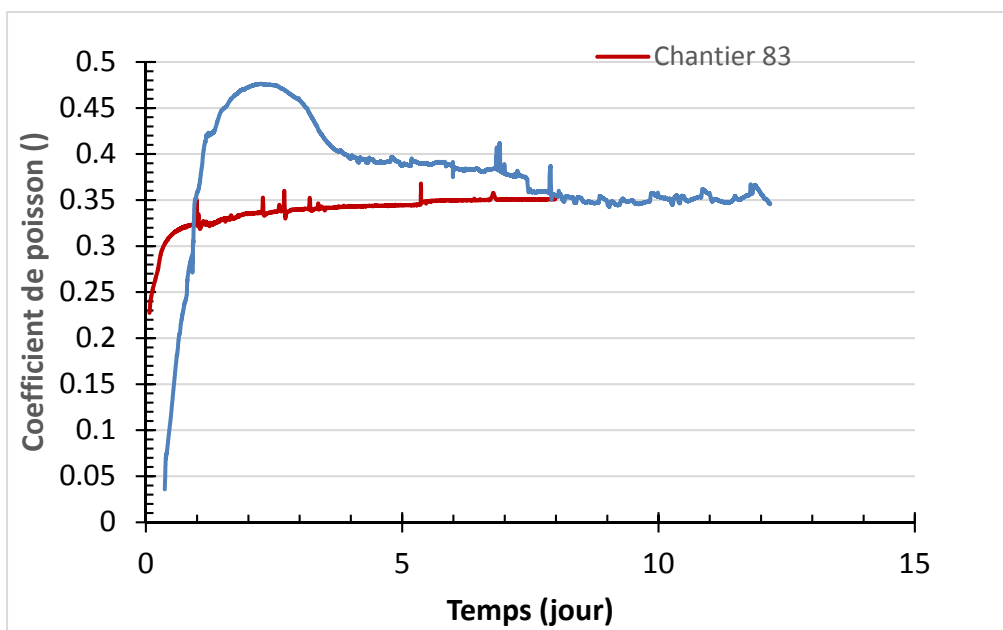


Figure 5-4 : Évolution du coefficient de Poisson  $\nu$  pour le chantier #83 et le modèle physique de chantier

### 5.2.2 Paramètres mécaniques

La Figure 5-5 présente l'évolution de l'angle de frottement interne effectif ( $\phi'$ ) du remblai en pâte dans le chantier #83 et dans le modèle physique de chantier calculé à l'aide de l'équation 5-8. Cette figure montre que l'angle de frottement effectif serait de l'ordre de  $47^\circ$  dans le modèle physique et au début de la coulée, et diminue rapidement à la fin de la mise en place du remblai. Par la suite, cette valeur de  $\phi'$  diminue jusqu'à  $20^\circ$  avant de se stabiliser autour d'une valeur de  $20-25^\circ$  pendant les 8 prochains jours. Par contre, dans le chantier #83 l'angle  $\phi'$  augmente pendant le remblayage pour atteindre  $22^\circ$  à la fin du remblayage. Pendant la cure, comme pour le modèle physique, l'angle  $\phi'$  se stabilise aussi autour de  $20-25^\circ$ . À nouveau, une telle gamme de valeur de l'angle de frottement effectif dans le chantier et le modèle physique semble raisonnable et acceptable.

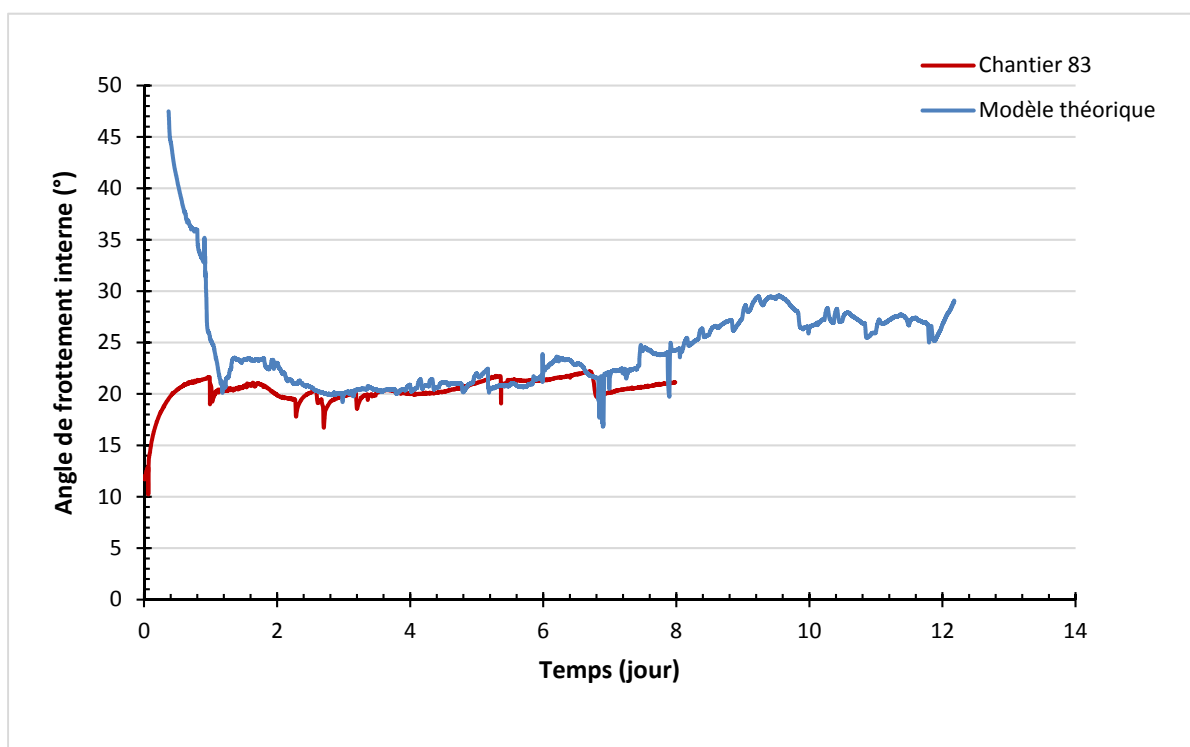


Figure 5-5 : Évolution de l'angle de frottement interne effectif  $\phi'$  pour le chantier #83 et le modèle physique de chantier

## CHAPITRE 6 CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS

L'utilisation du remblai en pâte cimenté (RPC) permet tout d'abord de diminuer le niveau de contrainte dans le massif rocheux, la convergence des murs, de réduire l'impact de la sismicité et les coûts du minage, d'augmenter la flexibilité dans les opérations minières souterraines et d'optimiser l'exploitation des chantiers. Le but de cette étude était tout d'abord de vérifier les connaissances antérieures sur les pressions dans les chantiers remblayés. Les résultats de l'étude montrent que les chantiers remblayés en deux séquences (bouchon + résiduel) exercent moins de pression sur les barricades avec une diminution des pressions au bas du chantier. On peut dire avec certitude que les pressions verticales dans les chantiers #76 et #83 étaient les plus importantes.

Les résultats de cette étude ont également montré que les pressions variaient d'un chantier à l'autre et que les processus qui régissent le développement des pressions sont très complexes et spécifiques à chaque site et chantier minier. Plus la barricade est éloignée du chantier (cas du chantier #83) et plus les pressions qu'elle subit sont moindres. Ces pressions diminuent progressivement et disparaissent après quelques semaines voir même des jours. Les observations basées sur les pressions lors du remblayage en deux séquences (bouchon + résiduel) opposé à celle interrompue (ex. chantier #76) montrent que la cure du remblai réduit significativement les pressions dans le chantier, qu'elles soient verticales ou horizontales (transversale et longitudinale).

Grâce au test réalisé dans le modèle physique, il a été possible d'observer l'existence de l'effet d'arche, qui a aussi bien été mis en évidence dans les chantiers remblayés. L'effet d'arche est d'autant plus important que le chantier est étroit, mais aussi que l'état des parois joue un très grand rôle dans la mobilisation des contraintes de cisaillement.

Cependant, au niveau des paramètres élastiques inférés tel que le coefficient de poisson, on a observé que le modèle physique de chantier et le chantier #83 ont des valeurs différentes pendant le remblayage, mais qu'après la cure (8 jours) les deux valeurs se rejoignent. En ce qui concerne les paramètres mécaniques tels l'angle de frottement interne effectif et l'angle de cisaillement, ils se confondent après la fin du remblayage. On peut aussi affirmer que la résistance au cisaillement et la cohésion effective dans le chantier sont très supérieurs à celui dans le modèle physique (au moins de 3 fois).

Cependant, pour des travaux futurs des pistes d'améliorations sont à explorer parmi lesquelles il faudrait utiliser une même recette de mélange pour tous les chantiers à remblayer et le modèle physique utilisé, voir même utilisé le remblai de la mine réelle pour remblayer le modèle physique et par la suite mesurer les pressions et inférer les différents paramètres (élastique et mécanique).

Une autre piste à investiguer serait de visualiser les cages instrumentées à l'intérieur du chantier afin de prendre en compte tous les mouvements des cages pouvant engendrer des difficultés lors de l'interprétation des résultats obtenus. En effet, les cellules TPC installées dans un chantier, malgré la solidité certifiée par les fournisseurs, sont construites pour avoir une grande sensibilité aux variations dans le milieu. Il serait adéquat de voir de nouveaux équipements pour atteindre les objectifs de mesures visés.

Et pour terminer, des mesures *in situ* de l'effet du tassement gravitaire et de la consolidation, ainsi que la variation de la pression barométrique sous terre pourraient compléter grandement l'interprétation des résultats de différentes instrumentations de chantiers miniers.



## RÉFÉRENCES

- Archibald, J., De Souza, E. and Beauchamp, L. (2009). Compilation of industry practices for control of hazards associated with backfill in underground mines-Part 2 Underground Transport and Stope Placement. Proceedings CIM Metsco conferences, Toronto, Canada.
- Askew JE, McCarthy PL, and Fitzgerald DJ (1978) Backfill research for pillar extraction at ZC/NBHC. In: Proceedings of 12th Canadian Rock Mechanics Symposium pp 100–110.
- Aubertin, M., Bernier, L. et Bussière, B. (2002). Environnement et gestion des rejets miniers [ressource électronique]: manuel sur cédérom: Mont-Royal, Québec: Presses internationales Polytechnique.
- Aubertin, M., Li, L., Arnoldi, S., Belem, T., Bussière, B., Benzaazoua, M., et al. (2003). Interaction between backfill and rock mass in narrow stopes. *Soil and rock America*, 1, 1157-1164.
- Aubertin, M., Li, L., Belem, T., et Simon, R. (2008). Évaluation des pressions dans les chantiers remblayés et sur les barricades. Proceedings of the Symposium Rouyn-Noranda: Mines and the Environment, Rouyn-Noranda, Quebec.
- Aubertin, M., Li, L., Belem, T., Simon, R., Harvey, A., James, M., et al. (2005). Méthodes d'estimation des pressions induites dans les chantiers remblayés. Proceedings of the Symposium Rouyn-Noranda: Mines and the Environment, Rouyn-Noranda, Quebec.
- Aubertin, M., Mbonimpa, M., Jollette, D., Bussière, B., Chapuis, R., James, M., et al. (2002). Stabilité géotechnique des ouvrages de retenue pour les résidus miniers: problèmes persistants et méthodes de contrôle.
- Azam S., Wilson D.W., Fredlund D.G, and Van Zyl D. (2009). Geotechnical characterization of mine waste rock. *Proc. of ICSMGE*, 4 p.
- Belem T., El Aatar O., Bussière B., and Benzaazoua M. (2016). Gravity-driven 1-D consolidation of cemented paste backfill in 3-m-high columns. *Innov. Infrastruct. Solut.* (2016) 1:37, 1-12.
- Belem, T. and Benzaazoua, M. (2008). Design and application of underground mine paste backfill technology. *Geotechnical and Geological Engineering*, 26 (2), 147-174.

- Belem, T., Aubertin, M., Li, L. et Fall, M. (2009). Développement d'une méthode intégrée d'analyse de stabilité des chantiers miniers remblayés. Publication de l'IRSST.
- Belem, T., Benzaazoua, M. et Mbonimpa, M. (2015). Notes de cours (Remblais miniers). Notes de cours inédit. Université du Québec en Abitibi-Témiscamingue.
- Belem, T., Benzaazoua, M., Bussière, B. and Dagenais, A. (2002). Effects of settlement and drainage on strength development within mine paste backfill. Proceedings of the 9th International Conference, Tailings and Mine Waste.
- Belem, T., Benzaazoua, M., and Bussière, B. (2000). Mechanical behaviour of cemented paste backfill. Communications présentées au Proc. of 53rd Canadian Geotechnical Conference, Montreal.
- Belem, T., El Aatar O., Bussière B., Benzaazoua M., Fall M., Yilmaz E. (2006) Characterization of self-weight consolidated paste backfill. Proceedings of 9th International Seminar on Paste and Thickened Tailings – Paste'06, 3-7 April 2006, Limerick, Ireland. R. Jewell, S. Lawson & Ph. Newman (eds), pp. 333 – 345.
- Belem, T., Harvey, A., Simon, R. and Aubertin, M. (2004). Measurement and prediction of internal stresses in an underground opening during its filling with cemented fill. Proceedings of the fifth international symposium on ground support in mining and underground construction.
- Benzaazoua, M. and Belem, T. (2000). Waste treatment and environmental impact of the mining industry - Optimization of sulfurous paste backfill mixtures for increased long-term strength and durability (Vol. 1). Santiago, Chile: University of Concepcion.
- Benzaazoua, M., et Belem, T. (2003). Utilisation du remblai en pâte comme support de terrain partie II In Proceedings of Après-mines 2003 Impacts et gestion des risques: besoins et acquis de la recherche. 5-7 February. Nancy GISOS CD-ROM.
- Benzaazoua, M., Belem, T., and Bussière, B. (2002). Chemical factors that influence the performance of mine sulphidic paste backfill. Cement and Concrete Research, 32(7), 1133-1144.
- Benzaazoua, M., Bois, D., Belem, T., Gauthier, P., Ouellet, S., Fall, M., et al. (2005). Remblais souterrains, évolution des connaissances et de la pratique. Comptes rendus du 20e Colloque en Contrôle de terrains, Val-d'Or.

- Berndt, C. C., Rankine, K. J., and Sivakugan, N. (2007). Materials properties of barricade bricks for mining applications. *Geotechnical and Geological Engineering*, 25 (4), 449-471.
- Caceres, C. (2005). Effect of delayed backfill on open stope mining methods. M.S. thesis, Univ. of British Columbia, Vancouver, B.C.
- Cayouette, J., (2003) Optimization of the paste backfill plant at Louvicourt mine, *CIM Bulletin*, 96(1075): 51-57.
- Daigle, L. and Zhao, J. (2003). *Assessing Temperature Effects on Earth Pressure Cells*. Ottawa: National Research Council Canada.
- Dawson, S. (1995). Audrey cuts ribbon at Bouchard-Hebert mine. *The Northern Miner*. Page consultée le 2015-07-14 de <http://www.northernminer.com/news/audrey-cuts-ribbon-at-bouchard-hebert-mine/1000094734/?&er=NA>.
- De Souza, E., Archibald, J. and Beauchamp, L. (2009). Compilation of industry practices for control of hazards associated with backfill in underground mines-Part I surface and plant operations. *ICM Conferences & Exhibitions Papers Toronto*.
- De Souza, E., Archibald, J. and Dirige, A. (2003). Economics and perspectives of underground backfill practices in Canadian mines. *Proc. of 105th annual general meeting of the Canadian Institute of Mining, Metallurgy and Petroleum, Montreal, CIM15*.
- Dirige A.P.E., McNearny R.L., and Thompson D.S. (2008). The effect of stope inclination and wall rock roughness on backfill free face stability. *ROCKENG09: Proceedings of the 3<sup>rd</sup> CANUS Rock Mechanics Symposium, Toronto, May 2009* (Eds: M.Diederichs and G. Grasselli), 12 p.
- Doucet, C. (2014). Utilisation du Remblai en Pâte à la mine Goldex. Power point presentation inédit.
- Doucet, C. et Harvey, A. (2001). Utilisation du remblai en pâte dans les mines filoniennes : La Mine Doyon. *Conference ICM Metsco*.
- Dunnicliff, J. (1993). *Geotechnical Instrumentation for Monitoring Field*.
- Dunnicliff, J. (1997). Temperature sensitivity of earth pressure cells. *Geotechnical News*, 15 (2), 42.

- Evans, R., Ran, J. and Allan, R. (2007). Application of Mine Fill at Barrick Gold. Proceedings of the Minefill 2007, Montreal.
- Fahey, M., Helinski, M., and Fourie, A.B. (2009). Some aspects of the mechanics of arching in backfilled stopes. *Canadian Geotechnical Journal*, 46(11): pp. 1322–1336.
- Falaknaz, N., Aubertin, M., and Li, L. (2015). On the stability of exposed backfill in mine stopes. Proc., 68th Canadian Geotechnical Conf., Quebec City, Canada.
- Fall, M., Belem, T., Samb, S. and Benzaazoua, M. (2007). Experimental characterization of the stress–strain behaviour of cemented paste backfill in compression. *Journal of materials science*, 42 (11), 3914-3922.
- Farsangi, P. N. (1996). Improving cemented rockfilled design in open stoping, Ph.D thesis, McGill University, Montreal, Canada.
- Fortin, R. (2008). An analysis of barricade containment pressures during the backfill pouring process. Cambrian College.
- Gamache-Rochette, A. (2004). Une étude de caractérisation en laboratoire et sur le terrain des écoulements de l'eau dans les roches stériles, Mémoire de Maîtrise, École Polytechnique de Montréal, Canada.
- Grabinsky, M. and Bawden, W. (2007). In situ measurements for geomechanical design of cemented paste backfill systems. Communications présentées au Proceedings of the 9th International Symposium in Mining with Backfill, Montréal, Quebec.
- Grabinsky, M., Thompson, B., Bawden, W. and Zurawski, B. (2011). In Situ Measurements of Paste Backfill Pressure in a narrow, dipping stope. Proceedings of the 2011 Pan-Am CGS Geotechnical Conference, Toronto, Canada.
- Grice, T. (1998). Underground mining with backfill. Proceedings of the 2nd Annual Summit-Mine Tailings Disposal Systems, 234-239.
- Harvey, A. (2004). Étude comparative des contraintes triaxiales dans le remblai en pâte selon la portée des chantiers.

- Hasan, A., Suazo, G., Doherty, J. P. and Fourie, A. (2014). In-stope measurements at two Western Australian mines. Proceedings of 17th International Seminar on Paste and Thickened Tailings, Vancouver, Canada.
- Hassani, F. and Archibald, J. (1998). Mine backfill. CIM, CD-ROM.
- Hassani, F., Fotoohi, K. and Doucet, C. (1998). Instrumentation and backfill performance in a narrow vein gold mine (Vol. 35, pp. 392-392): Pergamon.
- Hassani, F., Ouellet, J. and Servant, S. (2001). In Situ Measurements in a Paste Backfill: Backfill and Rock Mass Response in the Context of Rockburst. Proceedings of the 17th International Mining Congress and Exhibition of Turkey- IMCET2001, Turkey.
- Hughes, P. B. (2008). Performance of paste fill fences at Red Lake Mine. University of British Columbia.
- Hughes, P. B. (2014). Design guidelines: underhand cut and fill cemented paste backfill sill beams. University of British Columbia.
- Hughes, P., Pakalnis, R., Hitch, M. and Corey, G. (2010). Composite paste barricade performance at Goldcorp Inc. Red Lake Mine, Ontario, Canada. International Journal of Mining, Reclamation and Environment, 24 (2), 138-150.
- Iglesia, G. R., Einstein H. H., and Whitman R. V. (1999). Determination of vertical loading on underground structures based on an arching evolution concept. Geotechnical Special Publication (90), 495-506.
- Isagon, I., Razavi, M., and Townend, S. (2011). Backfill Practice at Copper Cliff North Mine (CCNM). Proceedings of Innovations in Rock Engineering - In Mines without Borders, Montreal.
- Jaky, J. (1944). The coefficient of earth pressure at rest. Journal of the Society of Hungarian Architects and Engineers, 78(22), 355-358.
- Janssen, Z. (1895). Experiments on corn pressure in silo cells. Verein Deutscher Ingenieure – the Association of German Engineers, 7.

- Landriault D., Verburg R., Cincilla W., and Welch D., (1997). Paste technology for underground backfill and surface tailings disposal applications. in Short Course Notes, In: CIM Technical Workshop e April 27, Vancouver, British Columbia, Canada, 1997.
- Le Roux, K., Bawden, W. F. and Grabinsky, M. F. (2005). Field properties of cemented paste backfill at the Golden Giant mine. *Mining Technology*, 114 (2), 65-80.
- Li, L. (2013a). A new concept of backfill design—Application of wick drains in backfilled stopes. *International Journal of Mining Science and Technology*, 23 (5), 763-770.
- Li, L. (2013b). A simple solution to assess pore-water pressure in barricades made of waste rock. *CIM Journal: Underground Mining*, Vol. 4 (No. 1), 53-60.
- Li, L. (2014a). Analytical solution for determining the required strength of a side-exposed mine backfill containing a plug. *Can. Geotech. J.*, 51(5), 508–519.
- Li, L. (2014b). Generalized solution for mining backfill design. *Int. J. Geomech.*, 10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0000329, 04014006.
- Li, L., and Aubertin, M. (2014c). An improved method to assess the required strength of cemented backfill in underground stopes with an open face. *Int. J. Min. Sci. Technol.*, 24(4), 549–558.
- Li, L. and Aubertin, M. (2009a). Horizontal pressure on barricade for backfilled stopes. Part I: Fully drained conditions. *Canadian Geotechnical Journal*, 46 (1), 37-46.
- Li, L. and Aubertin, M. (2009b). Horizontal pressure on barricade for backfilled stopes. Part II: Submerged conditions. *Canadian Geotechnical Journal*, 46 (1), 47-56.
- Li, L. and Aubertin, M. (2009c). Numerical investigation of the stress state in inclined backfilled stopes. *International Journal of Geomechanics*, 9 (2), 52-62.
- Li, L., and Aubertin, M. (2009d). A three-dimensional analysis of the total and effective stresses in submerged backfilled stopes. *Geotechnical and Geological Engineering* 27(4): 559–569.
- Li, L. and Aubertin, M. (2011a). Limit equilibrium analysis for the design of backfilled stope barricades made of waste rock. *Canadian Geotechnical Journal*, 48 (11), 1713-1728.
- Li, L. and Aubertin, M. (2011b). Numerical and Analytical Solutions for the Pore Water Pressures Within Barricades Made of Waste Rocks. Montréal: École Polytechnique de Montréal.

- Li, L., Ouellet, S. and Aubertin, M. (2009). A method to evaluate the size of backfilled stope barricades made of waste rock. Proceedings of Geo Halifax 2009, Halifax.
- Marston, A. (1930). The theory of external loads on closed conduits in the light of the latest experiments. Bulletin No. 96, Iowa, Engineering Experiment Station, Ames, Iowa.
- Mayne P.W. and Kulhawy F.H. (1982).  $K_0$ -OCR Relationships in Soil. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 108, 1982, pp. 851-72.
- Mbonimpa, M. (2014). Notes de cours - Géotechnique minière. Université du Québec en Abitibi-Témiscamingue.
- McCarthy, D. F. (1977). Essentials of soil mechanics and foundations: Reston Publishing Company.
- McCarthy, D. F. (1988). Essentials of soil mechanics and foundations: Basic geotechnics, 3th Edition Prentice Hall Books.
- McCarthy, D. F. (2007). Essentials of soil mechanics and foundations: Basic geotechnics, 7th Edition Prentice Hall Books. Mitchell, R. and Roettger, J. (1984). Bulkhead pressure measurements in model fill pours. CIM BULLETIN, 77 (868), 50-54.
- Mercier-Langevin, P., Goutier, J., Ross, P.S., McNicoll, V., Monecke, T., Dion, C., Dubé, B., Thurston, P., Bécu, V., Gibson, H., Hannington, M., and Galley, A., 2011, The Blake River Group of the Abitibi greenstone belt and its unique VMS and gold-rich VMS endowment: Geological Survey of Canada Open File 6869, 61 p.
- Meyerhof G.G. (1976). Bearing capacity and settlement of pile foundations. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 102, pp. 197-228.
- Mitchell, R. J., Olsen, R. S., and Smith, J. D. (1982). Model studies on cemented tailings used in mine backfill. Canadian geotechnical journal, 19 (1), 14-28.
- Mitchell, R., Smith, J., and Libby, D. (1975). Bulkhead pressures due to cemented hydraulic mine backfills. Canadian Geotechnical Journal, 12 (3), 362-371.
- Ouellet, S. (2015). Comparison of three paste backfill distribution systems. Proceedings of The Mines and the Environment Symposium, Rouyn-Noranda.

- Pirapakaran, K. and Sivakugan N. (2007a). Arching within hydraulic fill stopes. *Geotechnical and Geological Engineering*, 25(1), 25-35.
- Pirapakaran, K. and Sivakugan N. (2007b). A laboratory model to study arching within a hydraulic fill stope. *ASTM geotechnical testing journal* 30(6), 496-503.
- Potvin, Y. (2005). *Handbook on Mine Fill*. Nedlands, Western Australia: Australian Centre for Geomechanics.
- Rankine, K., and Sivakugan, N. (2005). Drainage characteristics and behaviour of hydraulically placed mine fill and fill barricades. Vol. 16, pp. 579, AA Balkema Publishers.
- Rankine, K., Sivakugan, N., and Cowling, R. (2006). Emplaced geotechnical characteristics of hydraulic fills in a number of Australian mines. *Geotechnical and Geological Engineering*, 24(1), 1-14.
- Rankine, R.M., Rankine, K.J., Sivakugan, N., Karunasena, W. and Bloss, M., (2001). Geotechnical characterisation and stability analysis of BHP Cannington paste backfill. *Proceedings of 15th ISSMGE, Istanbul, Turkey*, 1241-1244.
- Rankine, W. J. M. (1857). On the stability of loose earth. *Philosophical Transactions of the Royal Society of London*, London, 147, 9-27.
- Revell, M. and Sainsbury, D. (2007a). Advancing paste fill bulkhead design using numerical modeling. *Proceedings of International Symposium of MineFill07*, Montreal.
- Revell, M. and Sainsbury, D. (2007b). Paste bulkhead failures. *Proceedings of the 9th International Symposium on Mining with Backfill (Minefill'07)*, Montréal, Quebec.
- Simms, P. and 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, R., Aubertin M. and Gill D.E. (1998). Guide d'évaluation du potentiel de coups de terrain dans les mines à l'aide de la méthode ERP (Rapport n° 182).
- Singh, S., Shukla S. K., and Sivakugan, N. (2011). Arching in Inclined and Vertical Mine Stopes. *Geotechnical and Geological Engineering*, 29(5), 685-693.
- Sivakugan, N., Rankine, K. and Rankine, R. (2006). Permeability of hydraulic fills and barricade bricks. *Geotechnical & Geological Engineering*, 24 (3), 661-673.



- Sivakugan, N., Rankine, R., Rankine, K. and Rankine, K. (2006). Geotechnical considerations in mine backfilling in Australia. *Journal of Cleaner Production*, 14 (12), 1168-1175.
- Talesnick, M. (2012). A different approach and result to the measurement of  $K_0$  of granular soils. *Géotechnique*, 62(11), 1041-1045.
- Terzaghi, K. (1943). *Theoretical soil mechanics* (Vol. 18): Wiley New York.
- Tesarik D.R., Seymour J.B., Williams T.J., Martin L.A., and Jones F.M. (2006). Temperature corrections to earth pressure cells embedded in cemented backfill. Report of investigations No. 9665, National Institute for Occupational Safety and Health, 34 p.
- Thompson, B. D., Grabinsky, M., Bawden, W. and Counter, D. (2009). In Situ measurements of cemented paste backfill in long-hole stopes. ROCKENG09: Proceedings of the 3rd CANUS Rock Mechanics Symposium, Toronto.
- Thompson, B., Bawden, W. and Grabinsky, M. (2011). In situ monitoring of cemented paste backfill pressure to increase backfilling efficiency. *Canadian Institute of Mining Journal*, 2 (4), 1-10.
- Thompson, B., Bawden, W. and Grabinsky, M. (2012). In situ measurements of cemented paste backfill at the Cayeli Mine. *Canadian Geotechnical Journal*, 49 (7), 755-772.
- Thompson, B., Bawden, W., Isagon, I. and Grabinsky, M. (2013). Increasing paste and hydraulic backfilling efficiency through instrumentation. *Proceedings World Mining Congress*, Montréal.
- Ting, C. H., Shukla, S. K., and Sivakugan, N. (2011). Arching in soils applied to inclined mine stopes. *International Journal of Geomechanics*, 11(1), 29-35.
- Ting, C. H., Sivakugan, N., Read, W., and Shukla, S. K. (2014). Analytical Expression for Vertical Stress within an Inclined Mine Stope with Non-parallel Walls. *Geotechnical and Geological Engineering*, 32(2), 577-586.
- Van Horn, D. (1964). A study of loads on underground structures. *Proceedings of the Symposium on Soil-Structure Interaction*.

- Windsor, C. and Thompson, A. (1999). The design of shotcrete linings for excavations created by drill and blast methods. Dans Balkema (Éd.), *Rock support and reinforcement practice in mining* (pp. 231-244). Rotterdam.
- Yang Z., Zhai S., Gao Q., and Li M. (2015). Stability analysis of large-scale stope using stage subsequent filling mining method in Sijiaying iron mine. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering* 7 (2015) 87-94.
- Yang, P. and Li, L. (2015). Continuous backfilling of cemented paste backfill Yes, it's possible with wick drains. *Communications présentées au CIM 2015 Convention*, Montreal.
- Yang, P., Brochu-Baekelmans, M., Li, L. and Aubertin, M. (2014). An improved solution for sizing barricades made of waste rock to retain cemented paste backfill. *Proceedings of Geo Regina 2014*, Regina.
- Yang, P., Li, L. and Aubertin, M. (2017). A New Solution to Assess the Required Strength of Mine Backfill with a Vertical Exposure. *Int. J. Geomech.*, 2017, 17(10): 04017084.
- Yumlu, M. (2008). Barricade pressure monitoring in paste backfill. *Gospodarka Surowcami Mineralnymi (journal)*, 24 (Zeszyt 4/3), 12.
- Yumlu, M. et Guresci, M. (2007). Paste backfill bulkhead monitoring—a case study from Inmet's Cayeli mine, Turkey. *Proceedings of the 9th International Symposium in Mining with Backfill*, Montréal, Quebec.
- Zhu, Z. (2002). *Analysis of Mine Backfill Behaviour and Stability*. McGill University, Montreal, Canada.

## ANNEXE A – PRESSIONS DANS LE MODÈLE PHYSIQUE

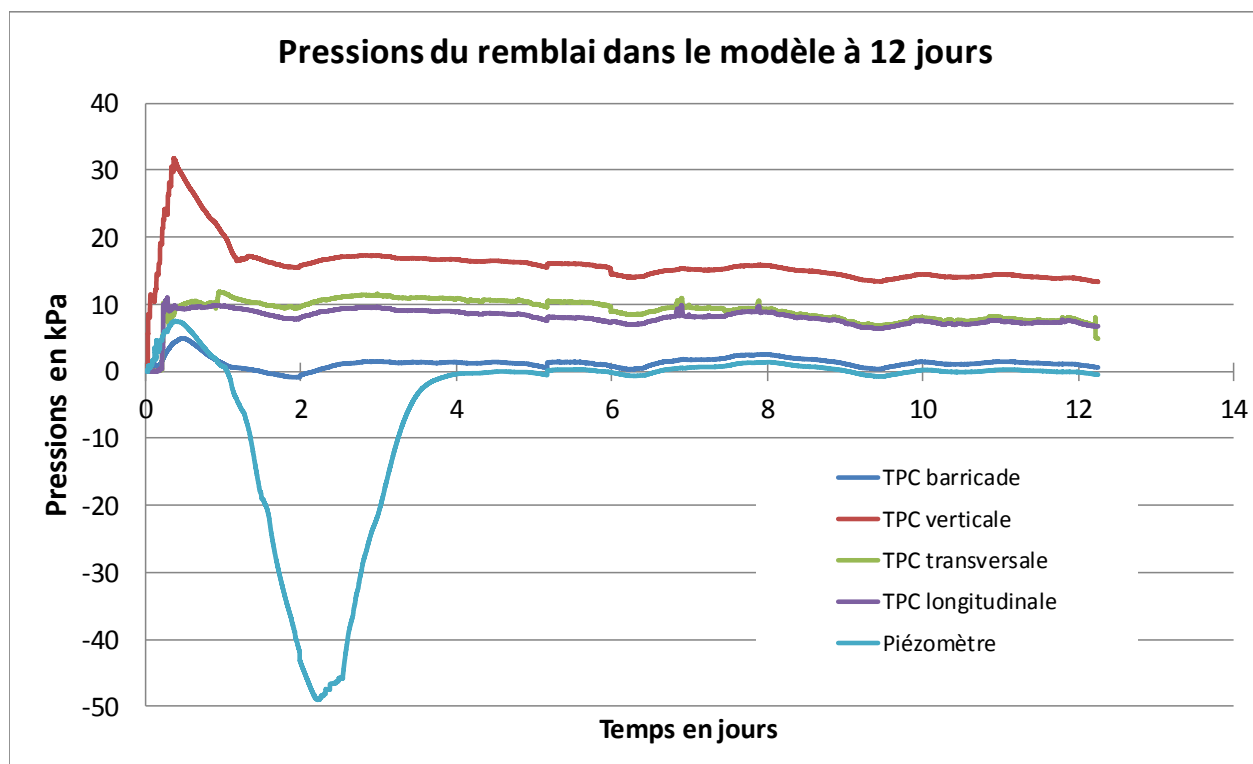


Figure A-1 : Évolution des pressions dans le modèle physique de laboratoire