

**Titre:** Étude comparative des contraintes triaxiales dans le remblai en pâte selon la portée des chantiers  
Title: [Etude comparative des contraintes triaxiales dans le remblai en pâte selon la portée des chantiers](#)

**Auteur:** André Harvey  
Author: [André Harvey](#)

**Date:** 2004

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

**Référence:** Harvey, A. (2004). Étude comparative des contraintes triaxiales dans le remblai en pâte selon la portée des chantiers [Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal]. PolyPublie. <https://publications.polymtl.ca/7188/>  
Citation: [Harvey, A. \(2004\). Étude comparative des contraintes triaxiales dans le remblai en pâte selon la portée des chantiers \[Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal\]. PolyPublie. https://publications.polymtl.ca/7188/](#)

## Document en libre accès dans PolyPublie

Open Access document in PolyPublie

**URL de PolyPublie:** <https://publications.polymtl.ca/7188/>  
PolyPublie URL: [https://publications.polymtl.ca/7188/](#)

**Directeurs de recherche:** Richard Simon, & Tikou Belem  
Advisors: [Richard Simon](#), [Tikou Belem](#)

**Programme:** Non spécifié  
Program: [Non spécifié](#)

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉTUDE COMPARATIVE DES CONTRAINTES TRIAXIALES DANS LE REMBLAI  
EN PÂTE SELON LA PORTÉE DES CHANTIERS

ANDRÉ HARVEY

DÉPARTEMENT DES GÉNIES CIVIL, GÉOLOGIQUE ET DES MINES  
ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

MÉMOIRE PRÉSENTÉ EN VUE DE L'OBTENTION  
DU DIPLÔME DE MAÎTRISE ÈS SCIENCES APPLIQUÉES  
(GÉNIE MINÉRAL)

AVRIL 2004



National Library  
of Canada

Acquisitions and  
Bibliographic Services

395 Wellington Street  
Ottawa ON K1A 0N4  
Canada

Bibliothèque nationale  
du Canada

Acquisitions et  
services bibliographiques

395, rue Wellington  
Ottawa ON K1A 0N4  
Canada

*Your file* *Votre référence*

ISBN: 0-612-91948-X

*Our file* *Notre référence*

ISBN: 0-612-91948-X

The author has granted a non-exclusive licence allowing the National Library of Canada to reproduce, loan, distribute or sell copies of this thesis in microform, paper or electronic formats.

L'auteur a accordé une licence non exclusive permettant à la Bibliothèque nationale du Canada de reproduire, prêter, distribuer ou vendre des copies de cette thèse sous la forme de microfiche/film, de reproduction sur papier ou sur format électronique.

The author retains ownership of the copyright in this thesis. Neither the thesis nor substantial extracts from it may be printed or otherwise reproduced without the author's permission.

L'auteur conserve la propriété du droit d'auteur qui protège cette thèse. Ni la thèse ni des extraits substantiels de celle-ci ne doivent être imprimés ou autrement reproduits sans son autorisation.

---

In compliance with the Canadian Privacy Act some supporting forms may have been removed from this dissertation.

Conformément à la loi canadienne sur la protection de la vie privée, quelques formulaires secondaires ont été enlevés de ce manuscrit.

While these forms may be included in the document page count, their removal does not represent any loss of content from the dissertation.

Bien que ces formulaires aient inclus dans la pagination, il n'y aura aucun contenu manquant.

# Canada

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

Ce mémoire intitulé :

ÉTUDE COMPARATIVE DES CONTRAINTES TRIAXIALES DANS LE REMBLAI  
EN PÂTE SELON LA PORTÉE DES CHANTIERS

présenté par : HARVEY André

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

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

M. AUBERTIN Michel, Ph.D., président

M. SIMON Richard, Ph.D., membre et directeur de recherche

M. BELEM Tikou, Ph.D., membre et codirecteur de recherche

M. CORTHÉSY Robert, Ph.D., membre

## REMERCIEMENTS

L'auteur de ce mémoire désire particulièrement remercier trois groupes de personnes.

Le premier de ces groupes est la compagnie Cambior inc. Plus particulièrement la direction de la division Mine Doyon qui a cru à ce projet. En plus d'engagements financiers, cet employeur a su m'encourager en me libérant une partie de mon temps.

En deuxième lieu j'aimerais remercier mes codirecteurs Messieurs Richard Simon de l'École Polytechnique de Montréal et Tikou Belem de l'Université du Québec en Abitibi-Témiscamingue. De par leur encadrement professionnel et leur rigueur scientifique, ils m'ont aidé à approfondir et à aimer cet aspect de la recherche. Merci également à l'Institut de la Recherche en Santé et Sécurité au Travail (IRSST) qui a fourni les fonds nécessaires pour se procurer la majeure partie de l'instrumentation.

Enfin, je ne peux passer sous silence la présence et les bons mots de ma conjointe Louise, qui au fil de ces trois années d'études, a gardé le cap sur les encouragements. Merci à mes deux filles Eugénie et Rosalie, qui en bonnes élèves du primaire, ont vu souvent leur père les fins de semaine « aller faire ses devoirs ».

## RÉSUMÉ

Les contraintes développées lors de la mise en place du remblai en pâte, en particulier sur les barricades à la base des chantiers, sont une préoccupation pour les opérateurs miniers. Il existe peu d'information sur les poussées engendrées par le remblai en pâte. Afin de mieux comprendre le phénomène de mise en charge du remblai et de s'assurer d'un facteur de sécurité adéquat, deux chantiers de différente portée ont été instrumentés à la mine Doyon, une division de Cambior. Les résultats de ce programme d'instrumentation indiquent qu'il y a un lien entre la largeur ou la portée des chantiers et les contraintes développées et ce pour une même hauteur de remblai. Ceci est causé par ce que l'on nomme l'effet d'arche. Ce phénomène s'explique par les forces d'interaction développées entre le massif rocheux et le matériel de remblayage, qui se traduit par un transfert de charge le long des interfaces des épontes d'un chantier. Les résultats de ce projet ont démontré que l'intensité des contraintes est fonction de la distance entre les parois rocheuses. Une autre caractéristique propre au remblai en pâte est la modification de certains de ses paramètres physico-chimiques avec le temps de cure. L'instrumentation disponible de nos jours ne permet pas, du moins sur une base industrielle, de faire des essais sur le matériel fraîchement coulé dans les chantiers miniers. C'est pourquoi des solutions analytiques ont été proposées et comparées aux valeurs expérimentales obtenues à la mine Doyon. Ces solutions permettent d'avoir une idée de la cohésion et de l'angle de frottement à partir de la résistance en compression uniaxiale, du pourcentage d'agents liants et du temps de cure.

## ABSTRACT

Stresses induced in a stope during the placement of pastefill, especially on a barricade at the base of the stope, are an important consideration for a mining operation. Little data is available regarding the magnitude of these stresses. In order to better understand the loading phenomenon of pastefill on fences, and to ensure an adequate safety factor, two stopes of different spans were instrumented at the Doyon Mine (Cambior Inc.) The results of this instrumentation programme indicate that, for the same height of pastefill, there exists a direct link between the width or span of a stope and the magnitude of the induced stresses. This relationship is due to a phenomenon known as the arch effect, and can be explained by the interactions that develop between the rock mass and the backfill, and which result in a load transfer along the walls of the stope. The results of this investigation show that the magnitude of the stresses depends on the distance between the walls of the stope.

Pastefill is also characterised by changes to its physical-chemical properties as it cures. Current instrumentation does not permit testing of freshly poured backfill in open stopes, at least in an industrial setting. As a result, analytical solutions have been proposed, and validated with experimental data from the Doyon Mine. These solutions make it possible to estimate the cohesion and friction angle of a material as a function of its uniaxial compressive strength, binder content, and curing time.

## TABLE DES MATIÈRES

REMERCIEMENTS.....	IV
RÉSUMÉ.....	V
ABSTRACT .....	VI
TABLES DES MATIÈRES .....	VII
LISTE DES TABLEAUX .....	X
LISTE DES FIGURES.....	XII
LISTE DES SYMBOLES .....	XVI
LISTE DES ANNEXES .....	XX
INTRODUCTION.....	1
Bref historique .....	1
Types de remblai.....	2
Remblai rocheux .....	3
Remblai rocheux cimenté.....	3
Remblai hydraulique.....	4
Remblai en pâte .....	4
Problématique d'ensemble .....	5
Démarche de l'étude.....	9
CHAPITRE 1 PROPRIÉTÉS DES REMBLAIS EN PÂTE .....	12
1.1 Aspects chimiques.....	12
1.2 Propriétés géotechniques .....	13
1.2.1 Paramètres physiques .....	14
1.2.2 Paramètres texturaux.....	16
1.2.3 Paramètres hydriques .....	17
1.3 Propriétés mécaniques .....	19
1.3.1 Résistance mécanique .....	19
1.3.2 Critères de rupture.....	24

<b>CHAPITRE 2 REMBLAI EN PÂTE DE LA MINE DOYON (RPMD).....</b>	<b>29</b>
2.1 Bref historique du remblayage à la mine Doyon .....	29
2.2 Production du RPMD .....	30
2.3 Caractéristiques du RPMD .....	34
2.3.1 Granulométrie des résidus et du RPDM.....	34
2.3.2 Paramètres géotechniques .....	36
2.3.3 Paramètres intrinsèques.....	40
<b>CHAPITRE 3 CONTRAINTES DANS LES CHANTIERS REMBLAYÉS .....</b>	<b>44</b>
3.1 Introduction.....	44
3.2 Approches théoriques .....	45
3.2.1 Approche de Martson : effet d'arche sans cohésion .....	45
3.2.2 Approche de Terzaghi : effet d'arche avec cohésion .....	48
3.2.3 Théorie de Rankine .....	49
3.2.4 Modélisations numériques.....	50
3.3 Approches expérimentales.....	51
3.3.1 Mesures des pressions dans le remblai.....	52
3.3.2 Mesures des pressions sur les barricades .....	55
3.3.3 Modélisation physique par centrifugeuse.....	57
3.3.4 Synthèse sur les études expérimentales.....	58
<b>CHAPITRE 4 INSTRUMENTATION DE DEUX CHANTIERS À LA MINE DOYON .....</b>	<b>60</b>
4.1 Objectifs.....	60
4.2 Types d'instrumentation disponible .....	61
4.3 Choix de l'instrumentation .....	62
4.4 Configuration de l'instrumentation .....	65
4.5 Fabrication des montages des cellules de pression .....	66
4.5.1 Blocs de cellules pour mesurer les contraintes dans la masse de remblai.	66
4.5.2 Mesure des pressions sur le mur et sur la barricade.....	69
4.6 Instrumentation du petit chantier (12-3 M12N # 14).....	70

4.6.1 Description du chantier .....	70
4.6.2 Mise en place des instruments .....	70
4.6.3 Étapes de remblayage.....	74
4.7 Instrumentation du grand chantier (8-1 FW) .....	75
4.7.1 Description du chantier .....	75
4.7.2 Mise en place des instruments .....	76
4.7.3 Étapes de remblayage.....	79
<b>CHAPITRE 5 RÉSULTATS ET INTERPRÉTATIONS DES MESURES DE PRESSION .....</b>	<b>81</b>
5.1 Résultats des mesures de pression .....	81
5.1.1 Pressions dans le petit chantier .....	82
5.1.2 Pressions dans le grand chantier .....	89
5.2 Interprétations des résultats .....	95
5.2.1 Variation des pressions au cours du temps.....	95
5.2.2 Variation des pressions en fonction de la hauteur remblayée .....	96
5.2.3 Variation de la température dans le remblai.....	101
5.2.4 Retrait volumique du remblai en pâte .....	102
5.2.5 Prédiction de la poussée sur les barricades.....	103
<b>CHAPITRE 6 DISCUSSION.....</b>	<b>108</b>
6.1 Résultats expérimentaux.....	108
6.2 Résultats expérimentaux vs approche analytique de Marston.....	109
6.3 Résultats expérimentaux vs approche analytique de Terzaghi .....	113
6.4 Comparaison des pressions entre les deux chantiers.....	114
6.5 Poussée sur les barricades.....	116
<b>CHAPITRE 7 CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS.....</b>	<b>119</b>
<b>RÉFÉRENCES.....</b>	<b>123</b>
<b>BIBLIOGRAPHIE.....</b>	<b>134</b>
<b>ANNEXES .....</b>	<b>136</b>

## LISTE DES TABLEAUX

Tableau 2.1. Composition chimique des résidus de Doyon .....	31
Tableau 2.2. Recettes de mélange de remblai en pâte à la mine Doyon .....	33
Tableau 2.3. Paramètres granulométriques des résidus et remblai en pâte de la mine Doyon.....	35
Tableau 2.4. Paramètres géotechniques du remblai en pâte à 2 % d'agents liants-R1 (d'après Cambior inc. 2002).....	36
Tableau 2.5. Paramètres géotechniques du remblai en pâte à 3 % d'agents liants-R2 (d'après Cambior inc. 2002).....	36
Tableau 2.6. Paramètres géotechniques du remblai en pâte à 3.5 % d'agents liants-R3 (d'après Cambior inc. 2002).....	37
Tableau 2.7. Paramètres géotechniques du remblai en pâte à 3 % d'agents liants-B1 (d'après Cambior inc. 2002).....	37
Tableau 2.8. Paramètres géotechniques du remblai en pâte à 7 % d'agents liants-B2 (d'après Cambior inc. 2002).....	38
Tableau 2.9. Caractéristiques des échantillons in situ destinés aux essais triaxiaux (d'après Cambior inc. 2002).....	41
Tableau 2.10. Résultats des essais triaxiaux réalisés sur les échantillons in situ .....	41
Tableau 2.11. Paramètres intrinsèques des remblais in situ de la mine Doyon.....	42
Tableau 3.1. Contraintes selon les trois axes, chantier 1, mine Chimo ( Hassani et al., 1997) .....	52
Tableau 3.2. Contraintes selon les trois axes, chantier 2, mine Chimo ( Hassani et al., 1997) .....	53
Tableau 4.1. Localisation et direction des mesures des cellules TPC (petit chantier) .....	75
Tableau 4.2. Débits et taux de décharge du remblai en pâte (petit chantier) .....	74

Tableau 4.3. Localisation et direction des mesures des cellules TPC (grand chantier).....	79
Tableau 4.4. Débits et taux de décharge du remblai en pâte (grand chantier).....	79
Tableau 5.1. Comparaison des paramètres $c$ et $\phi$ expérimentaux et prédis .....	105
Tableau 5.2. Valeurs des constantes dans l'équation (5.6) (d'après Belem 2003)...	106
Tableau 5.3. Valeurs calculées des constantes et des paramètres du remblai selon les équations 5.6,5.5,5.4,5.2 et 5.1 (grand chantier) .....	107

## LISTE DES FIGURES

Figure 1. Schéma montrant les différentes composantes d'un chantier remblayé .....	8
Figure 1.1. Processus de durcissement et d'oxydation du remblai en pâte (d'après Belem et al. 2003) .....	13
Figure 1.2. Essai en compression uniaxiale (d'après Belem et al. 2003).....	20
Figure 1.3. Courbes de compression uniaxiale des remblais en pâte (d'après Belem et al. 2001) .....	21
Figure 1.4. Essai en compression triaxiale et courbes typiques (d'après Belem et al. 2001) .....	22
Figure 1.5. Essai en compression triaxiale CU d'un remblai en pâte (d'après Belem et al. 2003) .....	26
Figure 2.1. Schéma montrant un chantier remblayé .....	32
Figure 2.2. Schéma des étapes de production du remblai en pâte à la mine Doyon (Cambior inc., 2000).....	32
Figure 2.3. Courbes de distribution granulométrique des rejets et du RPDM .....	34
Figure 2.4. Évolution des paramètres géotechniques de remblai R1 .....	39
Figure 2.5. Évolution des paramètres géotechniques de la recette de remblai B2 .....	39
Figure 2.6. Évolution comparative des cinq recettes de remblai de la mine Doyon ..	40
Figure 2.7. Droite intrinsèque p-q pour la série E1.....	42
Figure 3.1. Schéma d'une tranchée remblayée renfermant une conduite enterrée....	45
Figure 3.2. Schéma de l'expérimentation de lecture sur la barricade de la mine Doyon (Harvey, 2001) .....	57
Figure 4.1. Schéma d'une cellule de pression, modèle TPC avec ses composantes ..	63
Figure 4.2. Schématisation de l'instrumentation adoptée pour les chantiers de la mine Doyon .....	65
Figure 4.3. Schéma montrant les axes de mesure des trois contraintes .....	66
Figure 4.4. Schéma de montage du bloc cubique du bas sur la structure semi-rigide	67

Figure 4.5. Photo montrant les blocs cubiques de de cellules TPC .....	68
Figure 4.6. Photo montrant la cellule TPC placée près de la barricade .....	69
Figure 4.7. Mise en place des différentes cellules TPC (petit chantier) .....	71
Figure 4.8. Différentes vues montrant la mise en place de l'instrumentation du petit chantier .....	73
Figure 4.9. Configuration initiale pour la mise en place de l'instrumentation dans les deux chantiers .....	76
Figure 4.10. Photos montrant le système de mise en place de l'instrumentation .....	77
Figure 4.11. Différentes vues montrant la mise en place de l'instrumentation du grand chantier .....	78
Figure 5.1. Variation à court terme des contraintes au plancher du petit chantier .....	83
Figure 5.2. Variation à moyen terme des contraintes au plancher du petit chantier après la fin du remblayage .....	83
Figure 5.3. Variation à court terme de la contrainte exercée sur la barricade du petit chantier .....	85
Figure 5.4. Variation à moyen terme de la contrainte exercée sur la barricade du petit chantier après la fin du remblayage .....	85
Figure 5.5. Variation à court terme des contraintes au bas du résiduel du petit chantier .....	86
Figure 5.6. Variation à moyen terme des contraintes à la base du résiduel du petit chantier après la fin du remblayage .....	87
Figure 5.7. Variation à court terme de la contrainte sur le mur du petit chantier .....	88
Figure 5.8. Variation à moyen terme de la contrainte sur le mur du petit chantier après la fin du remblayage .....	88
Figure 5.9. Variation à court terme des contraintes au plancher du grand chantier .....	90
Figure 5.10. Variation à moyen terme des contraintes au plancher du grand chantier après la fin du remblayage .....	90
Figure 5.11. Variation à court terme de la contrainte sur la barricade du grand chantier .....	91

Figure 5.12. Variation à moyen terme de la contrainte sur la barricade du grand chantier après la fin du remblayage .....	92
Figure 5.13. Variation à court terme des contraintes à la base du résiduel du grand chantier .....	93
Figure 5.14. Variation à moyen terme des contraintes à la base du résiduel du grand chantier après la fin du remblayage .....	93
Figure 5.15. Variation à court terme de la contrainte sur le mur du grand chantier ...	94
Figure 5.16. Variation à moyen terme de la contrainte sur le mur du grand chantier après la fin du remblayage .....	95
Figure 5.17. Variation des contraintes au bas du petit chantier en fonction de la hauteur de remblai .....	98
Figure 5.18. Variation des contraintes au bas du résiduel du petit chantier en fonction de la hauteur de remblai .....	99
Figure 5.19. Variation des contraintes au bas du grand chantier en fonction de la hauteur de remblai .....	100
Figure 5.20. Variation des contraintes au bas du résiduel du grand chantier en fonction de la hauteur de remblai .....	101
Figure 5.21. Comparaison entre les valeurs expérimentales et prédictives .....	107
Figure 6.1. Illustration de l'effet d'arche à l'aide de l'approche de Marston pour le cas du grand chantier .....	110
Figure 6.2. Comparaison de l'effet d'arche obtenu par simulations numériques à l'aide de l'approche analytique de Marston (d'après Li et al., 2003) .....	111
Figure 6.3. Comparaison des résultats avec l'approche de Marston au bas du grand chantier .....	112
Figure 6.4. Comparaison des résultats avec l'approche de Terzaghi au bas du grand chantier .....	113
Figure 6.5. Comparaison de la contrainte verticale à la base des deux chantiers selon la hauteur de remblai .....	115

Figure 6.6. Comparaison des valeurs de contraintes sur la barricade du grand chantier selon la méthode de Belem .....	117
Figure 6.7. Comparaison des valeurs de contraintes sur la barricade du grand chantier selon la méthode de Belem .....	117

## LISTE DES SYMBOLES

a	: aire
A, B, a <sub>1</sub> , b <sub>1</sub> , a <sub>2</sub> ,	
b <sub>2</sub> et k	: variables pour estimer la cohésion et l'angle phi du remblai en pâte
B	: largeur
c	: cohésion
C <sub>cu</sub>	: cohésion en condition consolidée, non drainée.
C <sub>u</sub>	: coefficient d'uniformité
C <sub>c</sub>	: coefficient de concavité
CD	: consolidé-drainé
CU	: consolidé-non drainé
CK	: facteur d'étalonnage
CT	: coefficient thermique
C <sub>p</sub>	: pourcentage d'agents liants
d	: diamètre
D <sub>h</sub>	: densité humide
D <sub>d</sub>	: densité sèche
D <sub>r</sub>	: densité relative
D <sub>10</sub>	: diamètre effectif des particules correspondant à 10 % du passant
D <sub>30</sub>	: diamètre effectif des particules correspondant à 30 % du passant
D <sub>50</sub>	: diamètre effectif des particules correspondant à 50 % du passant
D <sub>60</sub>	: diamètre effectif des particules correspondant à 60 % du passant
e	: indice des vides
E	: module de Young
F <sub>h</sub>	: force horizontale
F <sub>f</sub>	: force de friction

F.S.	: facteur de sécurité
g	: constante gravitationnelle
G	: module d'élasticité en cisaillement
Gs	: densité spécifique
h	: hauteur
$I_1$	: premier invariant du tenseur de contraintes $\sigma_{ij}$
$J_2$	: deuxième invariant du tenseur de contraintes déviatoriques $S_{ij}$
k	: coefficient de perméabilité
L,l	: longueur
$m,s$	: constantes
M	: masse
Md	: masse sèche
Mh	: masse humide
Mw	: masse de l'eau
Ms	: masse du solide
K	: coefficient de poussée du sol
$K_o$	: coefficient de poussée des terres. Condition au repos
$K_a$	: coefficient de poussée des terres. Condition active
$K_p$	: coefficient de poussée des terres. Condition passive
$p,q$	: coordonnées dans graphique p-q
P	: pression
$P_a$	: pression active
Sr	: degré de saturation
t	: temps
T	: température
UCS	: résistance en compression uniaxiale (uniaxial compressive strength)
UU	: non consolidé-non drainé
V	: volume total

$V_a$	: volume de l'air
$V_s$	: volume du solide
$V_t$	: volume total
$V_v$	: volume des vides
$V_w$	: volume de l'eau
$W$	: poids
$w$	: teneur en eau massique
$W_p$	: charge maximale par unité de longueur
$W_t$	: poids total
$W_w$	: poids de l'eau
$W_s$	: poids du solide
$z$	: hauteur de remblai
$\alpha$	: pente de la droite dans le plan $p - q$
$\gamma$	: poids volumique
$\gamma_w$	: poids volumique de l'eau
$\gamma_d$	: poids volumique sec
$\gamma_s$	: poids volumique des grains solides
$\varepsilon$	: déformation unitaire
$\eta$	: porosité
$\theta$	: teneur en eau volumique
$\mu$	: viscosité
$\rho$	: masse volumique
$\rho_d$	: masse volumique sèche
$\rho_s$	: masse volumique des grains solides
$\rho_w$	: masse volumique de l'eau
$\sigma$	: contrainte
$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$	: contraintes principales majeure, intermédiaire et mineure

$\sigma_v$	: contrainte verticale
$\sigma_h$	: contrainte horizontale
$\sigma_n$	: contrainte normale
$\sigma_c$	: résistance en compression uniaxiale ( $= C_o$ )
$\sigma_t$	: résistance en tension ( $=   - T_o  $ )
$\tau$	: contrainte de cisaillement
$\tau$	: résistance au cisaillement
$\nu$	: coefficient de Poisson
$\phi$	: angle de frottement interne (phi)
$\phi_{cu}$	: angle de frottement interne en condition consolidée, non drainée

**LISTE DES ANNEXES**  
**(sur CD-ROM)**

**ANNEXE I: Spécifications des cellules TPC**

**ANNEXE II: Description du petit chantier**

**ANNEXE III: Lectures des senseurs du petit chantier**

**ANNEXE IV: Description du grand chantier**

**ANNEXE V: Schéma du chariot de la tour d'instrumentation du grand chantier**

**ANNEXE VI: Lectures des senseurs du grand chantier**

**ANNEXE VII: Lectures des températures pour les deux chantiers**

**ANNEXE VIII: Photos du petit chantier**

**ANNEXE IX: Photos du grand chantier**

## INTRODUCTION

Le remblai en pâte est une technologie relativement jeune et suscite ainsi beaucoup de questions de la part de ses utilisateurs. La distribution des contraintes à l'intérieur de la masse de remblai en pâte est un phénomène mal connu. Il existe peu d'information sur la poussée du remblai sur les barricades et le temps requis pour qu'elle se dissipe. Par conséquent, des séquences de minage doivent être faites en fonction de temps arbitraires nécessaires à l'enlèvement de la barricade, pour poursuivre le forage d'une zone minéralisée par exemple.

Il faut également considérer l'aspect financier de la fabrication du remblai en pâte. Les liants hydrauliques sont des produits réactifs dont le coût s'avère élevé. Il est donc impératif de bien connaître les contraintes exercées dans la masse de remblai à différents endroits stratégiques. Connaissant ces contraintes, il est alors relativement facile de modifier une recette d'agent liant pour obtenir la stabilité du remblai.

### Bref historique

L'industrie minière canadienne utilise le remblai depuis plus de cent ans. On rapporte dans la littérature (Hassani et Archibald, 1998) que la première utilisation du remblai hydraulique cimenté remonte vers les années 1864, en Pennsylvanie aux Etats-Unis. Pour éviter la subsidence sous une église de cet État, on avait utilisé du remblai hydraulique cimenté. Toutefois ce n'est qu'après la première guerre mondiale que la technologie des remblais prit son essor. L'évolution de la technologie des remblais est intimement liée à la mise au point de nouvelles méthodes de minage. Au Canada, le remblai hydraulique sans ciment fut introduit dans les années 50 pour permettre la méthode d'exploitation par "coupe et remblai". Dans ce cas, le remblai était utilisé

comme plancher de travail. Du ciment fut ensuite ajouté à ce remblai hydraulique pour pouvoir utiliser les méthodes d'exploitation en long trou ou en "V.C.R." (Vertical Crater Retreat). Ce n'est qu'au début des années 90 que le remblai hydraulique haute densité pris son envol, suivi par le remblai en pâte. Il semble que la toute première mine à utiliser le remblai en pâte a été la mine Grund en Allemagne à la fin des années 70. L'évolution de la technologie des remblais a surtout suivi la progression des méthodes d'exploitation dans l'industrie minière jusque dans les années 90 (Hassani et Archibald, 1998). Mais de nos jours, ce sont, entre autres, les contraintes environnementales qui s'ajoutent dans ce choix du remblayage avec du remblai en pâte. En effet ce type de remblai permet d'éliminer en bonne partie les résidus miniers qui autrement doivent être entreposés en surface. Aujourd'hui, la recherche consacrée aux remblais implique plusieurs disciplines scientifiques et spécialités : minéralogie et géologie, traitement du mineraï, chimie des liants, mécanique des sols, mécanique des roches, hydrogéologie et environnement.

### **Types de remblai**

Il existe une grande diversité d'utilisation et de types de matériau à remblai. Chaque type de matériau peut présenter toute une variété de caractéristiques chimiques et physiques qui influencent directement les propriétés du remblai obtenu. Plusieurs aspects doivent être étudiés lors du choix d'un remblai : géologie du gisement, propriétés mécaniques du massif rocheux, environnement, disponibilité des matériaux, séquence et méthode d'exploitation, résistance mécanique recherchée, pourcentage d'agents liants et le coût. Il existe principalement quatre types de remblai dans l'industrie minière : le remblai rocheux, le remblai rocheux cimenté, le remblai hydraulique et le remblai en pâte. Ces quatre types de remblai ont déjà été décrits en détail par Hassani et Archibald (1998).

### *Remblai rocheux*

Ce type de remblai est composé de roches stériles provenant de l'exploitation elle-même ou empruntées à des bancs en surface. Le matériel non classé, à l'exception des gros morceaux, est envoyé sous terre par un réseau de camions, de cheminées ou de convoyeurs. Le remblai rocheux est avantageusement utile lorsque l'on veut réduire la quantité de stérile en surface particulièrement s'il y a une fosse. Des quatre types de remblai, c'est celui qui est le plus simple d'application. De plus, il demande une préparation minime pour sa mise en place dans le chantier. Les principaux inconvénients du remblai rocheux sont la logistique de transport, lourde et coûteuse, et une mise en place des matériaux dans le chantier qui entraîne une ségrégation des particules.

### *Remblai rocheux cimenté*

Comme son nom l'indique, le remblai rocheux cimenté est du remblai rocheux auquel on ajoute une pulpe de ciment. Cet agent liant améliore de façon significative la cohésion entre les différentes particules ou fragments du mélange. La résistance mécanique s'en trouve ainsi plus élevée. Le remblai rocheux cimenté est le plus résistant des quatre remblais miniers. La mise en place dans les chantiers se fait de la même façon que précédemment à l'exception que l'on verse du ciment (habituellement de 4 à 7 % en poids) sur la roche stérile, juste avant sa mise en place dans le chantier (Hassani et Archibald, 1998). Parfois, cette pulpe de ciment est versée directement sur la roche stérile déjà en place dans le chantier ouvert (phénomène de percolation). Le meilleur matériel pour les remblais rocheux est celui dont la courbe granulométrique est bien étalée. Les plus petits fragments ( $\leq 10\text{mm}$ ) peuvent ainsi s'insérer parmi les plus gros morceaux (jusqu'à 200 mm), diminuant ainsi les espaces libres (Hassani et Archibald, 1998).

### *Remblai hydraulique*

Le remblai hydraulique est fait d'un mélange homogène de résidus, d'eau et d'agent liant. Avant le mélange, une certaine proportion des fines ( $\leq 20$  microns) des résidus doit être retirée par hydrocyclones (*déschlammage*), pour assurer les propriétés du remblai hydraulique (drainage rapide du surplus d'eau). On y ajoute parfois des additifs chimiques tels des retardateurs, flocculants ou accélérateurs de prise. Le pourcentage solide final du remblai hydraulique est généralement inférieur à 70 % en poids (Hassani et Archibald, 1998).

Un des principaux avantages du remblai hydraulique est l'utilisation des résidus du concentrateur (non sulfureux) et sa mise en place facile qui requiert peu de supervision technique. Les agents liants sont ajoutés à l'usine, permettant un meilleur contrôle de la qualité. Enfin, le réseau de distribution est simple, peu coûteux et ne nécessite généralement pas de pompes pour la distribution. Quant aux inconvénients, mentionnons les importantes quantités de surplus d'eau ajoutées qui doivent être pompées vers la surface. Aussi, lors de sa mise en place dans le chantier, il y a ségrégation du remblai par entraînement des particules dû au surplus d'eau. Il peut y avoir lessivage du ciment lors de l'écoulement. Les barricades pour retenir ce matériel à haute conductivité hydraulique sont coûteuses et peuvent ralentir le rythme de remblayage.

### *Remblai en pâte*

Tout comme le remblai hydraulique, le remblai en pâte est un matériau triphasique (résidus, eau, agent liant) de haute densité (contient 72 à 85 % solide). La courbe granulométrique des résidus du remblai (parfois accompagnés de matériaux d'emprunts) doit être bien étalée, c'est-à-dire contenant un minimum de 15 % en poids de particules  $\leq 20$  microns. Afin d'être transporté dans les chantier sous terre, l'affaissement (ou consistance) de la pâte doit être compris entre 18 et 25 centimètres. Le remblai en pâte

ainsi obtenu a un comportement rhéologique d'un fluide non Newtonien de type Bingham avec seuil de cisaillement, c'est-à-dire qu'il faudrait combattre la pression statique des particules pour obtenir l'écoulement (Hassani et Archibald, 1998).

Un des principaux avantages du remblai en pâte est l'utilisation de résidus complets (tout venant) provenant du concentrateur (avantage environnemental). Le matériel est produit en surface et sa mise en place dans les ouvertures se fait de façon homogène. Ce type de remblai permet d'atteindre des résistances mécaniques plus élevées et ce, pour une même proportion de liants. Le drainage est quasi inexistant, ce qui réduit le lessivage des liants et nécessite par conséquent des barricades moins coûteuses.

Par contre les inconvénients sont une infrastructure de fabrication en surface très importante, un réseau de distribution limité sans l'ajout de pompes, un contrôle de la qualité plus serré et des risques de liquéfaction dus à la saturation du matériel. D'autre part, cette technologie est récente et n'est pas totalement bien maîtrisée, en particulier les effets à long terme des différents liants sur les propriétés mécaniques du matériel. Différents aspects doivent être davantage étudiés, à savoir: la rhéologie des pâtes, les réactions chimiques entre les agents liants et les résidus souvent sulfureux, l'évolution des comportements mécanique, hydrique et hydrologique avec le temps, l'effet de la convergence des parois rocheuses, le potentiel d'auto ignition, etc.

### **Problématique d'ensemble**

Le type de remblai qui est étudié est le remblai cimenté en pâte décrit ci-dessus. Ce type de remblai est utilisé depuis une douzaine d'années et est devenu de plus en plus populaire dans les mines en roche dure à travers le monde (Barsotti 1978; Stone 1993; Bodi et al. 1996) et dans les mines canadiennes à partir des années 90 (Viles et Davis 1989; Landriault 1992 & 1995; Landriault et Lidkea 1993; Landriault et Tenbergen

1995; Landriault et al. 1997; Naylor et al. 1997). Cette popularité du remblai en pâte tient de ses trois principaux avantages qui sont:

1. la forte résistance mécanique développée et qui favorise la stabilité des épontes des excavations et par conséquent l'augmentation des réserves exploitées (Mitchell 1989a &b; Lamos et Clark 1989; Lawrence 1992; Petrolito et al. 1998; Ouellet et al. 1998 a & b; Benzaazoua et al. 1999 a & b; Bernier et al. 1999; Benzaazoua et Belem 2000; Belem et al. 2000),
2. la réduction de la pollution de l'environnement par le drainage minier acide (Strömberg 1997),
3. la réduction des coûts des opérations minières (Hassani et Bois 1992; Hassani et Archibald 1998).

Mais l'utilisation du remblai en pâte entraîne certaines difficultés liées à sa complexité qui se traduit par son évolution constante depuis sa fabrication, son transport souterrain, sa mise en place dans les excavations, jusqu'à son durcissement à court, moyen et long terme par hydratation des agents liants. En effet, de nombreux travaux récents ont montré que les propriétés mécaniques et rhéologiques du remblai cimenté en pâte dépendent des paramètres physiques, chimiques et minéralogiques des rejets miniers ainsi que du type d'agent liant utilisé et leur proportion (e.g. Regourd et al., 1980; Ouellet et al. 1998; Benzaazoua et al. 1999, 2000, 2002 a & b, 2003 a & b; Bernier et al. 1999 ; Benzaazoua et Belem 2000, 2001; Belem et al. 2000, 2001, 2002, 2003). Mais malgré les travaux récents, de nombreuses interrogations subsistent lorsque l'on veut considérer la stabilité d'un chantier remblayé en pâte qui dépend de l'interaction remblai-roche, du comportement mécanique du remblai lui-même, du champ de répartition des contraintes au sein de la masse de remblai *in situ*. La Figure 1 montre les différents facteurs pouvant influer sur la stabilité d'un chantier remblayé après la mise en place du remblai en pâte (bouchon et résiduel), à savoir :

- i.) le tassement gravitaire en partie lié au drainage de l'eau interstitielle,
- ii.) le retrait (ou décollement) de la masse de remblai en pâte au niveau des interfaces remblai-roche,
- iii.) le confinement de la masse de remblai par la convergence des épontes et la répartition des contraintes qui en résulte,
- iv.) l'apparition d'un effet d'arche et la reprise des charges par les murs qui va modifier la répartition des contraintes verticales,
- v.) les fortes pressions au bas du chantier et sur les barricades.

La compréhension de ces différents facteurs d'influence est nécessaire afin d'assurer une exploitation minière optimale et rentable (bonne stabilité des chantiers remblayés, faibles coûts d'opération, etc.). En effet, si l'on disposait de données sur la poussée du remblai sur les barricades et son temps de dissipation, la séquence de minage d'une zone minéralisée pourrait être mieux planifiée en connaissant le moment adéquat pour enlever la barricade. Il arrive aussi que de nouvelles réserves de minerai soient découvertes sous des chantiers exploités et remblayés. L'exploitation de ces réserves peut nécessiter le perçage de voies de circulation à travers la masse de remblai en pâte (figure 0.1) et par conséquent, la connaissance par l'ingénieur, de l'état des contraintes du remblai en pâte en place dans ces chantiers.

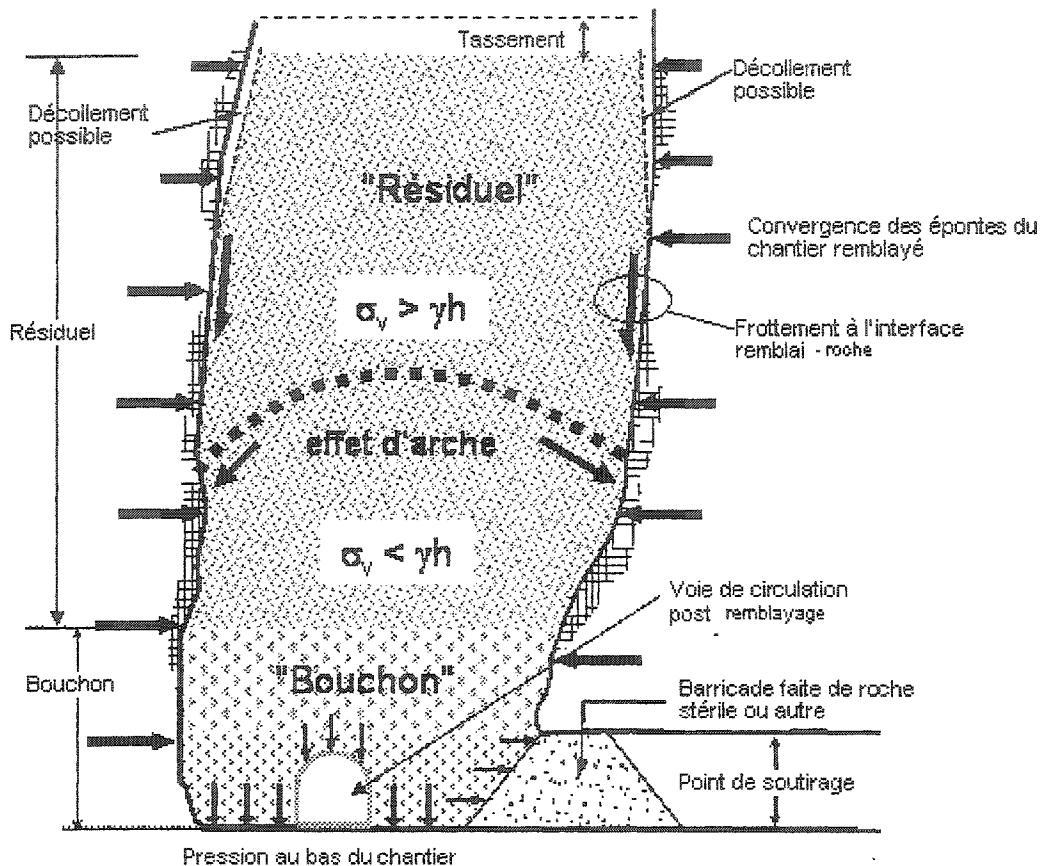


Figure 1. Schéma montrant les différentes composantes d'un chantier remblayé

Sur le plan financier, le coût total du remblayage représente typiquement de 2 % à 20 % du coût total des opérations d'une mine souterraine. Sachant que 75% du coût de remblayage revient uniquement à l'achat des agents liants (15 000 à 30 000 tonnes/an pour une mine de taille moyenne) à raison de 1\$/% de liant/tonne de remblai (Hassani et Bois 1992; Hassani et Archibald 1998; Revell 2000), il devient important alors d'obtenir un remblai en pâte performant et à moindre coût. Par conséquent, une réduction de chaque pourcentage d'agent liant peut se traduire par une économie de quelques centaines de milliers de dollars (soit 1\$/tonne de remblai). Une bonne connaissance de l'état des contraintes dans la masse de remblai à différents endroits stratégiques du

chantier favoriserait une diminution ou non de la proportion d'agent liant tout en garantissant une opération sécuritaire pour les travailleurs.

Les mesures *in situ* ne sont pas courantes dans les mines souterraines du Nord-ouest québécois. Toutefois, certains travaux ont été réalisés, par exemple des mesures sur l'endommagement des roches après le sautage minier à l'aide d'un dilatomètre (Labrie et Conlon 1999; Simon 2002), et des travaux pour évaluer les mesures des contraintes *in situ* le long de la faille de Cadillac (Corthésy et al. 1997). Par contre, on dispose de très peu d'information concernant les mesures des pressions dans les chantiers remblayés et sur les barricades (Hassani et al. 1997; Hassani 1999).

Les objectifs de ce projet de recherche sont donc :

1. de réussir à mesurer les pressions développées dans le remblai en pâte selon les trois directions de l'espace (verticale, longitudinale, transversale) à différents endroit dans le remblai pendant et après le remblayage,
2. de mesurer l'évolution de ces pressions dans le temps,
3. d'évaluer l'influence de la largeur des chantiers sur ces pressions.

## Démarche de l'étude

Une caractéristique importante liée au remblayage de chantiers étroits est ce qu'on appelle l'effet d'arche. Cet effet d'arche est un transfert de la charge verticale en raison du frottement qui peut se développer le long des murs. Ce phénomène est un processus qui a été étudié par de nombreux chercheurs pour diverse situations telle que pour la pression sur les parois de silos (Jaky 1948, Blight 1986), pour les exigences de support de terrain pour les tunnels (Terzaghi 1943), pour les murs de retenue en tranchée (Splanger et Handy 1984, Take et Valsangkar 2001). Ainsi, lorsque l'effet d'arche se développe, une grande partie du poids du matériel situé au dessus de l'arche, peut être

transférée aux parois et réduire l'ampleur de la charge au plancher sous cette arche (Aubertin et al. 2003).

Afin d'atteindre l'objectif 3 et d'évaluer l'ampleur de l'effet d'arche qui se produit dans le remblai en pâte et d'évaluer l'influence de la portée de l'excavation sur cet effet d'arche, deux chantiers sont instrumentés. La principale différence entre les deux excavations est l'éloignement des épontes. L'un des chantiers a 3 à 4 mètres de distance entre les épontes tandis que pour le deuxième, les épontes sont séparées de 10 à 12 mètres. Pour répondre aux deux premiers objectifs, des cellules de mesures de pressions sont installés dans les chantiers au endroit suivants :

- Afin de mesurer les contraintes totales au sein du remblai en pâte selon trois directions, deux blocs de trois cellules (placées sur trois faces perpendiculaires) ont été placés à deux hauteurs différentes: un bloc au bas du chantier, et l'autre bloc à une hauteur de 7 m.
- Afin de mesurer les contraintes agissant sur les murs, une 7<sup>ième</sup> cellule de pression totale a été placée sur un des murs selon le même axe que celui de la cellule mesurant la contrainte longitudinale et est située à 7 mètres à partir du bas du chantier.
- Enfin, pour connaître les pressions exercées par le remblai en pâte sur la barricade, une 8<sup>ième</sup> cellule de pression totale a été installée proche de la barricade, au centre du point de soutirage.
- Le suivi des pressions est réalisé en effectuant des mesures régulièrement sur plusieurs semaines.

Dès le début du remblayage, les mesures des pressions développées dans le remblai et exercées sur la barricade sont effectuées, d'abord à l'aide des cellules au bas du chantier et ensuite dans le résiduel à l'aide des cellules placées à 7 mètres de hauteur. Il est ainsi possible d'obtenir la variation de pression due à la hauteur de la colonne de remblai au

dessus des cellules de pression et l'influence de la hauteur de remblai sur les pressions sur les murs ainsi que sur la barricade.

Dans ce document, le chapitre 1, qui fait suite à cette introduction, présente les propriétés générales des remblais en pâte. Suit ensuite au chapitre 2, une description des propriétés spécifiques du remblai en pâte de la mine Doyon. Le chapitre 3 aborde le sujet des contraintes dans les chantiers remblayés et les différentes approches théoriques et expérimentales disponibles pour les évaluer. L'instrumentation des deux chantiers est ensuite présentée au chapitre 4. Le chapitre 5 présente les résultats obtenus lors de l'instrumentation. Une discussion de ces résultats se retrouve au chapitre 6. Finalement le dernier chapitre propose des conclusions et recommandations.

## CHAPITRE 1

### PROPRIÉTÉS DES REMBLAIS EN PÂTE

#### 1.1 Aspects chimiques

Le rôle des agents liants dans le remblai en pâte est de développer de la cohésion mécanique au matériau et d'augmenter ainsi sa résistance mécanique. Les agents liants peuvent également neutraliser la génération d'acide par les résidus sulfureux actifs. Les agents liants diminuent également la perméabilité (et la porosité) du remblai en pâte en formant des hydrates qui prennent la place des vides. Les principaux agents liants utilisés dans le remblai en pâte sont le ciment Portland type 10 ou type 50 (résistant aux sulfates), les laitiers ou scories (ou slag) et les cendres volantes (fly ash). Chacun de ces agents liants a ses particularités et réagira différemment selon les types de résidus. Les agents liants sont mélangés au gâteau de résidu à la sortie des filtres à disques, en proportion variant de 2 à 7 % en poids des résidus secs.

D'autres additifs peuvent également être utilisés, à savoir les réducteurs d'eau, les accélérateurs de prise et un peu plus en amont de la fabrication de la pâte, des floculants ou dispersants pour faciliter la filtration.

Le choix du type d'agent liant pour un résidu donné n'est pas prédéfini. Chaque résidu a ses particularités et les besoins de résistance recherchée ne sont pas les mêmes d'une exploitation à une autre et d'un chantier à l'autre. Il faut donc effectuer des tests d'optimisation de recettes de mélange en laboratoire (différents types d'agent liant à différentes proportions) pour atteindre les objectifs recherchés, à court terme, moyen terme ou long terme. Pour ce qui est de l'eau, appelée eau de gâchage, elle est utilisée pour l'hydratation des agents liants mais est également nécessaire au transport du remblai. La consistance du remblai, mesurée par son affaissement, se situe généralement entre 18 et 25 centimètres. La résistance mécanique du remblai en pâte peut parfois être

affectée par l'attaque sulfatique qui est un phénomène d'altération affectant la qualité du remblai. L'origine des sulfates provient des sulfures internes, propres au gâteau de résidu, de l'eau de gâchage, des infiltrations souterraines ou du processus de décyanuration dans le cas de la mine Doyon. Ce phénomène chimique relativement complexe est schématisé à la figure 1.1; ce sont les sulfates qui, en s'oxydant, forment du gypse et de l'éttringite secondaires qui sont des phases gonflantes du remblai en pâte (Benzaazoua et Bussière, 1999). Il y a également risque de formation de portlandite si le pH est élevé.

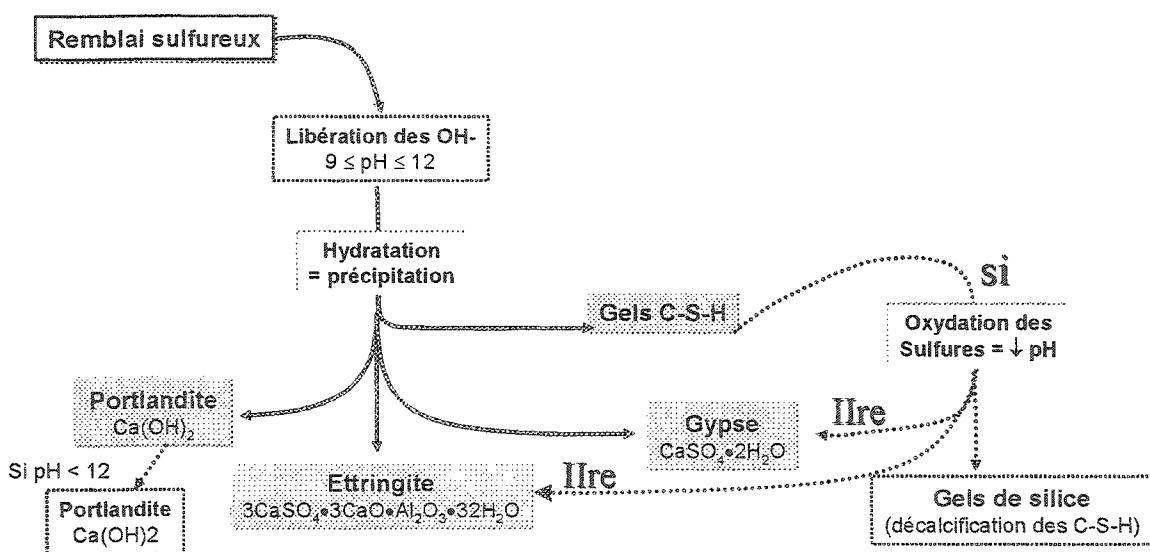


Figure 1.1. Processus de durcissement et d'oxydation du remblai en pâte (d'après Belem et al. 2003).

## 1.1 Propriétés géotechniques

Afin de caractériser le remblai en pâte, différents paramètres géotechniques doivent être quantifiés. Du fait de sa constitution et de sa nature changeante au cours du temps, le remblai en pâte est initialement une pâte, puis devient comme un sol dur (à moyen) et

ensuite comme une roche tendre (à long terme). Quoi qu'il en soit, le remblai en pâte est formé essentiellement de trois phases: la phase solide (résidu + hydrates formés), la phase liquide (eau de gâchage + eau interstitielle) et la phase gazeuse (air). Les propriétés physiques du remblai en pâte sont donc comparables à celles d'un sol.

### 1.2.1 *Paramètres physiques*

Les paramètres physiques sont souvent exprimés en rapport de masse et de volume. On distingue trois types de masse volumique : la masse volumique totale, apparente ou humide ( $\rho$ ), la masse volumique sèche ( $\rho_d$ ) et la masse volumique des grains solides ( $\rho_s$ ) du remblai.

La taille et la distribution des particules ont également leurs influences sur les propriétés du remblai. Ces attributs jouent sur deux aspects : la présence de particules fines donne une plus grande résistance au remblai, lorsque non saturé d'eau, mais par contre diminue sa conductivité hydraulique. Il faut donc une courbe granulométrique bien étalée. Deux coefficients sont utilisés pour caractériser une courbe de distribution granulométrique, soient le coefficient d'uniformité ( $C_u$ ) et le coefficient de courbure ( $C_c$ ). Le coefficient d'uniformité permet d'exprimer l'étalement de la courbe granulométrique. Il varie habituellement de 1 à plus de 200. Il peut même dépasser 1000. On le définit par un chiffre absolu :

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad (1.1)$$

où  $D_{60}$  = diamètre effectif des particules correspondant à 60 % du passant  
 $D_{10}$  = diamètre effectif des particules correspondant à 10 % du passant

Plus le coefficient d'uniformité est petit et plus la différence entre  $D_{60}$  et  $D_{10}$  est faible. On a alors affaire à une granulométrie serrée. À l'inverse, plus la différence entre  $D_{60}$  et  $D_{10}$  est grande, plus le  $C_u$  sera élevé. Il s'agit alors de granulométrie étalée. Les remblais dont le coefficient d'uniformité est inférieur à 5 sont souvent considérés comme uniformes:

Tableau 1.1. Classification des courbes granulométriques  
(d'après Hassani et Archibald, 1998)

$C_u \leq 2$	granulométrie très uniforme
$2 < C_u \leq 5$	granulométrie uniforme
$5 < C_u \leq 20$	granulométrie semi étalée
$20 < C_u \leq 200$	granulométrie étalée
$200 < C_u$	granulométrie très étalée

Le coefficient de courbure permet de décrire la forme de la courbe granulométrique entre les diamètres effectifs  $D_{10}$  et  $D_{60}$  :

$$C_c = \frac{(D_{30})^2}{(D_{60} - D_{10})} \quad (1.2)$$

où  $D_{30}$  = diamètre effectif des particules correspondant à 30 % du passant

Un coefficient de courbure trop grand ou trop petit indique l'absence de certains diamètres effectifs  $D_{10}$  et  $D_{60}$  : la granulométrie est alors mal classée. Un résidu minier bien classé pour du remblai devrait avoir un  $C_u$  entre 4 et 6 et un  $C_c$  entre 1 et 3 (Hassani et Archibald 1998)

### 1.2.2 Paramètres texturaux

#### a) Indice des vides

L'indice des vides  $e$  d'un remblai est le rapport du volume des vides  $V_v$  au volume des grains solides  $V_s$  :

$$e = \frac{V_v}{V_s} \quad (1.3)$$

Ce paramètre peut être mesurable en laboratoire lorsque les dimensions et la densité relative de l'échantillon de remblai sont connues. Dans ce cas, l'indice des vides  $e$  est donné par la relation

$$e = \frac{V \cdot \rho_s}{M_d} \quad (1.4)$$

avec  $V$  le volume total de l'échantillon,  $M_d$  la masse de l'échantillon séché et  $\rho_s$  la masse volumique des grains solides.

#### b) Porosité

La porosité  $n$  est le rapport du volume des vides  $V_v$  (c'est-à-dire du volume occupé par l'air, l'eau ou les deux fluides à la fois) au volume total  $V$  de l'échantillon de remblai :

$$n = \frac{V_v}{V} \times 100 \quad (1.5)$$

Ce paramètre est exprimé en pourcentage. Dans le volume unité, les grains solides occupent donc un volume  $(1 - n)$  qui s'appelle la compacité. L'indice des vides  $e$  fait double emploi avec la porosité  $n$  et ils sont reliés par les relations :

$$n = \frac{e}{1+e} \quad (1.6)$$

$$e = \frac{n}{1-n} \quad (1.7)$$

### 1.2.3 Paramètres hydriques

#### a) Teneur en eau massique et volumique

La teneur en eau massique  $w$  (pondérale ou gravimétrique) est le rapport de la masse d'eau libre  $M_w$  à la masse de la matière sèche  $M_d$  du remblai. La masse d'eau libre  $M_w$  est la différence entre la masse de l'échantillon humide  $M_h$  et la masse de l'échantillon séché  $M_d$ . ( $M_w = M_h - M_d$ ) :

$$w = \frac{M_w}{M_d} = \frac{M_h - M_d}{M_d} \times 100 \quad (1.8)$$

Cette teneur en eau massique est exprimée en pourcentage. Ce paramètre est facilement mesurable en laboratoire en mettant un échantillon humide de masse  $M_h$  à l'étuve à une température de 50°C pendant 48 heures (ou à une température de 105°C pendant 24 heures) jusqu'à ce que sa masse reste constante (masse de l'échantillon séché  $M_d$ ). Connaissant la teneur en eau massique  $w$ , on peut déduire la masse volumique sèche d'un remblai par la relation :

$$\rho_d = \frac{\rho}{1+w} \quad (1.9)$$

On définit également la teneur en eau volumique  $\theta$  comme étant le rapport du volume d'eau libre contenu dans l'échantillon  $V_w$  au volume total  $V$  de l'échantillon de remblai

$$\theta = \frac{V_w}{V} \quad (1.10)$$

Ce paramètre peut être facilement mesurable en laboratoire lorsque les dimensions et la densité relative de l'échantillon de remblai sont connues.

*b) Degré de saturation*

Le degré de saturation  $S_r$  indique la quantité d'eau que contient le remblai en pâte. C'est le rapport du volume occupé par l'eau  $V_w$  au volume total des vides de l'échantillon  $V_v$  :

$$S_r = \frac{V_w}{V_v} \times 100 \quad (1.11)$$

Ce paramètre peut être exprimé en pourcentage. Lorsque le remblai est sec  $S_r = 0$  et lorsque le remblai est saturé (c'est-à-dire que l'eau occupe tous les vides du squelette granulaire)  $S_r = 1$  ou 100%. La détermination du degré de saturation en laboratoire nécessite la connaissance de l'indice des vides et de la densité du constituant solide. D'autre part, la teneur en eau volumique peut être exprimée en fonction du degré de saturation et de la porosité par la relation :

$$\theta = n \cdot S_r \quad (1.12)$$

D'une manière générale, les masses volumiques humide ( $\rho$ ) et sèche ( $\rho_d$ ) des remblais en pâte ne varient pas dans le temps, et ce, quel que soit le type et le pourcentage d'agent

liant et, quel que soit le type de résidu. Par contre, la teneur en eau massique ( $w$ ) et le degré de saturation ( $S_r$ ) diminuent avec le temps de cure lorsque le pourcentage de liant augmente. L'indice des vides ( $e$ ), diminue globalement et légèrement avec le temps de cure lorsque le pourcentage de liant augmente également; les vides sont comblés par la formation des hydrates.

### 1.3 Propriétés mécaniques et de déformation

Par analogie avec les sols, le remblai en pâte est considéré comme un matériau cohérent. La cohésion désigne l'ensemble des forces d'attraction qui unit les particules ensemble, leur conférant ainsi une résistance au cisaillement le long d'un plan de rupture même si aucune charge normale n'est appliquée.

Les caractéristiques mécaniques du remblai en pâte évoluent dans le temps, puisque la finesse des particules, leur forme plutôt angulaire, la présence d'eau (cohésion nulle si  $S_r = 100\%$ ) et la chimie des agents liants lui confère une cohésion après un certain temps de cure. Les essais mécaniques permettent d'obtenir la résistance du remblai cimenté en pâte et de simuler aussi son état de contrainte lorsqu'il est mis en place dans le chantier minier. La résistance mécanique est une mesure de la capacité du matériau à résister à la contrainte et à la déformation.

#### 1.3.1 Résistance mécanique et propriétés de déformation

##### a) *Essai en compression uniaxiale*

La résistance en compression uniaxiale est obtenue à partir de l'essai de compression simple ou uniaxiale qui consiste à appliquer une charge axiale à l'éprouvette jusqu'à sa rupture. La contrainte correspondant à la charge maximale à la rupture est appelée

résistance à la compression simple ou uniaxiale ( $R_c$ ,  $q_u$  ou  $\sigma_c$ ) et parfois notée UCS (uniaxial compressive strength).

La figure 1.2 montre la configuration de l'essai ainsi que la courbe typique obtenue pour le remblai cimenté en pâte. La première partie de la courbe est caractérisée par une zone élastique qui correspond à la rigidité de l'échantillon (calcul du module de Young). La résistance en compression uniaxiale (UCS) est ensuite atteinte, pour terminer avec la partie plastique de l'essai. Il faut noter que ce paramètre n'est pas une grandeur intrinsèque du matériau puisqu'il est influencé par la géométrie de l'éprouvette, les conditions opératoires et les propriétés physiques du remblai.

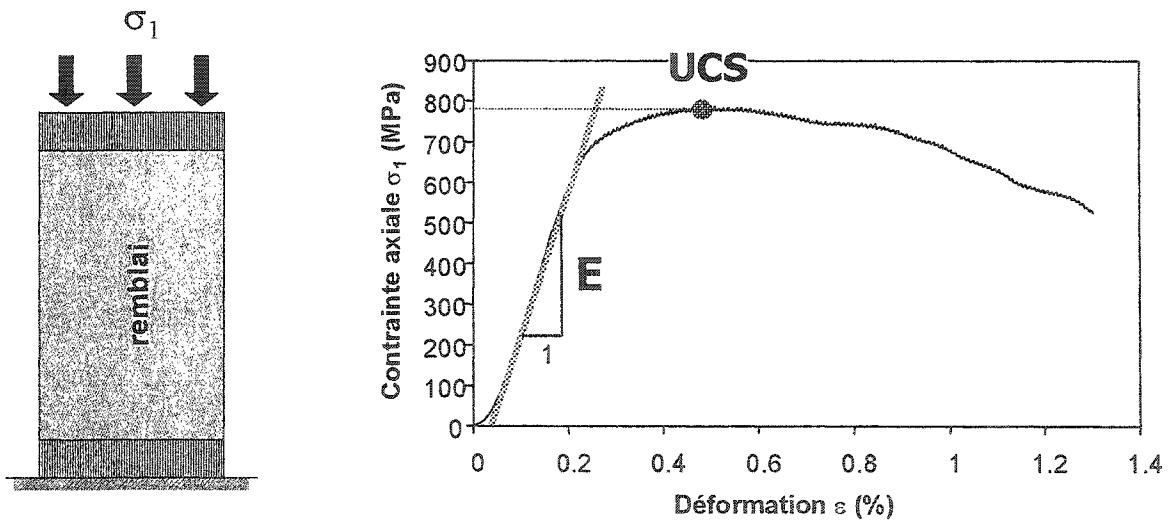


Figure 1.2. Essai en compression uniaxiale (a) et courbe typique obtenue (b) (d'après Belem et al. 2003).

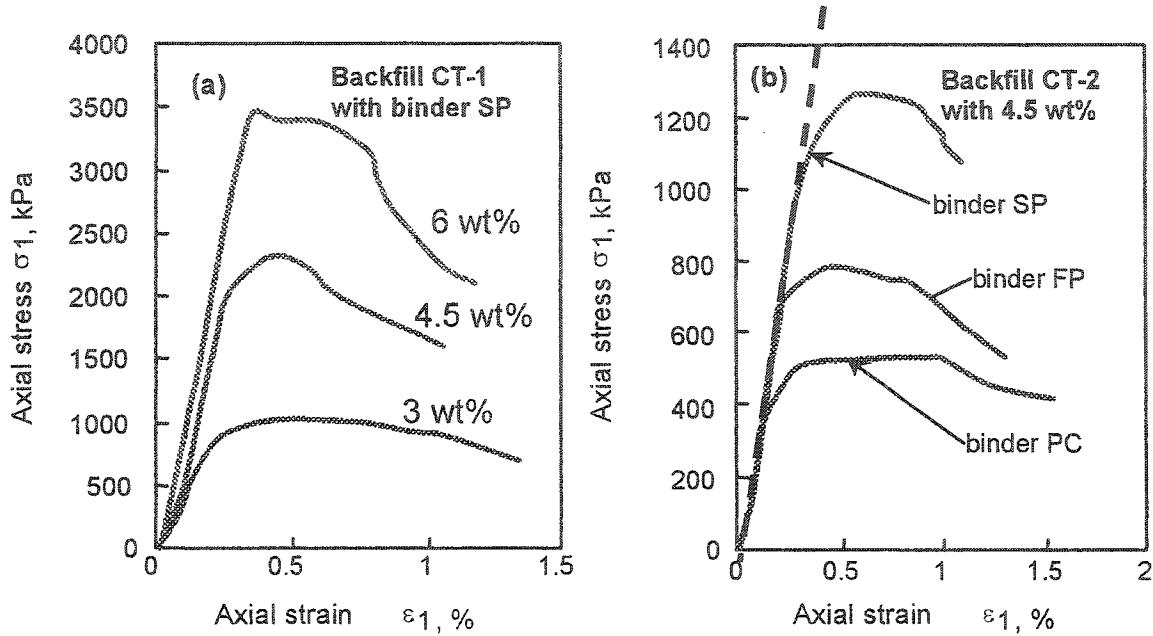


Figure 1.3. Courbes de compression uniaxiale des remblais en pâte pour (a) différentes teneurs en agents liants et (b) différents types de liants (SP= slag et ciment portland, FP= fly ash et ciment portland et PC= ciment portland) (d'après Belem *et al.* 2001).

La figure 1.3 montre différentes courbes de compression uniaxiale de deux types de remblai en pâte faits avec deux types de résidus, trois types d'agents liants (fig.1.3b) et trois proportions d'agent liant (fig.1.3a). On observe que pour un type d'agent liant donné (fig.1.3a), l'UCS et le module d'élasticité  $E$  sont directement proportionnels à la quantité d'agent liant dans le remblai. On observe également que pour une quantité donnée d'un agent liant dans le remblai en pâte, le module élastique  $E$  est constant quel que soit le type d'agent liant utilisé, tandis que UCS varie selon le type d'agent liant (figure 1.3b).

#### b) *Essai en compression triaxiale*

Cet type d'essai permet de contrôler et de mesurer la pression interstitielle, d'appliquer une gamme de pression de confinement (isotrope ou anisotrope) pour consolider

initialement l'échantillon à un état prédéfini. Il existe plusieurs types d'essai en compression triaxiale : essai CD (consolidé-drainé), essai CU (consolidé-non drainé) et essai UU (non consolidé-non drainé). Étant donné que le remblai en pâte se draine très peu, on pourrait alors dire que l'essai en condition drainée n'est pas représentatif. Par conséquent, l'essai CU est adapté pour des remblais non durcis complètement (court et moyen terme) tandis que l'essai UU est adapté pour des remblais complètement durcis (long terme). L'essai consiste à appliquer d'abord différentes pressions de confinement ( $\sigma_3$ ) aux éprouvettes de remblai en pâte placées dans une cellule rigide, puis à leur appliquer ensuite axialement, un déviateur de contrainte ( $\sigma_1 - \sigma_3$ ) jusqu'à leur rupture. La figure 1.4 illustre cet essai qui montre que la pression de confinement a un effet majeur. On note d'abord sur cette figure que la pression de confinement ne modifie pas le module d'élasticité du remblai. Cependant, à chaque augmentation de pression, la résistance au pic augmente de même que la résistance résiduelle.

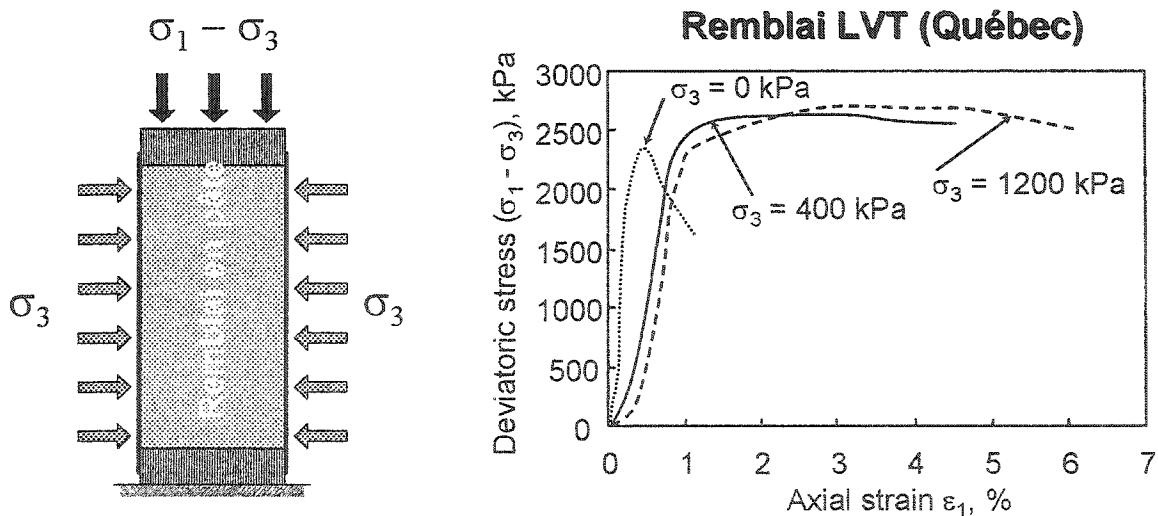


Figure 1.4. (a) Essai en compression triaxiale CU d'un remblai en pâte. (b) Courbes typiques de la contrainte déviatorique en fonction de la déformation axiale pour différentes contraintes de confinement (d'après Belem *et al.* 2001).

**c) Module de déformation élastique**

D'après la loi de Hooke, la contrainte est proportionnelle à la déformation tel que :

$$\sigma = E \cdot \varepsilon \quad (1.13)$$

où  $E$ , la constante de proportionnalité correspond au module d'élasticité ou module de Young.

Ce module d'élasticité est une indication de la rigidité du matériel. En pratique le module d'élasticité est la pente de la portion linéaire d'une courbe contrainte-déformation obtenue lors d'un essai de compression uniaxial et qui est donnée par la relation:

$$E = \frac{d\sigma}{d\varepsilon} \quad (1.14)$$

**d) Coefficient de Poisson et module de cisaillement**

Lorsque au cours d'un essai de compression uniaxial, la déformation axiale ou longitudinale ( $\varepsilon_a$ ) et la déformation latérale ou transversale ( $\varepsilon_t$ ) sont mesurées, on peut alors calculer le coefficient de Poisson  $\nu$  qui est le rapport de la déformation transversale à la déformation axiale :

$$\nu = -\frac{\varepsilon_t}{\varepsilon_a} \quad \text{avec } 0 < \nu < 0,5 \quad (1.15)$$

La plupart des matériaux ont un coefficient de Poisson compris entre 0.2 et 0.4, mais celui des remblais en pâte serait compris entre 0.3 (remblai durci) et 0.4 (non durcie).

Connaissant le coefficient de Poisson qui est considéré constant pour un même matériau, on peut alors calculer le module élastique en cisaillement  $G$ , beaucoup utilisé en dynamique, qui est relié au module de déformation élastique par la relation :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (1.16)$$

### 1.3.2 Critères de rupture

Lorsque l'on veut prédire la résistance d'une colonne de remblai en pâte, on utilise usuellement des modèles mathématiques basés sur certains paramètres mécaniques facilement mesurables. Pour ce faire, on a recours aux essais en compression triaxiale qui permettent de mieux simuler l'état de contraintes du remblai en pâte en place ou *in situ*.

#### a) Critère de Mohr-Coulomb

La détermination des paramètres caractérisant la courbe de résistance d'un remblai nécessite la réalisation de plusieurs essais sur différentes éprouvettes de remblai. Les paramètres ne sont significatifs que si les éprouvettes sont homogènes. La résistance au cisaillement,  $\tau$ , d'une éprouvette est déterminée à la rupture de l'éprouvette et elle correspond soit à la contrainte de cisaillement à la rupture, dans le cas des déformations homogènes par plastification, soit à la contrainte tangentielle sur le plan de rupture lors d'une localisation des déformations à la rupture. Cette résistance au cisaillement peut être définie par le critère de Mohr-Coulomb qui est donné par la relation :

$$\tau = c + \sigma_n \tan \phi \quad (1.17)$$

où  $c$  = cohésion du remblai

$\sigma_n$  = contrainte normale au plan de rupture

$\phi$  = l'angle de frottement interne.

Les contraintes  $\sigma$  et  $\tau$  sur un plan quelconque de rupture d'une éprouvette soumise à un essai triaxial, incliné d'un angle  $\theta$  par rapport au plan normal à la contrainte principale majeure  $\sigma_1$  sont telles que :

$$\begin{aligned}\tau &= \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \sin 2\theta & \text{et } \theta = 45^\circ + \frac{\phi}{2} \\ \sigma_n &= \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cos 2\theta\end{aligned}\quad (1.18)$$

où  $\sigma_1$  et  $\sigma_3$  sont respectivement les contraintes principales majeures et mineures.

### Représentation de la résistance par les cercles de Mohr

En effectuant plusieurs essais triaxiaux avec différentes pressions de confinement  $\sigma_3$ , on obtient à la rupture, différentes valeurs de  $\sigma_1$  permettant de tracer les cercles de Mohr dans le plan  $(\tau, \sigma_n)$ . Chaque cercle de Mohr représente donc un état de contrainte. L'enveloppe de ces cercles (qui est assimilée à une droite) ou *courbe intrinsèque* est définie par le critère de Mohr-Coulomb et décrit l'état critique du remblai en pâte (figure 1.5). La droite tangente aux cercles de Mohr (éq. 1.18) permet par conséquent d'obtenir les paramètres  $c$  et  $\phi$  du remblai en pâte.

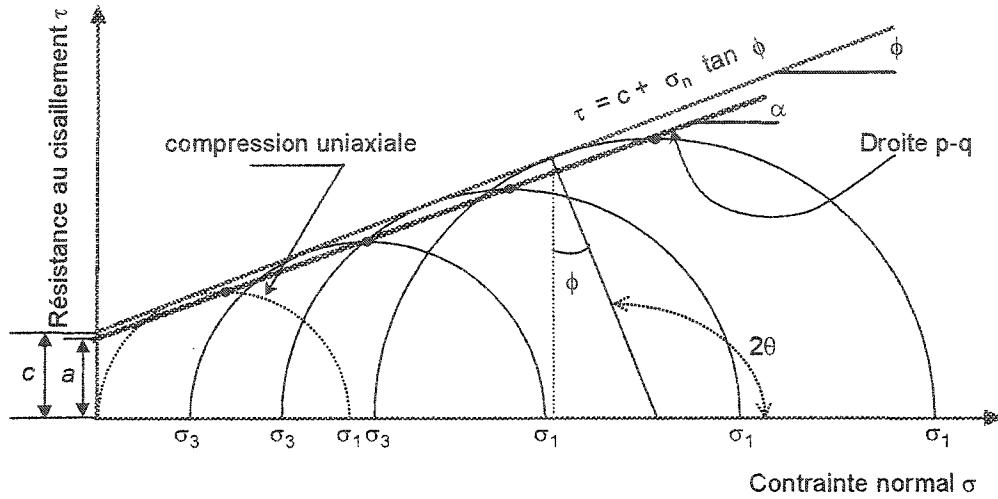


Figure 1.5. Essai en compression triaxiale CU d'un remblai en pâte (d'après Belem *et al.* 2003).

Ainsi, la droite représente la courbe de résistance ultime de la masse de remblai. Par ailleurs, un point situé sous la droite représente des contraintes en équilibre et une résistance au cisaillement suffisant pour assurer la stabilité du remblai.

## Représentation de la résistance par la méthode du chemin des contraintes

Le chemin des contraintes (effectives ou totales) correspond à la représentation de la succession des états de contraintes lors de la réalisation d'un essai triaxial. Ce chemin est défini par la connaissance des valeurs des contraintes principales majeure  $\sigma_1$  et mineure  $\sigma_3$ . Puisque le cercle de Mohr représente un état de contrainte en cours d'essai, il y a un cercle pour chaque état de contraintes dans l'éprouvette. En pratique, on peut utiliser simplement la représentation de Mohr pour obtenir le chemin des contraintes, mais la méthode la plus simple et la plus rapide est la représentation dans le diagramme  $p-q$ , dont les abscisses et ordonnées sont données par :

$$p = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \quad q = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \quad (1.18)$$

Comme on peut le constater à la figure 1.5, les points dans le diagramme  $p$ - $q$  sont directement reliés aux cercles de Mohr puisque  $p$  correspond à leur centre et  $q$  à leur rayon (contrainte de cisaillement maximale). On obtient alors une courbe intrinsèque (droite  $p$ - $q$ ) du même type que celle de Mohr-Coulomb qui est décrite par la relation :

$$q = c + p \cdot \tan \alpha \quad (1.19)$$

où  $c$  = l'intercepte de la droite;  
 $\alpha$  = l'angle de la pente de la droite  $p$ - $q$ .

La correspondance des paramètres de la droite intrinsèque  $p$ - $q$  et ceux de Mohr-Coulomb est :

$$\begin{cases} \phi = \sin^{-1}(\tan \alpha) \\ c = \frac{a}{\cos \phi} \end{cases} \quad (1.20)$$

L'équation de la courbe intrinsèque  $p$ - $q$  est alors

$$q = c \cdot \cos \phi + \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \cdot \sin \phi \quad (1.21)$$

De cette relation, on peut ainsi obtenir les paramètres  $c$  et  $\phi$  en représentant les points expérimentaux (au minimum trois) dans le diagramme  $p$ - $q$  et en effectuant une régression linéaire. La cohésion représente l'attraction entre les grains du remblai (cimentation) tandis que l'angle de frottement définit la résistance au déplacement relatif des grains dans un remblai. Il est à noter que l'angle de frottement interne ( $\phi$ ) traduit la résistance au glissement entre les particules de remblai. Plus  $\phi$  est élevé, plus les

particules de remblai glissent difficilement. La forme des particules peut avoir une incidence directe sur la résistance du remblai. Des particules rondes glissent plus facilement les unes sur les autres (angle  $\phi$  faible) tandis que des particules fragmentées (résidus du concentrateur) offrent une plus grande opposition à ce glissement (angle  $\phi$  élevé).

Par ailleurs plusieurs autres critères non linéaires ont été proposés et peuvent mieux refléter certains aspects de la résistance des remblais tel que la rupture lors d'un état de contrainte hydrostatique. À cet égard, mentionnons le critère  $\text{MSDP}_u$  (Aubertin et al. 2000, 2003) qui peut également tenir compte de l'influence de la porosité sur la résistance.

## CHAPITRE 2

### REMBLAI EN PÂTE DE LA MINE DOYON (RPMD)

#### 2.1 Bref historique

La mine Doyon, propriété de Cambior Inc., est en opération depuis le début des années 1980. À ce jour, près de 25 600 000 tonnes métriques de minerai d'or y ont été extraites. L'exploitation a débuté par deux fosses en 1980 suivi, cinq ans plus tard, par une transition vers l'exploitation souterraine. Aujourd'hui, l'exploitation se fait entièrement sous terre à l'intérieur d'infrastructure faisant 1200 mètres de long, 600 mètres de large et 800 mètres de profondeur. La seule méthode d'exploitation utilisée est la méthode long trous. Le rythme de production moyen est évalué à 1 200 000 tonnes de minerai et 200 000 tonnes de stérile par année. En 2002, environ 150 chantiers d'un tonnage moyen de 7000 tonnes ont été minés. Les réserves se situent présentement à 9 200 000 tonnes, ce qui lui assure une durée de vie d'environ 9 années. Près de 450 personnes travaillent à cette mine.

L'utilisation du remblai en pâte à la mine Doyon remonte vers la fin des années 90. Auparavant, les chantiers étaient remblayés avec du remblai rocheux cimenté pour les chantiers primaires et du remblai rocheux non cimenté pour les chantiers secondaires. Les énormes quantités de stérile emmagasinées à la surface provenant des fosses, étaient alors presque totalement retournées sous terre. Voyant les quantités de stérile provenant du développement en diminution, et la technologie du remblai en pâte de plus en plus disponible, il a été décidé vers 1998, d'utiliser ce type de remblai comme alternative au remblai rocheux. De nos jours, la mine Doyon remblaie environ 140 chantiers par année, pour une moyenne de production de remblai de 1700 tonnes par jour sur deux quarts de travail de 12 heures. Le transport du remblai en pâte est entièrement gravitaire et le réseau de distribution est de type escalier dont le cône de distribution peut atteindre 300

mètres sur les niveaux inférieurs. Le matériel est acheminé par des tuyaux de 150mm de diamètre intérieur.

En 2001, 615 000 tonnes de remblai en pâte ont été utilisées sous terre comparativement à 175 000 tonnes de remblai rocheux. Pour fabriquer ce remblai en pâte, 9800 tonnes de ciment Portland type 10 et 5800 tonnes de scories ont été nécessaires. La méthode de remblayage des chantiers consiste à couler d'abord un bouchon jusqu'à 3 mètres au dessus du toit du point de soutirage, contenant habituellement 7 % d'agents liants (100% ciment type 10), que l'on laisse curer pendant 24 heures (figure 2.1). Par la suite on complète le remblayage du chantier avec le résiduel qui contient une proportion de 3% d'agents liants (70 % scories et 30 % ciment type 10). Pour le contrôle de la qualité du remblai, des échantillons de pâte sont prélevés (valve à proximité de la chute du remblai) sur une base mensuelle et testés en compression uniaxiale selon différents temps de cure. D'autres échantillons sont prélevés *in situ* (découpés à même le bouchon durci) dans différents chantiers et sont destinés aux essais triaxiaux.

## 2.2 Production du remblai en pâte à la mine Doyon (RPMD)

Ce sont les résidus non-cyclonés provenant du concentrateur qui sont utilisés pour fabriquer le remblai en pâte. L'analyse minéralogique des résidus servant à la fabrication de cette pâte indique que le matériel est composé à 80 % de quartz, 10 % de pyrite, 5 % de chlorite et 5% de muscovite. Cette minéralogie se traduit par une composition chimique présentée au Tableau 2.1. Ce tableau montre que le constituant principal de ces résidus est la silice ( $\text{SiO}_2$ ) et un des moins importants est le souffre (S). C'est pourquoi les rejets de Doyon sont considérés comme non réactifs comparativement aux rejets provenant des mines de sulfures massifs (Hassani et Archibald, 1998).

Tableau 2.1. Composition chimique des résidus de Doyon (d'après Golder Associates, 1995.  
Part 1)

Éléments (%)	SiO <sub>2</sub>	Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	CaO	MgO	K <sub>2</sub> O	Na <sub>2</sub> O	S	autres
58,9	16,5	6,6	3,3	2,5	3,2		3,6	3,2	2,2

À la sortie du moulin, la pulpe à 18 % solide est mélangée à un floculant (Magnafloc 338 à une concentration de 8 g par tonne sèche de résidu), pour ensuite être déposée dans un épaississeur (figure 2.2). La sous verse de cet épaississeur donnera alors une pulpe à 60 % solide. C'est cette pulpe à 60 % solide qui alimente les filtres à disques après être passé par le système de destruction des cyanures. À la sortie des filtres à disques, la pulpe est à 80 % solide. C'est cette dernière qui est ensuite mélangée aux agents liants et à l'eau de gâchage, provenant de la rivière Bousquet, pour être ensuite envoyée sous terre.

La proportion d'agents liants dans le bouchon dépend des besoins impératifs de la production d'une part ou des besoins de l'ingénierie d'autre part (réserves de minerai sous le plancher ou galerie à excaver plus tard dans le remblai). Par contre, la partie du remblai résiduel peut contenir un minimum d'agents liants pour les chantiers de fin de zone où aucun des murs ne sera jamais exposé (figure 2.1).

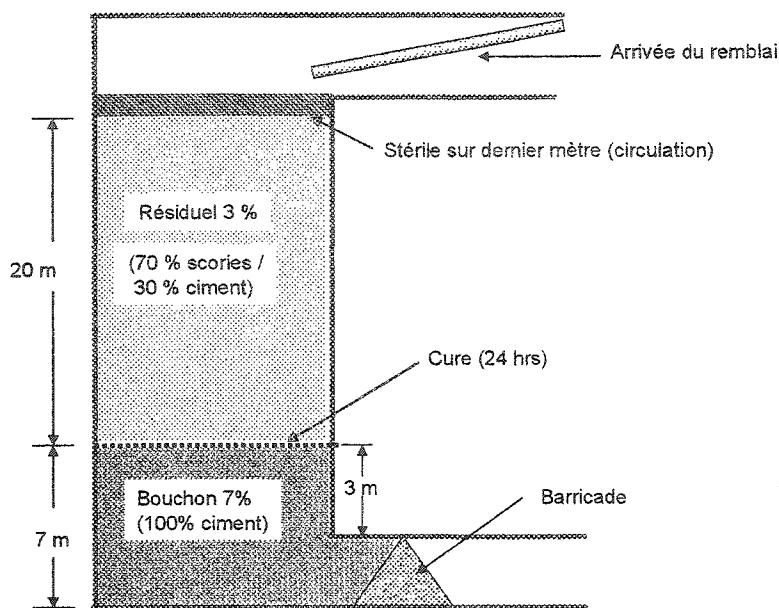


Figure 2.1. Schéma montrant un chantier remblayé (bouchon à 7% d'agents liants et résiduel à 3 % d'agents liants)

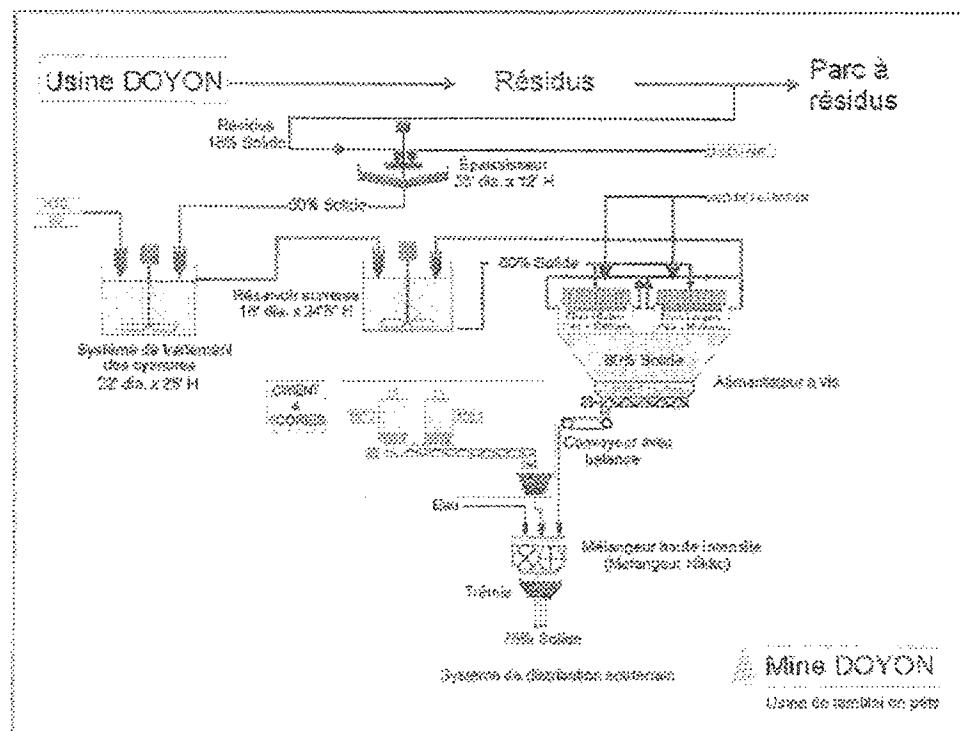


Figure 2.2. Schéma des étapes de la fabrication du remblai en pâte à la mine Doyon (Cambior inc., 2000)

Le tableau 2.2 présente les différentes recettes de mélange de remblai en pâte selon leur utilisation (bouchon ou résiduel) à la mine Doyon. L'affaissement moyen (ou slump) est de 21 cm. Le coût moyen de l'opération de remblayage est de 8 \$ / tonne de remblai et représente des coûts annuels de 5 à 6 M \$ par année.

Tableau 2.2. Recette de mélange de remblai en pâte à la mine Doyon

	Numéro recette de mélange	Agent liant		Proportion d'agent liant	Temps de cure
		Portland type 10	Scories (slag)		
Bouchon (B)	B1	100%	-	3%	72 h
	B2	100%	-	7%	24 h
Résiduel (R)	R1	70%	30%	2%	-
	R2	70%	30%	3%	-
	R3	70%	30%	3.5%	-

Pour le suivi en contrôle de la qualité du remblai en pâte, des échantillons de remblai sont prélevés lors de la coulée de la pâte dans les chantiers et sont destinés aux essais en laboratoire à l'Université du Québec en Abitibi-Témiscamingue (UQAT). Il s'agit d'essais en compression simple qui permettent de déterminer la résistance en compression uniaxiale (UCS) des remblais pour chaque type de remblai et selon différents temps de cure. D'autres échantillons sont prélevés directement dans le chantier déjà remblayé (carottage ou découpage de blocs de remblai en pâte) et sont destinés cette fois à des essais triaxiaux. Les résultats de ces derniers essais permettent d'obtenir les paramètres intrinsèques ( $c$  et  $\phi$ ) du remblai en pâte plus représentatif des matériaux en place.

## 2.3 Caractéristiques du RPMD

### 2.3.1 Granulométrie des résidus et du RPMD

La figure 2.3 présente les courbes granulométriques du gâteau de résidus (juste avant le mélange avec l'agent liant) et du remblai en pâte *in situ* après dissolution. Il s'agit des courbes de distribution cumulée et celles de distribution instantanée. Les courbes cumulées permettent de calculer certains paramètres physiques tels que les différents diamètres correspondant au pourcentage de passant ( $D_{10}$ ,  $D_{30}$ ,  $D_{60}$ , etc.), le coefficient d'uniformité ( $C_u$ ) et le coefficient de courbure ( $C_c$ ). Quant aux courbes instantanées, elles permettent de différencier les familles ou les classes granulométriques du matériau analysé.

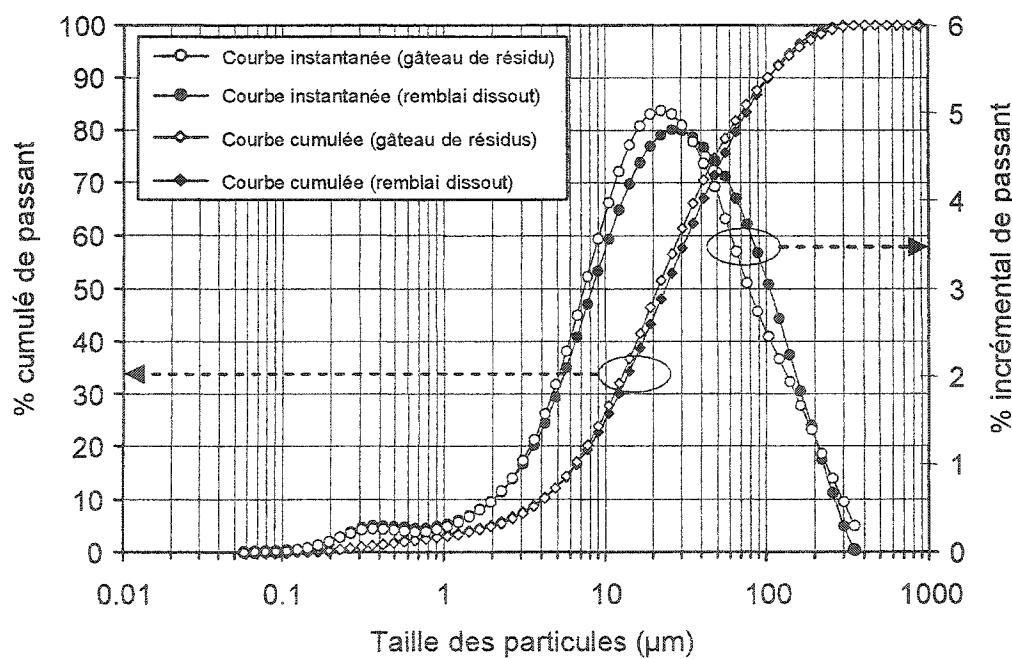


Figure 2.3. Courbes de distribution granulométrique des rejets et du RPMD (d'après Belem et Bordeleau 2001)

De l'observation des courbes instantanées (forme en cloche), on constate l'existence d'une petite famille de grains de diamètre moyen centré à 0,4  $\mu\text{m}$  et d'une famille principale de diamètre moyen centré à 25  $\mu\text{m}$ . On peut donc dire que près de la moitié de la composition granulométrique des résidus de la mine Doyon est dans la fraction fine. Cette observation est confirmée par les courbes cumulées qui montrent que près de 50 % des grains a un diamètre inférieur à 20  $\mu\text{m}$  (fraction fine). Rappelons que 15 % de fraction fine suffisent pour les besoins de transport de la pâte de remblai à travers les tuyaux (Golder, 1995). Or, ce surplus de 35 % de la fraction fine est nuisible pour la performance du remblai qui aura une forte rétention d'eau comparativement à des résidus plus grossiers. Ce type de remblai reste donc longtemps saturé; ce qui ne favorise pas l'hydratation des agents liants en plus de présenter des risques de liquéfaction pendant les premières heures après la mise en place.

Le tableau 2.3 présente les différents paramètres physiques des résidus et du remblai en pâte dissout calculés à partir des courbes de distribution cumulée. Des données du tableau 2.3, on peut déduire que les résidus de la mine Doyon ont une distribution granulométrique mal classée, c'est-à-dire une courbe cumulée pas assez bien étalée. Rappelons qu'un résidu bien classé (Hassani et Archibald, 1998) doit avoir un coefficient d'uniformité  $C_u$  entre 4 et 6 (8 pour la mine Doyon), et un coefficient de courbure  $C_c$  entre 1 et 3 (5 pour la mine Doyon).

Tableau 2.3. Paramètres granulométriques des résidus et remblai en pâte de la mine Doyon

Paramètres	Rémbrai dissout	Gâteau de résidus
$D_{10}$ ( $\mu\text{m}$ )	4,06	4,14
$D_{30}$ ( $\mu\text{m}$ )	12,21	12,21
$D_{50}$ ( $\mu\text{m}$ )	23,85	21,5
$D_{60}$ ( $\mu\text{m}$ )	33,66	30,53
$D_{90}$ ( $\mu\text{m}$ )	104,01	103,54
$C_u$	8	7
$C_c$	5	6

### 2.3.2 Paramètres géotechniques

Rappelons que ces essais ont été effectués dans le souci du contrôle de qualité du remblai de Doyon, mais servent également de base de données pour différentes études. Cinq types de recette de mélange de remblai en pâte sont utilisés à la mine Doyon (tableau 2.2). Les tableaux et les graphiques qui suivent présentent une synthèse des quatre principaux paramètres géotechniques selon la recette de remblai en pâte et en fonction des temps de cure qui sont: la résistance en compression uniaxiale (UCS), la teneur en eau massique ( $w$  (%)), le pourcentage solide massique ( $C_w$ ) et le degré de saturation ( $S_r$ ).

Tableau 2.4. Paramètres géotechniques du remblai en pâte à 2 % d'agent liant – recette R1.  
(d'après Cambior inc. 2002)

Recette de mélange	Nombre d'échantillons	Temps de cure (jour)	UCS (kPa)	$w$ (%)	$C_w$ (%)	$S_r$ (%)
R1 = 2% liant (30/70) scories/ ciment type 10	3	3	36	41,8	70,5	94,0
	3	7	62	41,9	70,5	94,0
	3	14	77	43,3	70,0	95,0
	3	28	90	45,2	69,0	98,5

Tableau 2.5. Paramètres géotechniques du remblai en pâte à 3 % d'agent liant – recette R2  
(d'après Cambior inc. 2002)

Recette de mélange	Nombre d'échantillons	Temps de cure (jour)	UCS (kPa)	$w$ (%)	$C_w$ (%)	$S_r$ (%)
R2 = 3% liant (30/70) scories/ ciment type 10	18	7	128	42,8	70,1	96,2
	18	14	380	41,4	70,7	95,2
	18	28	441	40,9	71,1	94,3
	15	56	477	41,8	72,4	94,7
	9	90	467	41,9	71,9	90,8
	9	180	514	43,3	73,7	84,2
	3	365	422	43,4	69,5	93,5

Tableau 2.6. Paramètres géotechniques du remblai en pâte à 3.5 % d'agent liant – recette R3  
(d'après Cambior inc. 2002)

Recette de mélange	Nombre d'échantillons	Temps de cure (jour)	UCS (kPa)	w (%)	C <sub>w</sub> (%)	S <sub>r</sub> (%)
R3 = 3.5% liant (30/70) scories/ ciment type 10	4	2	44	43,6	70,0	94,5
	5	7	211	43,2	69,8	93,2
	9	14	405	43,7	69,5	95,0
	3	21	385	42,0	70,4	95,6
	12	28	493	42,0	70,4	94,1
	12	56	592	38,7	70,5	93,9
	9	90	533	37,8	70,3	93,6
	3	120	942	41,1	70,9	96,0
	6	180	786	42,2	70,3	95,3
	3	365	481	42,3	70,3	93,0

Tableau 2.7. Paramètres géotechniques du remblai en pâte à 3.5 % d'agent liant – recette B1  
(d'après Cambior inc. 2002)

Recette de mélange	Nombre d'échantillons	Temps de cure (jour)	UCS (kPa)	w (%)	C <sub>w</sub> (%)	S <sub>r</sub> (%)
B1 = 3% liant (100% de ciment type 10)	3	1	10	41,3	71,0	98,7
	9	2	29	39,1	69,7	95,9
	6	3	43	43,8	69,7	97,7
	15	7	68	42,4	70,3	95,0
	9	14	85	42,7	70,2	95,1
	3	21	154	38,9	72,0	93,7
	6	28	89	43,6	69,7	94,2

Tableau 2.8. Paramètres géotechniques du remblai en pâte à 7 % d'agents liant – recette B2  
(d'après Cambior inc. 2002)

Recette de mélange	Nombre d'échantillons	Temps de cure (jour)	UCS (kPa)	w (%)	$C_w$ (%)	$S_r$ (%)
B2 = 7% liant (100% de ciment type 10)	7	1	19	43,4	69,7	96,3
	6	2	93	47,0	70,2	95,0
	6	3	128	41,6	70,6	95,7
	6	7	161	41,0	70,6	94,6
	6	14	289	39,6	71,8	
	6	28	266	40,0	71,6	92,7
	12	56	351	42,3	70,4	95,3
	3	90	340	38,8	71,0	94,0

Les données de ces tableaux montrent que le remblai en pâte de la mine Doyon est un matériel à forte rétention d'eau et donc ayant un degré de saturation élevé. En effet, la teneur en eau,  $w$  (%), varie entre 38 % et 47 % et le degré de saturation,  $S_r$ , entre 93 % et 99 % (presque totalement saturé) avec une valeur moyenne de 95 %. Le pourcentage solide du remblai de Doyon,  $C_w$  (%), est en moyenne de 70 % solide (affaissement de 21cm), classant ce remblai à la limite de transition entre le remblai hydraulique et le remblai en pâte. Cette capacité de forte rétention d'eau conduit au développement de faibles résistances mécaniques de ce type de remblai en pâte.

Les figures 2.4 et 2.5 présentent les courbes de variation des paramètres géotechniques du RPMD pour le résiduel (figure 2.4) et le bouchon (figure 2.5). On constate une très faible variation des paramètres hydriques tels que la teneur en eau massique et le degré de saturation en fonction du temps. La résistance en compression uniaxiale augmente quant à elle au cours du temps de cure. La résistance moyenne pour le résiduel se situe à environ 400 kPa après 28 jours (figure 2.4). Pour ce qui est du bouchon, il est caractérisé par une prise rapide de résistance dès les premiers jours de cure (figure 2.5).

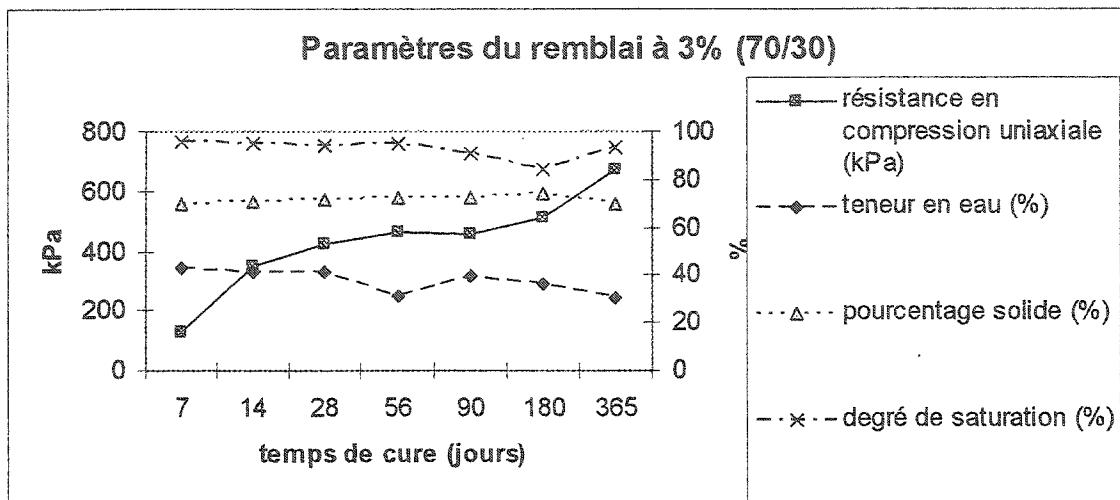


Figure 2.4. Évolution des paramètres géotechniques de la recette de remblai R1 (3% d'agent liant à 70/30).

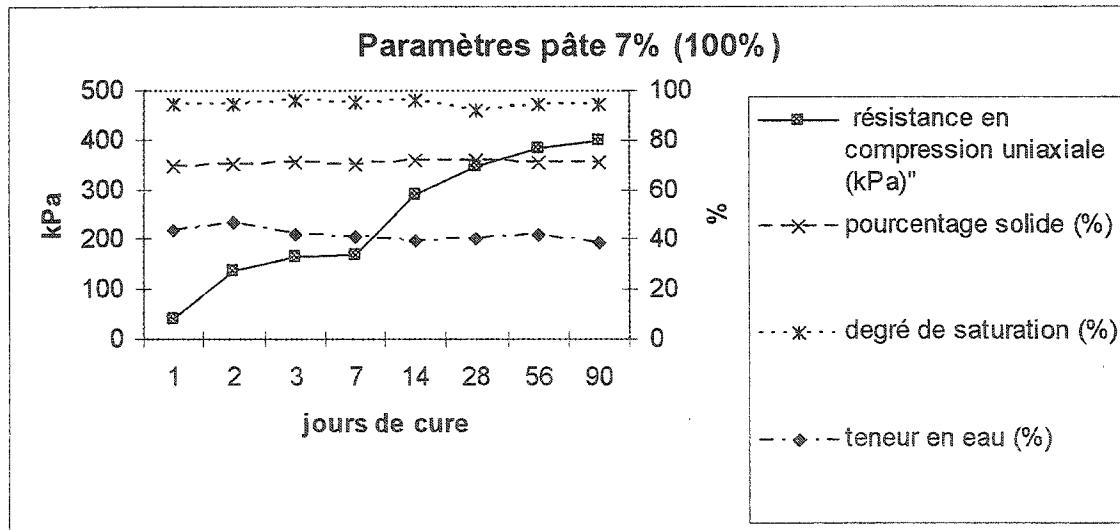


Figure 2.5. Évolution des paramètres géotechniques de la recette de remblai B2 (7% d'agent liant à 100 % C).

La figure 2.6 résume l'évolution de la résistance mécanique au cours du temps de cure pour les cinq recettes de RPMD. On constate une tendance à la baisse de la résistance au-delà de 120 jours de cure (long terme). Ceci pourrait être dû à une légère altération chimique. Mise à part la recette du résiduel à 3,5 % d'agent liant (recette R3) où la

résistance maximale dépasse légèrement les 900 kPa, la résistance mécanique moyenne du RPMD ne dépasse guère 700 kPa à long terme. À noter au delà de 90 jours, le pic d'augmentation subite de résistance de la recette de 3.5 % suivi par une réduction. Le faible nombre de résultats au delà de 90 jours peut expliquer probablement cet aspect. Néanmoins les conditions opératoires montrent que cette résistance moyenne est suffisante pour assurer la stabilité des chantiers remblayés à la mine Doyon.

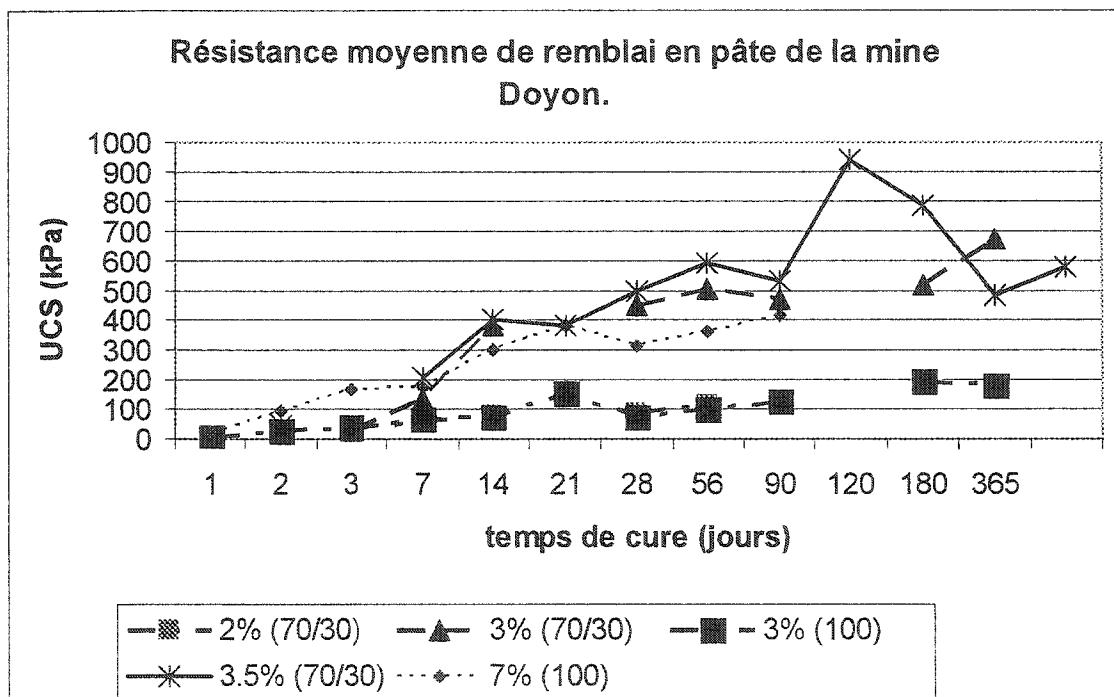


Figure 2.6. Évolution comparative des cinq recettes de remblai de la mine Doyon.

### 2.3.3 Paramètres du critère de Mohr-Coulomb

Afin de déterminer les paramètres du critère de Mohr-Coulomb ( $c$  et  $\phi$ ) du remblai en pâte de Doyon, trois gros blocs d'échantillon de remblai en pâte ont été prélevés *in situ* dans trois chantiers différents. Ces blocs de remblai ( $\approx 20 \times 35 \times 45 \text{ cm}^3$ ) ont été découpés dans la masse de remblai et envoyés au laboratoire de l'UQAT pour la

fabrication d'éprouvettes de remblai destinées aux essais triaxiaux. Le tableau 2.9 présente les caractéristiques des blocs de remblai en pâte testés.

Tableau 2.9. Caractéristiques des échantillons *in situ* destinés aux essais triaxiaux.  
(d'après Cambior inc. 2002)

No. du bloc d'échantillon	Nom du chantier	Recette de remblai	Temps de cure (jour)	Affaissement (mm)
#1	7-3 F30 # 1	B1 (3% de ciment)	69	270
#2	9-0 # 212	B2 (7% de ciment)	37	295
#3	8-1 F26 # 1	R2 (3% d'agent liant à 70/30 de ciment/scories)	12	216

Trois séries d'essais ont été réalisées (E1, E2 et E3) avec pour chacune, un minimum de trois confinements différents ( $\sigma_3$ ) variant entre 50 kPa et 200 kPa. Chaque série d'essais triaxiaux est précédée d'un essai en compression uniaxiale afin de déterminer la valeur de UCS. Les résultats de ces essais triaxiaux sont présentés dans le tableau 2.10 dont un exemple de représentation dans le diagramme p-q est montré à la figure 2.7.

Tableau 2.10. Résultats des essais triaxiaux réalisés sur les échantillons *in situ*.  
(d'après Belem et Bordeleau. 2001)

Nom de l'essai	Temps de cure (jour)	$\sigma_3$ (kPa)	$\sigma_1$ (kPa)	$p = (\sigma_1 + \sigma_3)/2$ (kPa)	$q = (\sigma_1 - \sigma_3)/2$ (kPa)	$E$ (MPa)
E1-UCS	69	0	240	120	120	110
E1- triax 1	69	100	534	317	217	
E1- triax 2	69	150	732	441	291	
E1- triax 3	69	200	906	553	353	
E2-UCS	37	0	429	214,5	214,5	204
E2- triax 1	37	100	790	445	345	
E2- triax 2	37	150	949	549,5	399,5	
E2- triax 3a	37	200	883	541,5	341,5	
E2- triax 3b	37	200	915	557,5	357,5	
E3-UCS	12	0	350	175	175	165
E3- triax 1	12	50	476	263	213	
E3- triax 2	12	100	601	350,5	250,5	
E3- triax 3	12	150	693	421,5	271,5	

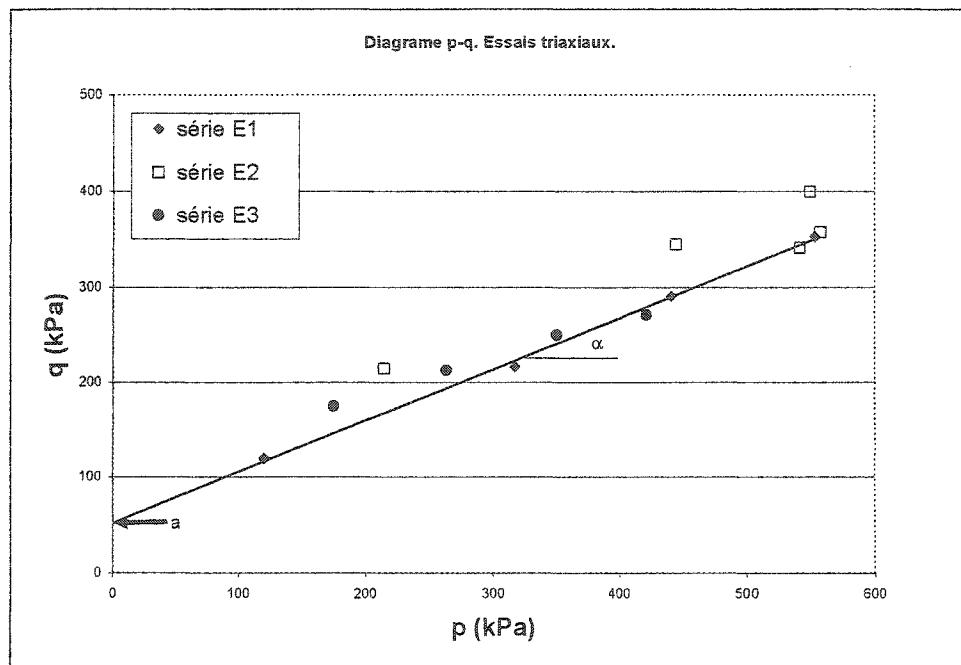


Figure 2.7. Courbe enveloppe de résistance selon le critère de Mohr-Coulomb (chantier 7-3 F30 # 1).

Le tableau 2.11 contient les résultats du calcul des paramètres intrinsèques ( $c$  et  $\phi$ ) du remblai en pâte *in situ* de la mine Doyon. Ces résultats montrent que celui-ci développe de faibles résistances et de cohésions mécaniques et présente un faible module d'élasticité  $E$ . Comme ces essais ont été réalisés sur des échantillons provenant de trois chantiers différents, à différents temps de cure et fait de trois recettes différentes, il s'avère difficile de comparer les résultats obtenus. Toutefois, on note que c'est le remblai en pâte du bouchon (recette B2 = 7% de ciment) du chantier 9-0 #212 (série d'essais E2) qui semble offrir les meilleures propriétés mécaniques de résistance.

Tableau 2.11. Paramètres intrinsèques des remblais *in situ* de la mine Doyon.

No. de série d'essai	Temps de cure (jour)	No. de la recette	UCS (kPa)	$E$ (MPa)	$\phi_{cu}$ (degrés)	$c_{cu}$ (kPa)
E1	69	B1 (3% ciment)	240	110	35	47
E2	37	B2 (7% ciment)	429	204	34	116
E3	12	R2 (3% de 70/30)	350	165	23	117

Il faut noter également que le remblai de Doyon, est composé d'un matériel très fin et par conséquent la distribution granulométrique de ce remblai, amène un indice des vides élevé (1.3 en moyenne). Le remblai présente également un fort degré de saturation, aux environs de 95 %. Cette forte rétention d'eau peut expliquer en partie les faibles résistances du matériel. De plus, des images prises au microscope électronique à balayage (Belem et al. 2001), montrent qu'il existe dans la matrice, une faible quantité d'hydrates formée. Ce type de remblai en pâte très saturé, ne favorise pas l'hydratation des agents liants et la création de liens résistants.

## CHAPITRE 3

### CONTRAINTE DANS LES CHANTIERS REMBLAYÉS

#### 3.1 Introduction

Après la mise en place de la pâte de remblai, plusieurs facteurs macroscopiques (en opposition aux phénomènes d'hydratation) vont influencer le développement de la résistance mécanique et la stabilité du chantier remblayé. Parmi ces facteurs on peut dénombrer entre autre, le drainage naturel de l'excédent d'eau du remblai en pâte, le tassement gravitaire de la masse de remblai, les dimensions du chantier, les pressions au bas du chantier, la pression sur la barricade, la convergence des murs sur le remblai et enfin les interactions entre le remblai et le massif rocheux encaissant. Le drainage et le tassement auront pour conséquence de favoriser le développement d'une meilleure résistance mécanique du remblai en pâte (Belem et al. 2000, 2001). Concernant les dimensions des chantiers, plus elles sont réduites, plus la masse de remblai en pâte sera stable (confinement exercé par les murs) suite au développement de l'effet d'arche (Spangler 1926; Marston 1930). Les pressions au bas du chantier et sur les barricades auront par contre un effet néfaste sur la stabilité du chantier remblayé lorsqu'elles sont trop élevées.

Jusqu'à ce jour, il n'existe pas de loi de comportement décrivant le matériau évolutif qu'est le remblai en pâte, rendant complexe sa compréhension. Mais lorsque l'on veut tout de même évaluer l'état des contraintes dans les chantiers remblayés, deux grandes approches peuvent être adoptées: les approches théorique et numérique et l'approche expérimentale.

### 3.2 Approches théoriques

À défaut de lois de comportement décrivant complètement les remblais en pâte, il existe quelques modèles analytiques simples permettant de calculer les contraintes verticale et horizontale dans une excavation remblayée. Ces modèles analytiques peuvent prendre ou non en compte la cohésion du remblai dans leur formulation. L'autre méthode d'analyse de l'état des contraintes dans les excavations remblayées serait la modélisation numérique à l'aide de code de calcul par éléments finis, éléments hybrides (e.g. PHASE<sup>2</sup>) ou éléments distincts (e.g. FLAC). Ces codes seront discutés un peu plus loin.

#### 3.2.1 Approche de Marston: effet d'arche sans cohésion

L'approche de Martson (1930) permet d'estimer les contraintes verticale et horizontale qui s'exercent au dessus des conduites enterrées dans des tranchées. Elle fait appel à l'existence du phénomène de l'effet d'arche. Cette théorie peut être utilisée pour évaluer les charges verticales au bas du chantier et les charges latérales sur les murs du chantier remblayé (figure 3.1). La théorie de Marston prend en compte le poids du remblai et les forces de cisaillement entre les murs verticaux et le remblai à une profondeur donnée, sans tenir compte de la cohésion.

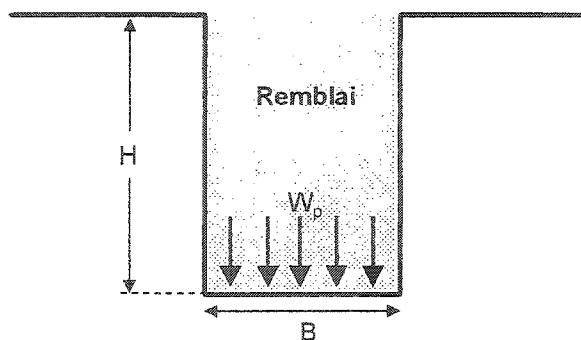


Figure 3.1. Schéma d'une tranchée remblayée.

Lorsque l'effet d'arche se développe dans un milieu granulaire, une grande partie du poids du matériel situé au-dessus de "l'arche" principale peut être transférée aux parois, réduisant ainsi l'ampleur de la charge aux murs et au bas du chantier. Mais 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. Selon cette théorie, la charge maximale par unité de longueur s'exerçant au bas du chantier,  $W_p$  (kN/m) est donnée par la relation (McCarthy 1988):

$$W_p = \gamma B^2 C_d \quad (3.1)$$

où  $\gamma$  = poids volumique du remblai (kN/m<sup>3</sup>)

$B$  = largeur ou portée de l'excavation (m)

et

$$C_d = \frac{1 - \exp\left(-\frac{2K\mu H}{B}\right)}{2K\mu} \quad (3.2)$$

où :  $K$  = coefficient de poussée des terres (sans dimension)

$\mu = \tau/\sigma_n = \tan \phi$  = coefficient de frottement entre le remblai et la paroi de l'excavation

$H$  = hauteur de la colonne de remblai (m)

$B$  = largeur de l'excavation (m).

La contrainte verticale sur la conduite,  $\sigma_{vH}$ , est obtenue en divisant l'équation (3.1) par la largeur  $B$  de l'excavation :

$$\sigma_{vH} = \frac{W_p}{B} = \gamma B \left[ \frac{1 - \exp\left(-\frac{2K\mu H}{B}\right)}{2K\mu} \right] \quad (3.3)$$

Sachant que le coefficient de poussée des terres vaut  $K = \sigma_{hH}/\sigma_{vH}$ , la contrainte horizontale au même point,  $\sigma_{hH}$ , est donnée par la relation :

$$\sigma_{hH} = K \cdot \sigma_{vH} = \gamma B \left[ \frac{1 - \exp\left(-\frac{2K\mu H}{B}\right)}{2\mu} \right] \quad (3.4)$$

Les équations 3.3 et 3.4 supposent qu'il n'y a pas de cohésion entre le remblai et la paroi de l'excavation. En remplaçant le coefficient de frottement,  $\mu$ , dans les équations 3.3 et 3.4 par  $\tan \phi$ , on obtient les relations suivantes:

$$\sigma_{vH} = \gamma B \left[ \frac{1 - \exp\left(-\frac{2KH \tan \phi}{B}\right)}{2K \tan \phi} \right] \quad (3.5)$$

$$\sigma_{hH} = \gamma B \left[ \frac{1 - \exp\left(-\frac{2KH \tan \phi}{B}\right)}{2 \tan \phi} \right] \quad (3.6)$$

où :  $\phi$  = angle de frottement à l'interface remblai/paroi de l'excavation (degré). Celui-ci peut être pris comme étant égal à l'angle de frottement interne du remblai

Pour les équations 3.3 à 3.6, le coefficient de poussée des terres,  $K$ , peut prendre trois valeurs selon le cas étudié :

$$K = K_0 = 1 - \sin \phi \quad (\text{cas au repos, pas de déformation latérale})$$

$$K = K_a = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} = \tan^2(45^\circ - \phi/2)$$

(cas actif, déplacement extérieur des épontes, diminution de  $\sigma_h$ )

$$K = K_p = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} = \tan^2(45^\circ + \phi/2)$$

(cas passif, convergence des épontes, augmentation de  $\sigma_h$ )

De façon intuitive, on peut penser que dans les mines en roches dures, le cas actif serait peu probable étant donné la grande rigidité des parois rocheuses qui auront tendance à converger après l'excavation. La validité des concepts d'effet d'arche et les méthodes théoriques existantes a été démontrée expérimentalement (au moins partiellement) pour quelques cas spécifiques par Knutsson (1981), Blight (1986), Frydman et Keissar (1987), Jarrett et al. (1995) et Take et Valsangkar (2001).

### 3.2.2 Approche de Terzaghi: effet d'arche avec cohésion

Les théories d'arche proposées par Janssen et quelques autres auteurs (Terzaghi 1943; McCarthy 1988; Iglesia et al. 1999; Take et Valsangkar 2001) prennent en compte la cohésion à l'interface remblai/paroi de l'excavation. Les contraintes sont alors données par :

$$\sigma_{vH} = (\gamma B - 2c) \left( \frac{1 - \exp\left(\frac{-2KH \tan \phi}{B}\right)}{2K \tan \phi} \right) \quad (3.7)$$

$$\sigma_{hH} = (\gamma B - 2c) \left( \frac{1 - \exp\left(\frac{-2KH \tan \phi}{B}\right)}{2 \tan \phi} \right) \quad (3.8)$$

où  $c$  = cohésion à l'interface remblai/paroi de l'excavation.

Lorsqu'on applique les équations 3.7 et 3.8 à des chantiers remblayés, les résultats indiquent qu'il peut y avoir une réduction significative de la contrainte verticale dans la partie inférieure du chantier comparée au poids des terres ( $\gamma H$ ). Ce transfert de charge est dû aux forces de frottement (et de la cohésion dans certains cas) à l'interface entre le remblai et les murs de la roche encaissante. De ce fait, la pression sur les murs et au bas du chantier peut être tout à fait différente des valeurs déduites des théories classiques de poussée et de butée pour des structures de retenue (théorie de Rankine).

### 3.2.3 Théorie de Rankine

Il est postulé qu'il est possible d'utiliser la théorie de Rankine concernant la poussée et la butée d'un remblai cohérent avec frottement à l'interface remblai-paroi rocheuse pour évaluer la pression totale latérale de poussée du remblai sur la barricade. Pour cela, on considère le cas actif, c'est-à-dire que le remblai en pâte pousse sur la barricade ( $K = K_a$ ) avec une pression horizontale,  $\sigma_{ha}$ , qui est donnée par la relation :

$$\sigma_{ha} = \gamma h \cdot \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) - 2c \cdot \tan \left( 45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) \quad (3.9)$$

où  $\gamma$  = poids volumique du remblai en pâte ( $\text{kN/m}^3$ )

$\phi$  = l'angle de frottement interne du remblai en pâte

$c$  = cohésion du remblai en pâte ( $\text{kPa}$ )

Mais pour que l'équation (3.9) soit adéquate, la hauteur  $h$  dans cette équation devrait être celle de la hauteur totale de la colonne de remblai dans le chantier plutôt que celle correspondant uniquement à la hauteur du point de soutirage (hauteur de la barricade). Si l'on connaît les valeurs de  $\gamma$ ,  $c$ , et  $\phi$  au cours du temps, l'équation 3.9 pourrait alors prédire cette pression.

Si l'on considère qu'à long terme (au-delà de 120 jours) il y a du retrait du remblai et son décollement avec les parois du chantier remblayé, on peut tout aussi bien utiliser l'équation suivante (McCarthy, 1988) :

$$\sigma_{ha} = \gamma h - 2c \quad (3.10)$$

où  $\gamma$  = poids volumique du remblai en pâte ( $\text{kN/m}^3$ )

$c$  = cohésion du remblai en pâte = UCS/2 (kPa).

#### 3.2.4 Modélisations numériques

Afin de mieux comprendre la répartition des contraintes horizontales et verticales au bas d'un chantier remblayé, Aubertin et al. (2003) ont effectué une série de simulations numériques préliminaires à l'aide du code de calcul par éléments finis PHASES<sup>2</sup> de ROCSCIENCE (2002). Deux géométries de chantier ont été adoptées: un chantier vertical ( $H = 45$  m,  $B = 6$  m) et un chantier incliné de  $45^\circ$  par rapport à l'horizontale ( $H = 45$  m,  $B = 6$  m).

Cette analyse a également mis en évidence qu'une répartition complexe de contrainte peut être induite dans le remblai et aux parois du chantier remblayé. En utilisant deux cas types de chantier remblayé, les résultats obtenus de tels calculs indiquent qu'une part significative du poids du remblai peut être transférée aux parois.

L'analyse des résultats des simulations avec ceux des équations 3.3 et 3.4 a montré des limitations inhérentes à la théorie de Marston qui suppose une répartition uniforme de la contrainte verticale le long de n'importe quelle section horizontale; ce qui n'était pas en accord avec les calculs numériques. Ceci est dû au fait que la théorie de Marston est basée sur une utilisation simplifiée de l'équilibre limite combiné avec le critère de rupture de Mohr-Coulomb, sans aucune considération des déformations réelles (verticale, horizontale) dans le remblai. Même si le déplacement relatif des murs est pris implicitement en compte à travers la valeur du coefficient des poussées des terres,  $K$  ( $K_a \leq K \leq K_p$ ), il existe une certaine incertitude sur la valeur réelle de  $K$  même lorsque l'on connaît les propriétés des matériaux en présence. Il s'en suit que les valeurs de  $\sigma_{vH}$  et  $\sigma_{hH}$  le long des murs ne sont pas représentatives avec l'approche analytique de Marston.

Cependant, aucune méthode de calcul ne représente adéquatement tous les aspects importants du comportement d'un matériau, y compris le comportement non linéaire du remblai et son écrouissage sous de fortes sollicitations. Davantage d'investigations seront nécessaires afin d'évaluer adéquatement ces problèmes-clés.

### 3.3 Approches expérimentales

Parallèlement aux approches théoriques et numériques, l'approche expérimentale peut être utilisée pour obtenir directement des mesures de contraintes in situ. À ce titre, deux mines de la région de l'Abitibi-Témiscamingue ont fait l'objet d'un programme d'instrumentation pour suivre l'évolution des pressions développées dans la pâte lors de sa mise en place dans le chantier (mines Chimo et Bouchard-Hébert). Deux autres mines se sont quant à elles intéressées à la poussée de la pâte sur les barricades (mines Louvicourt et Doyon). Par ailleurs, les travaux de Mitchell (1992) à l'aide d'une centrifugeuse pour simuler les pressions à la base des chantiers sont discutés.

### 3.3.1 Mesure des pressions dans le remblai

#### a) Cas de la mine Chimo

Une vaste campagne d'instrumentation a été entreprise à la mine Chimo à la fin des années 1995 par l'équipe de Hassani à l'Université McGill (Hassani et al. 1997). Cette campagne avait pour objectif de déterminer si la présence de remblai en pâte dans les excavations minières avait un impact sur la fréquence et la magnitude des coups de terrain. Deux chantiers ont été instrumentés dans l'éponte supérieure par des cellules de mesure de contraintes à corde vibrante (VBS) pour mesurer l'augmentation de contraintes et par des extensomètres pour mesurer la déformation du massif rocheux. D'autres instruments ont également été installés à la base de la colonne de remblai (trois cellules de pression totale montées orthogonalement). Les deux chantiers ont été suivis sur une période de 200 jours. Le remblai avait un poids volumique de 14,9 kN/m<sup>3</sup>.

Il existe peu d'information sur les dimensions des chantiers dans le document. Cependant le premier cas d'instrumentation indique une excavation d'une largeur de 4 mètres et qui a été remblayé sur une hauteur de 13 mètres. Il n'y avait pas de minage autour de ce chantier lors du remblayage. À la fin du remblayage, les pressions lues dans les trois directions à la base du chantier sont données dans le tableau 3.1.

Tableau 3.1. Contraintes selon les trois axes, chantier 1, mine Chimo (Hassani et al. 1997).

Contrainte axiale	Direction	Valeur lue
$\sigma_1 = \sigma_{N-S}$	N-S (transversale au chantier)	245 kPa
$\sigma_2 = \sigma_v$	Verticale (colonne de remblai)	180 kPa
$\sigma_3 = \sigma_{E-W}$	E-W (longitudinale au chantier)	149 kPa
$\gamma H$	Verticale au bas du chantier	189 kPa

Il ressort de cette étude que le rapport de contrainte  $K$  (coefficient de poussée des terres) est sensiblement le même que celui des contraintes *in situ* dans le massif rocheux.

Pendant la période de cure de 60 jours, il y a eu diminution des contraintes dans les trois directions. Mais aussitôt que débute le minage du chantier adjacent, sur le même niveau, ces mêmes contraintes se sont mises à augmenter dans les trois directions. Les valeurs de celles-ci étaient alors :

$$\begin{aligned}\sigma_{(N-S)} \text{ (transversale au chantier)} &= \sigma_1 = 1000 \text{ kPa} \\ \sigma_{(v)} \text{ (verticale)} &= \sigma_2 = 900 \text{ kPa} \\ \sigma_{(E-W)} \text{ (longitudinale au chantier)} &= \sigma_3 = 300 \text{ kPa}\end{aligned}$$

Des extensomètres installés sur les épontes du chantier lors de cette augmentation de contrainte ont montré que les déplacements totaux étaient de l'ordre de 20 cm. Cette convergence correspond à une déformation de 0,05 (soit 20 cm/400 cm).

En utilisant la loi de Hooke, on peut calculer la contrainte  $\sigma_{N-S}$  connaissant le module de Young du remblai ( $E = 22\,000 \text{ kPa}$ ) et la déformation unitaire (0,05), ce qui donne une valeur de 1100 kPa. Cette valeur théorique est très près de celle lue par la cellule orientée  $\sigma_{N-S}$ , juste avant le coup de terrain (tableau 3.1).

Le deuxième chantier d'une largeur approximative de 4 mètres, a été remblayé sur une hauteur de 20 mètres. Au contraire du premier, il y avait constamment de l'activité minière autour de ce chantier lors du remblayage. Les valeurs des pressions obtenues à la base du chantier à la fin du remblayage sont données dans le tableau 3.2.

Tableau 3.2. Contraintes selon les trois axes, chantier 2, mine Chimo (Hassani et al. 1997).

Contrainte axiale	Direction	Valeur lue
$\sigma_1 = \sigma_{N-S}$	N-S (transversale au chantier)	1000 kPa
$\sigma_2 = \sigma_v$	Verticale (colonne de remblai)	900 kPa
$\sigma_3 = \sigma_{E-W}$	E-W (longitudinale au chantier)	500 kPa
$\gamma H$	Verticale au bas du chantier	290 kPa

Les niveaux de contraintes obtenus sont de beaucoup supérieurs à ceux du premier chantier avant que celui-ci ne soit influencé par l'activité minière adjacente. Pour ce qui est de la comparaison des rapports de contrainte  $K$ , il n'y avait pas de relation pertinente. Pour expliquer ces différences, Hassani et al. (1997) avancent que les contraintes induites provenant de l'exploitation des chantiers environnants, se sont concentrées sur les murs de l'excavation remblayée et ont poussé sur le remblai, augmentant ainsi les contraintes.

Lors de la période de cure de 40 jours, il y avait toujours de l'activité minière dans les environs. Seule la pression en direction E-W (longitudinale au chantier), a diminué lors de cette période. Les deux autres contraintes ont augmenté substantiellement. Après cette période de cure, un chantier fut ouvert au-dessus de l'excavation remblayée et instrumentée. Les contraintes lues après 170 jours de cure, étaient alors :  $\sigma_{N-S} = 5000$  kPa (transversale au chantier) et  $\sigma_v = 4000$  kPa pour la verticale. Le niveau des contraintes pour l'axe longitudinal est demeuré sensiblement le même avec  $\sigma_{E-W} = 450$  kPa. Il n'y avait pas d'instrumentation sur les épontes de ce chantier.

#### *b) Cas de la mine Bouchard-Hébert*

Entre les mois de février et de mai 1998, le chantier 10-30 de la mine Bouchard-Hébert appartenant alors à Cambior, a été instrumentée dans le cadre d'un programme de recherche avec l'Université McGill (Hassani 1999). Trois types d'instruments ont été utilisés soient : des cellules de pression totale (TPC<sup>®</sup>) pour mesurer la pression totale, des piézomètres pour mesurer la quantité d'eau et des accéléromètres pour vérifier l'effet des vibrations des sautages à proximité. Les cellules de pression ont été montées sur des cadres de base carrée de façon orthogonale, pour que chacune de ces cellules soit parallèle à la direction présumée des contraintes principales. Cinq blocs de trois cellules ont été montés. Quatre à la base du chantier et un autre un peu plus haut. Les dimensions du chantier n'ont pas été spécifiées, mais la hauteur du remblai était de 40 mètres.

Le remblai avait un poids volumique de  $28 \text{ kN/m}^3$ , un module de déformation élastique  $E = 300 \text{ MPa}$ , une cohésion interne  $c = 500 \text{ kPa}$  et un angle de frottement interne  $\phi = 19^\circ$ . Les résultats provenant des deux blocs (l'un près du mur et l'autre au centre du chantier) montrent en ce qui concerne le bloc près du mur, que la pression maximale obtenue est 370 kPa, soit la valeur du poids des terres à la hauteur de 35 mètres. De 35 à 40 mètres de hauteur, il y eu une légère diminution pour atteindre 300 kPa. Pour ce qui est des contraintes horizontales, elles ont augmenté graduellement jusqu'à 207 kPa (Nord-Sud) et 150 kPa (Est-Ouest). En ce qui concerne le bloc au centre du chantier, la seule mesure disponible est celle de la cellule orientée Est-Ouest qui donne une valeur maximale de 320 kPa.

### 3.3.2 Mesure des pressions sur les barricades

#### a) Cas de la mine Louvicourt

Deux chantiers ont fait l'objet de mesures de contraintes (Vézina, 2000). Ces deux chantiers de 20 mètres de hauteur ont été instrumentés par une série de cellule de pression TPC localisées à la base du chantier, ou près de la barricade à 10 mètres du chantier. Cette expérimentation est peu documentée. Cependant quelques observations se dégagent des résultats obtenus :

- Pour le chantier 5913, la valeur maximale de la pression sur la barricade était de 190 kPa et ce au 6<sup>ème</sup> jour du remblayage. La température maximale était de 25°C.
- Pour le chantier 5922, la cellule montée horizontalement pour mesurer la contrainte verticale, a enregistré une valeur maximale de 117 kPa. En ce qui a trait à la mesure de la contrainte horizontale, elle a atteint un maximum de 145 kPa.

Il a été également observé que les dynamitages à proximité des chantiers avaient une influence sur le niveau des contraintes à l'intérieur de la masse de remblai. Cette influence se traduit par des pics d'augmentation de la pression parfois de 28 kPa.

**b) Cas de la mine Doyon**

Pour mesurer la pression développée par la pâte sur la barricade en bois, une cellule TPC fut installée au milieu de cette dernière (Harvey, 2001). Pour des raisons de sécurité, un monticule de matériel rocheux de deux mètres a été mis en place entre le chantier ouvert et la barricade; plus précisément à trois mètres de l'emplacement de la cellule (figure 3.2). La distance séparant le chantier de la barricade était de quinze mètres. Le contexte de l'instrumentation et les résultats ont montré qu'il y a eu augmentation constante de la pression sur la barricade jusqu'à une hauteur de 18 mètres de remblai. À cette hauteur, la valeur de la pression horizontale agissant sur la cellule a été de 15 kPa. Pour la fin du remplissage du chantier, entre 18 et 28 mètres de haut, les valeurs de la pression ont chutée à une valeur de -11 kPa au 27<sup>ème</sup> jour depuis le début de la coulée et -19 kPa pour la dernière lecture. Il semble y avoir eu un retrait du remblai en pâte car les valeurs négatives indiquent une absence de contraintes sur la barricade. Mentionnons ici que les cellules TPC ne peuvent mesurer de pressions négatives. Ainsi, il est probable que les valeurs négatives enregistrées soit liées à la calibration de l'instrumentation.

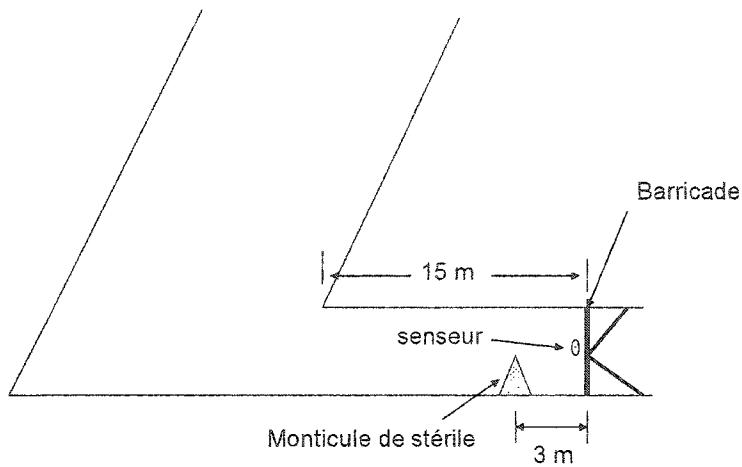


Figure 3.2. Schéma de l'expérimentation de lecture sur la barricade de la mine Doyon (Harvey, 2001).

### 3.3.3 Modélisation physique par centrifugeuse

Afin d'évaluer la faisabilité technique d'un prototype de barricade mobile, à la base des chantiers de remblais hydrauliques, un modèle centrifuge a été testé à l'Université Quenn's en Ontario (Mitchell, 1992). L'idée de la centrifugeuse étant d'accélérer le temps nécessaire au drainage de l'excavation et d'augmenter les contraintes dans le modèle. Ce drainage qui peut prendre parfois des années, peut être ainsi simulé en quelques heures. L'augmentation des contraintes permet de réduire la taille des modèles physiques.

À l'extrémité du bras soumis à la force centrifuge, à la base du chantier modélisé, se trouvait le modèle à l'échelle 1/15 du prototype de barricade. Ce modèle composé d'une plaque d'aluminium trouée pour permettre le drainage, est entouré d'une membrane en

caoutchouc épousant la forme de l'excavation. Un transmetteur de pression est localisé au centre de cette plaque. Des couches de remblai hydraulique ont été simulées. Les résultats de cette expérimentation montrent que les mesures sont plus faibles que celles données par la relation théorique (condition au repos):

$$F_h = \lambda \gamma \frac{z^2 W}{2} (1 - \sin \phi) \quad (3.11)$$

où  $F_h$  : force totale horizontale exercée sur la barricade (kN)

$\lambda$  : facteur d'échelle

$\gamma$  : poids volumique du remblai (20 kN/m<sup>3</sup>)

$z$  : hauteur du remblai (m)

$W$  : largeur de la barricade (m)

$\phi$  : angle de frottement interne

Une des explications selon Mitchell est l'effet d'arche. Les valeurs moyennes de pression obtenues sur les barricades varient de 10 kPa pour des conditions normales d'opération à 20 kPa pour le pire scénario de remblayage, c'est-à-dire lorsqu'il a peu de rugosité des murs et un fort pourcentage d'eau.

### 3.3.4 Synthèse sur les études expérimentales

La synthèse des résultats expérimentaux présentés ci-dessus, montre que l'activité minière près des chantiers en remblayage, a un impact direct sur les pressions développées dans le remblai en pâte. D'autre part, la convergence des épontes semble avoir tendance à augmenter la pression à l'intérieur du remblai (relation contrainte – déformation). Selon Hassani et al. (1997), si le remblai en pâte est coulé dans un chantier propice aux coups de terrain, alors ce dernier présente la propriété d'absorber

une bonne partie de l'énergie dissipée par les épontes qui autrement aurait pu être libérée de façon violente. Il est noté également que les pressions *in situ* semblent augmenter de façon générale lorsqu'il y minage d'un chantier adjacent (Hassani et al., 1997, Vézina, 2000). Toutefois, ces quelques résultats ne permettent pas de statuer sur l'influence de la largeur du chantier sur les pressions qui se développent dans le remblai en pâte.

## CHAPITRE 4

### INSTRUMENTATION DE DEUX CHANTIERS À LA MINE DOYON

#### 4.1 Objectifs

Après le remblayage en pâte d'un chantier, plusieurs facteurs influencent l'intégrité mécanique du chantier remblayé. Parmi ces facteurs il y a l'interaction remblai-paroi rocheuse du chantier (drainage, tassement, consolidation, retrait, convergence des murs, dimensions du chantier, etc.), les propriétés mécaniques du remblai lui-même, et le champ de répartition des contraintes au sein de la masse de remblai. Par conséquent, la compréhension de ces différentes causes d'influence est nécessaire afin d'assurer une meilleure efficacité du contrôle de terrain. En effet, la connaissance de l'ampleur de la pression sur la barricade permettra de mieux planifier les séquences de minage dans le temps. Par contre, la connaissance du champ des contraintes au sein de la masse de remblai facilitera le calcul de stabilité du remblai lorsqu'une de ses faces sera exposée ou lorsqu'on veut creuser une galerie d'accès à un nouveau gisement au travers du remblai en pâte.

L'objectif de ce projet est d'effectuer le suivi de l'évolution des pressions développées dans la pâte de remblai pendant sa coulée dans le chantier et après le remblayage (état des contraintes). Pour cela, des capteurs de pressions seront placés à différents endroits dans deux chantiers à la mine Doyon. L'originalité de ce projet repose sur la possibilité de mesurer des pressions *in situ* à différents emplacements stratégiques à l'intérieur d'une excavation en cours de remblayage. Peu de ce type de mesures a été réalisé au Québec, mis à part des mesures de pressions sur les barricades ou à la base des chantiers remblayés dans quelques mines de l'Abitibi-Témiscamingue, tels que discutés au chapitre 3.

Il n'est pas simple d'effectuer des mesures *in situ* dans une mine en opération. Les exigences de production, la disponibilité de la main d'œuvre et de l'équipement, les périodes d'opération sont autant de contraintes avec lesquelles il faut s'ajuster. Le choix des deux excavations à remblayer s'est avéré difficile car leur hauteur et leur longueur devaient être comparables. Une différence substantielle de largeur ou de portée entre les deux chantiers était également recherchée pour pouvoir vérifier l'influence de la distance entre les épontes d'une excavation sur le niveau des contraintes verticales entre autres.

## 4.2 Types d'instrumentation disponible

Il existe plusieurs types d'instrument de mesure *in situ* utilisés notamment en géotechnique pour déterminer différentes propriétés des sols (module de déformation, déplacement, cohésion, tassement, capacité portante, etc.) et qui peuvent être adaptés pour le remblai en pâte. Chaque type d'instrument possède ses caractéristiques propres et est utilisé pour des applications données. À titre d'exemple, on distingue les instruments suivants:

- le *pénétromètre* (statique, dynamique): permet d'effectuer des essais *in situ* de pénétration dans le matériau pour déterminer sa capacité portante;
- le *pressiomètre*: permet de mesurer la pression limite ( $p_l$ ) et le module de déformation des matériaux (module pressiométrique  $E_M$ ). Les résultats de ces essais permettent de résoudre un certain nombre de problèmes de mécanique des sols, et en particulier de calculer les tassements et les capacités portantes des fondations;
- le *scissomètre*: permet de mesurer *in situ* la cohésion non drainée ( $c_u$ ) des sols mous (argiles, vases, tourbes);

- l'*élongamètre*: permet de mesurer les déplacements entre deux points à l'intérieur d'un matériau;
- le *piézomètre*: permet de mesurer la pression interstitielle existant dans un matériau à un endroit déterminé;
- le *tassomètre*: permet de mesurer le tassement différentiel dans des matériaux à une profondeur quelconque;
- les *cellules de pression* TPC et EPC: sont utilisées principalement pour mesurer la contrainte totale dans un matériau ou à l'interface entre deux matériaux différents.

### 4.3 Choix de l'instrumentation

L'instrument de mesure choisi est la cellule de pression totale, modèle TPC de RocTest® de St-Lambert (Québec), en raison du fait que l'objectif du projet porte sur la mesure des pressions développées dans le remblai en pâte au cours du remblayage. Le modèle TPC a été retenu au lieu du modèle EPC, pour une raison de solidité des cellules. En effet, le modèle TPC a des parois plus rigides que le modèle EPC, le rendant ainsi moins vulnérable aux éventuelles chutes de roches provenant des parois. Une cellule de modèle TPC est composée de deux parties (figure 4.1): la première étant un coussin circulaire de 23 centimètres de diamètre, formé de deux plaques semi-rigides soudées à leur pourtour. La deuxième partie se compose d'un capteur (ou senseur) de pression à corde vibrante avec une thermistance de  $3\text{ k}\Omega$  (mesure de la température dans la plage  $-55^\circ\text{C}$  à  $+85^\circ\text{C}$ ). La plage de mesure du modèle TPC utilisés pour ce projet est de 0 à 750 kPa. Un câble de 30 mètres est relié à chacune des cellules. Selon le fournisseur une telle longueur de câbles n'influence pas les résultats.

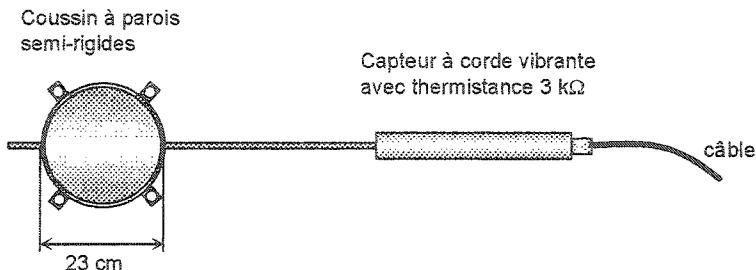


Figure 4.1. Schéma d'une cellule de pression, modèle TPC avec ses composantes.

Le principe de fonctionnement des cellules est le suivant: s'il y a augmentation de charge sur l'un des disques formant le coussin circulaire, il y aura diminution du volume de l'huile à l'intérieur du coussin, car ce dernier sera comprimé. Cette huile sera ainsi refoulée vers le capteur à corde vibrante via la tubulure en acier (figure 4.1). Ce surplus d'huile change alors la fréquence de vibration du fil préalablement calibré. C'est cette différence de fréquence qui est mesurée et transformée en pression totale selon la courbe de calibration de chaque cellule.

Les cellules ont une précision de  $\pm 0,5\%$  de leur plage de mesure de 0 à 750 kPa, ce qui peut amener une imprécision de l'ordre de  $\pm 3,75$  kPa. Les données de pression totale sont lues à l'aide d'un poste de lecture MB-6T d'une résolution de 0,01 microseconde. Selon le fournisseur, l'erreur associée au poste de lecture est inférieure à 1 microseconde sur une échelle de 600 microsecondes. C'est le poste de lecture qui en envoyant un certain voltage, excite le fil du capteur de pression qui vibrera ou non selon une nouvelle fréquence.

Les valeurs en kPa des pressions totales sont obtenues en utilisant deux équations de calibrage; une selon les unités linéaires (UL) et l'autre selon les unités de fréquence de vibration de la corde (Hz). Ces deux équations de calibrage tiennent compte de l'effet de la température sur les mesures obtenues. L'utilisation de l'une ou l'autre de ces

équations donne le même résultat de pression totale (kPa). D'après le fabricant (RocTest, 2003), l'équation de calibrage avec les unités linéaires (UL) est donné par la relation :

$$P(kPa) = CF(L_1 - L_0) - CT(T_1 - T_0) - (B_1 - B_0) \quad (4.1)$$

et l'équation de calibrage avec les unités de fréquence (Hz) est donnée par la relation:

$$P(kPa) = CK(F_1^2 - F_0^2) - CT(T_1 - T_0) - (B_1 - B_0) \quad (4.2)$$

avec  $L_0, L_1$  = lecture à l'installation et lecture courante (UL);

$F_0, F_1$  = lecture à l'installation et lecture courante (Hz);

$T_0, T_1$  = température à l'installation et température courante ( $^{\circ}$ C);

$B_0, B_1$  = pressions barométriques à l'installation et pression courante (kPa);

$CF$  = facteur d'étalonnage pour les unités linéaires (kPa / UL);

$CK$  = facteur d'étalonnage pour les unités fréquentielles (kPa /  $Hz^2$ );

$CT$  = coefficient thermique (kPa /  $^{\circ}$ C).

Chaque cellule de pression possède sa fiche d'étalonnage où les différents facteurs et coefficients sont donnés. Un exemple de fiche d'étalonnage est donné à l'annexe I (spécifications des cellules TPC). C'est l'équation 4.1, celle avec les unités linéaires, qui a été utilisée pour ce projet. Les pressions barométriques ont été négligées car elles sont sensiblement les mêmes. Les températures enregistrées par les cellules ont également été répertoriées et mise sous forme de graphiques. Ces enregistrements permettent de vérifier la variation des températures, qui peut être un indicateur de réaction exothermique dans le remblai lors d'une hausse substantielle de la température.

#### 4.4 Configuration de l'instrumentation

Afin d'atteindre les objectifs de tenter de mieux connaître les pressions développées dans le remblai, une configuration spéciale d'instrumentation est proposée pour les deux chantiers de différentes portées ou largeurs (figure 4.2). Les contraintes totales seront mesurées dans la masse de remblai à l'aide de 6 cellules selon trois directions orthogonales et à deux endroits dans la masse de remblai; soit au niveau du plancher de l'excavation (3 cellules) et à la base du résiduel situé sept mètres plus haut (3 cellules). Une septième cellule sera installée sur l'une des parois (vis-à-vis du bloc de cellules situé à la base du résiduel) et une huitième cellule sera placée tout près de la barricade, à mi-hauteur de la galerie de soutirage (figure 4.2).

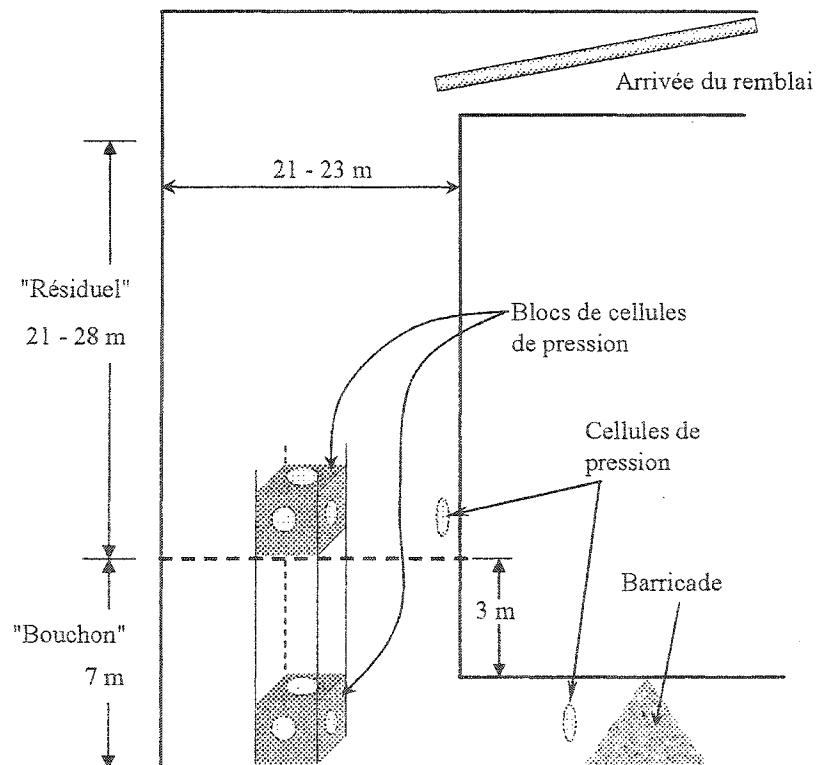


Figure 4.2. Schématisation de l'instrumentation adoptée pour les chantiers à la mine Doyon.

## 4.5 Fabrication des montages des cellules de pression

### 4.5.1 Blocs de cellules pour la mesure des contraintes dans la masse de remblai

La convention de nomenclature adoptée pour les axes de mesure des pressions (ou contraintes totales) est montrée sur la figure 4.3 :

- la contrainte verticale est mesurée selon l'axe vertical ( $\sigma_{\text{verticale}}$ );
- la contrainte longitudinale est mesurée selon l'axe longitudinal ( $\sigma_{\text{longitudinale}}$ ) de l'excavation (axe parallèle aux épontes et correspondant à l'axe de la galerie de soutirage);
- la contrainte transversale est mesurée selon l'axe transversal ( $\sigma_{\text{transversale}}$ ) de l'excavation (axe perpendiculaire aux épontes).

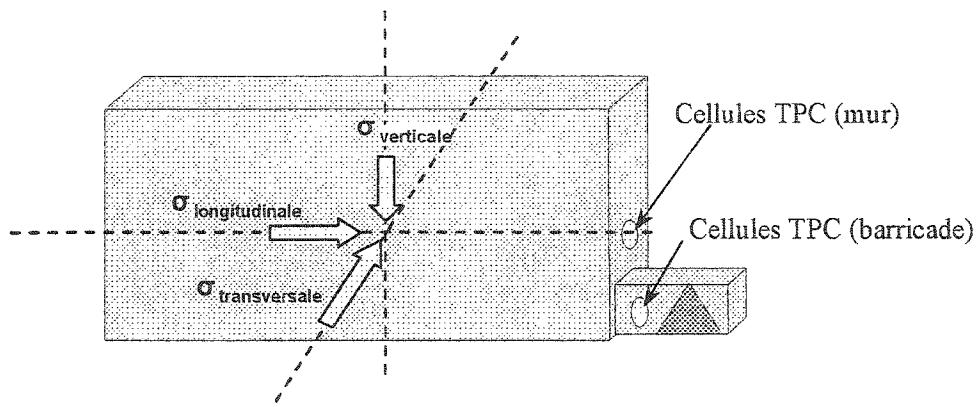


Figure 4.3. Schéma montrant les axes de mesure des trois contraintes.

C'est cette orientation des trois contraintes qui a guidé le choix d'utiliser des blocs cubiques de 60 cm x 60 cm x 60 cm qui seront équipés chacun de trois cellules TPC placées orthogonalement sur les trois faces visibles du cube à l'aide d'attaches en plastique (figure 4.4). Cette configuration fait que les cellules ne peuvent pas subir de rotation car elles sont fixées par un minimum de trois points d'ancrage, mais pourraient subir par contre une légère translation de l'ordre du centimètre. Le choix de la structure de support des blocs cubiques s'est porté vers le design d'une structure verticale semi-

rigide comportant quatre armatures métalliques (cornières) de 38 mm de coté, devant maintenir fixe et stable deux blocs métalliques cubiques, un en bas (figure 4.4) et l'autre en haut.

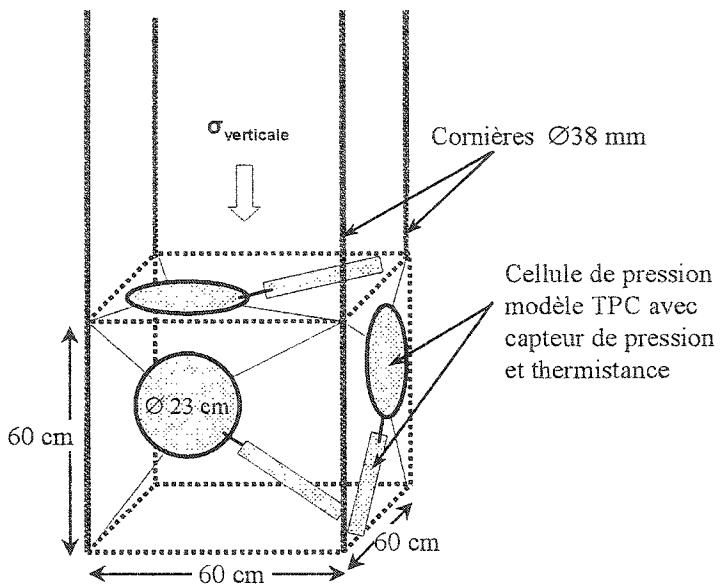


Figure 4.4. Schéma de montage du bloc cubique du bas sur la structure semi-rigide.

À noter que pour l'espacement entre deux cellules TPC, le fournisseur RocTest recommande au moins une distance égale à quatre fois le diamètre de la cellule ( $d = 4 \times 0,23 \text{ m}$ ) entre chaque senseur ou autre structure. Ceci, pour s'assurer d'avoir des mesures qui ne soient pas influencées par la cellule voisine ou autre structure (les cornières par exemple). Cependant, la configuration adoptée dans ce projet ne respecte pas cette recommandation puisque les cellules mesurant les contraintes longitudinale et transversale (figure 4.5) ne sont espacées que d'environ 54 cm, tandis que la cellule mesurant la contrainte verticale est distante des deux autres d'une vingtaine de centimètre seulement. D'autre part, les arêtes formant le cadrage pourrait avoir également son influence sur la précision des lectures.

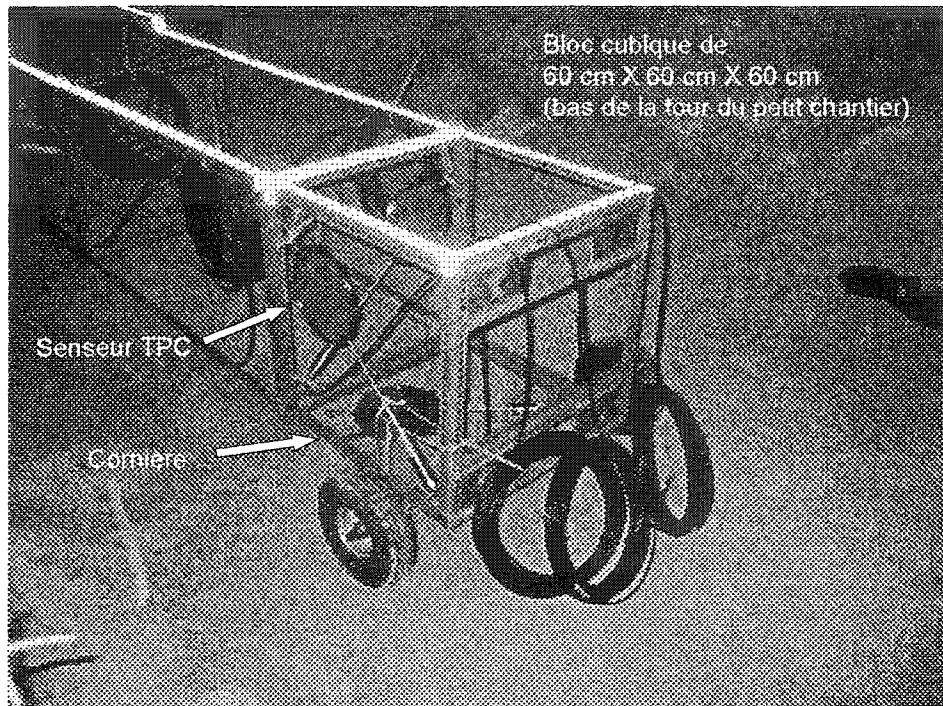


Figure 4.5. Photo montrant les blocs cubiques de cellules TPC montés sur la structure semi-rigide (bloc du bas de la tour du petit chantier).

Les deux cubes de cellules de pression sont ensuite montés sur la structure formée d'armature haute de 7,6 m et supportant un des blocs cubiques à sa base et l'autre sur le dernier 0,6 m (figure 4.5). Cette configuration permet d'instrumenter le remblai simultanément à la base du bouchon (i.e. 0,6 m au dessus du plancher du chantier) et sur le dessus de ce même bouchon (i.e. à la base du résiduel qui se situe à 7,0 m du plancher). Les armatures de la structure et les blocs cubiques de cellules sont faits du même matériau. L'ensemble du montage ainsi obtenu n'est pas bien rigide et peut de ce fait introduire des erreurs de mesure dues à une possible légère torsion de la structure qui affectera le parallélisme entre le bloc du bas et celui du haut. De plus, la cellule mesurant la contrainte verticale au bas du chantier (plancher) pourrait aussi être affectée par la faible rigidité des quatre armatures reliant les deux cubes de la tour.

#### 4.5.2 Mesure des pressions sur le mur et sur la barricade

Pour la mesure des pressions sur la barricade et sur le mur, deux autres cellules de pression sont nécessaires. La première sera placée tout près d'un des murs vis-à-vis du bloc supérieur, tandis que la seconde cellule sera placée tout près de la barricade à mi-hauteur de la galerie de soutirage (figure 4.3). D'après la convention de nomenclature adoptée, les pressions sur le mur et sur la barricade correspondent à des contraintes totales longitudinales. Afin de mieux protéger la cellule au mur des chocs dus aux pointes de roche qui fausseraient les résultats, cette dernière est d'abord fixée sur une planche de bois de 20 mm d'épaisseur. Ce dispositif permet également de mieux installer la cellule au mur. Quant à la cellule située à 1,5 m de la barricade, elle est installée en position verticale, retenue par des câbles en acier de 6 mm de diamètre. Normalement, cette cellule ne pourrait subir de rotation, mais possiblement une certaine translation qui pourrait atteindre 2 à 4 centimètres (figure 4.6).

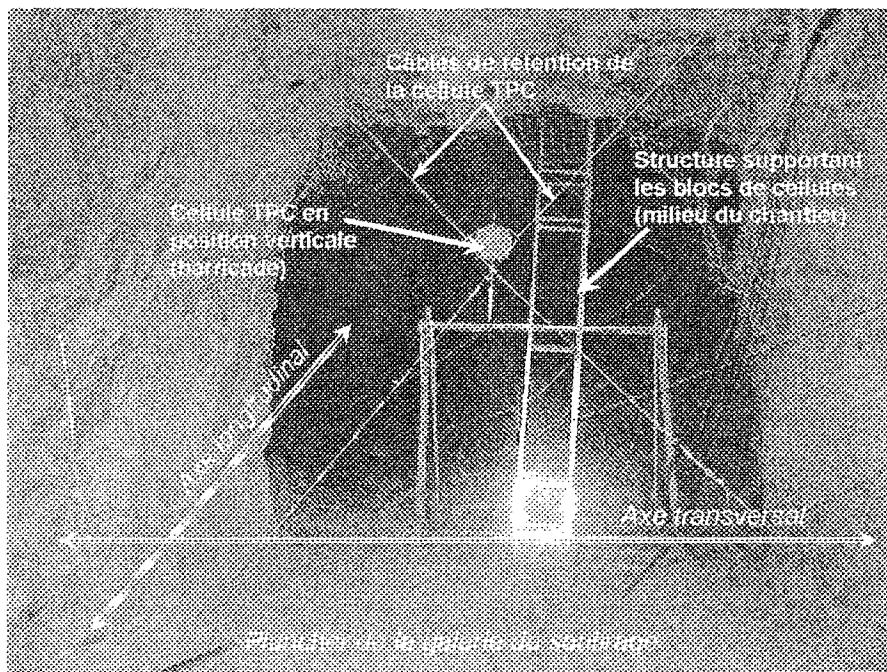


Figure 4.6. Photo montrant la cellule TPC placée près de la barricade ainsi que la structure semi-rigide supportant les blocs de cellules en cours de montage (vue du point de soutirage vers le grand chantier).

## 4.6 Instrumentation du petit chantier (12-3 M12N # 14)

### 4.6.1 *Description du chantier*

Le premier chantier instrumenté a été le chantier 12-3 M12Nord # 14 qui est plus petit par rapport au deuxième. Il est situé entre les niveaux 12-3 et 11-0, soit dans la partie inférieure de la mine Doyon. La profondeur moyenne de ce chantier est de 700 mètres sous la surface et il est orienté selon un azimut de 40 degrés et un pendage de 80 degrés vers le nord-ouest. Ce chantier est le dernier de la zone M12Nord à être exploité longitudinalement (annexe II : description du petit chantier) et a été choisi parce qu'il n'était pas dans une séquence de production. De ce fait, il n'était soumis ni aux vibrations dues au sautage à proximité ou encore au changement du champ de contraintes induit par l'exploitation des chantiers adjacents et pouvait donc être suivi plus longtemps. Près de 5400 tonnes métriques de minerai (quartz-pyrite-tourmaline) ont été soutirées de ce chantier. Le type de roche des deux épontes est de l'alaskite.

Les résultats de l'arpentage au CMS (Cavity Monitoring System) indiquent une excavation de 22 mètres de haut (incluant la galerie du bas), 23 mètres de long et de 3 à 4 mètres de largeur (moyenne de 3,5 m). Il n'y a qu'un point de soutirage et il est situé à l'extrémité sud-ouest du chantier, selon l'axe longitudinal du chantier.

### 4.6.2 *Mise en place des instruments*

L'idée première pour l'installation de la tour d'instrumentation était de suspendre cette structure semi-rigide (voir figure 4.9) par un système de poulies pour la faire descendre au centre du chantier. Mais étant donné l'étroitesse de la largeur moyenne de ce chantier (3,5 mètres) et le pendage de 80 degrés, cette idée a été vite écartée par crainte de bris de la structure semi-rigide ou de son positionnement non vertical. Pour remédier à cette

situation, une simple poulie avec un câble de 12 mm a été installée au toit de la galerie supérieure, au dessus des dernières rangées de sautage plus ou moins localisé au dessus du point de soutirage. Après le soutirage du chantier, le câble a été descendu pour attacher le sommet de la tour par la galerie inférieure. La tour a été tirée doucement par le haut à l'aide d'un véhicule utilitaire de transport du personnel et poussée en même temps par le bas tout en roulant sur ses roues. À l'aide de cordes de guidage, la structure a été mise en place à environ deux mètres du mur de l'extrémité (figure 4.7). L'installation des deux autres cellules TPC (au mur et près de la barricade) n'a occasionné aucune difficulté majeure. Les huit fils des cellules TPC ont ensuite été placés dans un tuyau attaché au toit pour pouvoir construire la barricade.

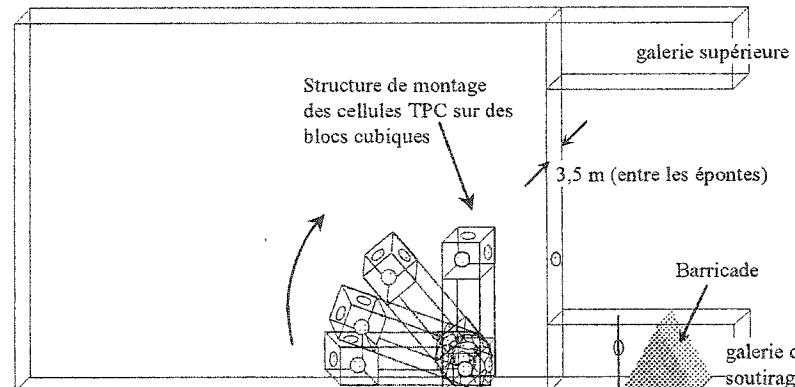


Figure 4.7. Mise en place de la tour des cellules TPC (petit chantier).

Le tableau 4.1 indique les numéros des huit cellules TPC, leur localisation ainsi que les axes de lecture des pressions développées.

Tableau 4.1. Localisation et direction des mesures des cellules TPC (petit chantier).

Numéro de la cellule	Localisation	Axe de mesure de la contrainte	Remarques
TPC 78 E 02494	bloc du bas	longitudinal transversal vertical	cellule défectueuse
TPC 78 E 02495	bloc du bas		
TPC 78 E 02501	bloc du bas		
TPC 78 E 02499	bloc du haut	longitudinal transversal vertical	Cellule défectueuse
TPC 78 E 02497	bloc du haut		
TPC 78 E 02498	bloc du haut		
TPC 78 E 02496	mur sud-ouest	longitudinal	
TPC 78 E 02502	barricade	longitudinal	

La figure 4.8 présente trois coupes ou vues du chantier ainsi instrumenté. Il faut noter que pour des raisons de logistique de production, de sécurité et de moyens techniques, la structure de blocs cubiques de cellules TPC n'a pas pu être installées au centre de l'excavation c'est-à-dire à la mi distance entre les deux extrémités. Sa localisation est plutôt située à deux mètres du début du point de soutirage. D'autre part, la cellule du mur aurait idéalement dû être installée sur l'une des épontes. Mais malheureusement pour les mêmes raisons énumérées précédemment, cette cellule a été localisée sur le mur de l'extrémité du chantier, tout juste au dessus de la galerie de soutirage, à la même hauteur que le bloc de cellule du haut de la structure. Quant à la barricade (10 mètres de base par 4 mètres de hauteur), elle a été installée avec prudence à environ 1,5 mètre de la cellule de pression. Le sommet de cette barricade est ensuite recouvert de béton projeté afin de la renforcer et d'éviter les fuites de remblai. Tous les fils de raccordement des huit cellules sont préalablement protégés à l'intérieur d'un tuyau fixé au toit de la galerie de soutirage. Les lectures se faisaient à l'aide du poste de lecture MB-6T qui est branché à l'extrémité des fils de chaque cellule.

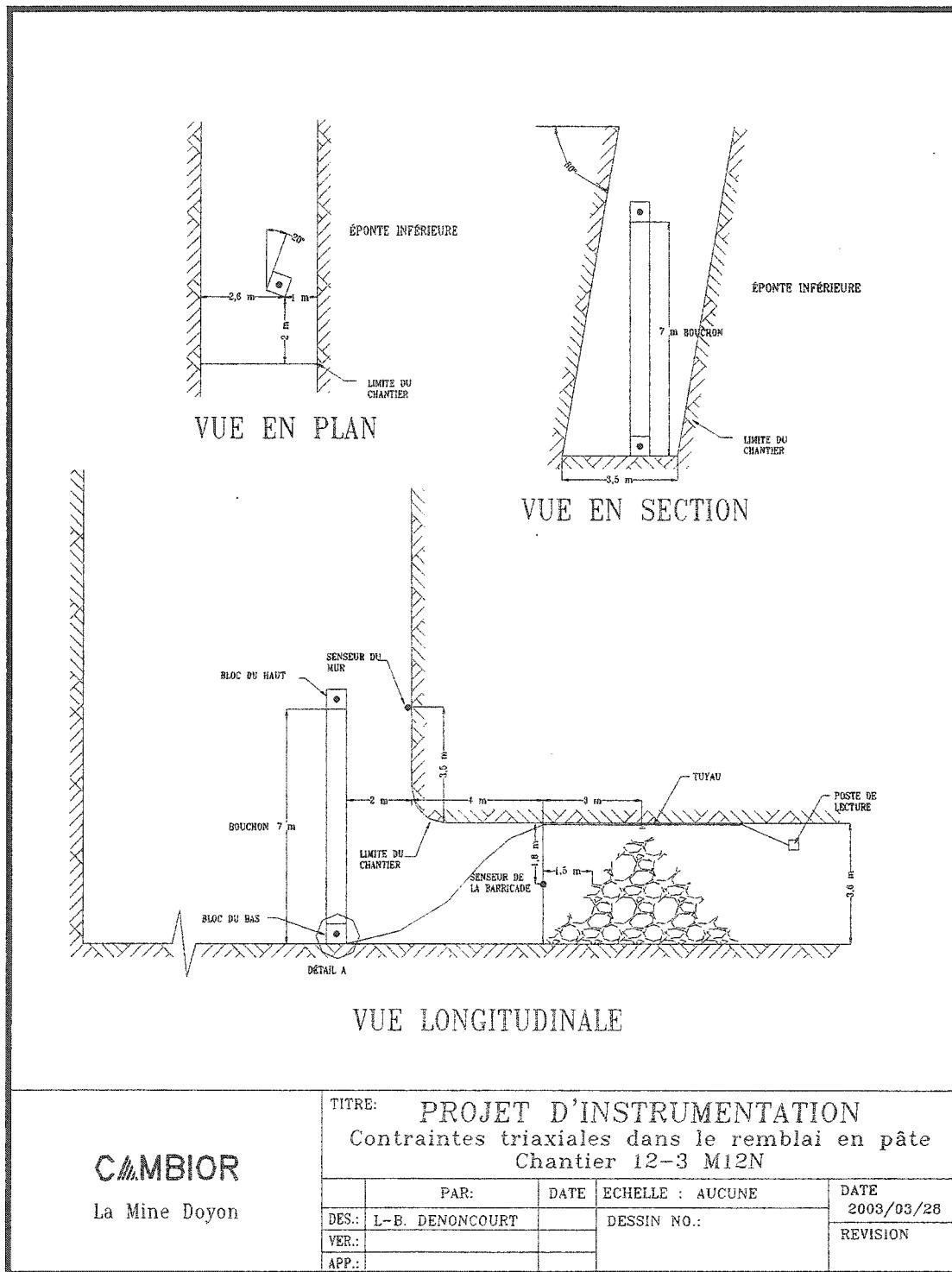


Figure 4.8. Différentes vues montrant la mise en place de l'instrumentation du petit chantier.

#### 4.6.3 Étapes de remblayage

La coulée de remblai en pâte de ce premier chantier a été effectuée à près de six semaines après le dernier sautage. Cette coulée s'est effectuée en trois étapes:

- remblayage du bouchon (mélange à 7% d'agent liant fait de 100 % ciment) pendant 18 heures avec 1021 tonnes de remblai;
- une période de cure de 56 heures. Pendant cette période de cure, 110 tonnes de remblai supplémentaire ont été coulées;
- remblayage du résiduel (mélange à 3 % d'agent liant fait de 70% de scories et 30 % ciment) pendant 70 heures avec 3078 tonnes de remblai en pâte.

Les débits et les taux de décharge sont présentés au tableau 4.2.

Tableau 4.2. Débits et taux de décharge du remblai en pâte (petit chantier).

	tonnes par mètre de hauteur (t/m)	tonnes par heure (t/hr)	mètre de hauteur par heure (m/hr)
Bouchon	220,8	55,95	0,40
Résiduel	213,75	64,46	0,27

Le remblayage a été arrêté à un mètre du plancher du niveau supérieur ( $h = 21$  m) pour être complété avec du matériel stérile (i.e. roche concassée à 1.8 kN/m<sup>3</sup>) afin de permettre le passage de l'équipement minier sur la masse de remblai. Les lectures se sont effectuées de façon régulière pendant et après la coulée (annexe III : lectures des senseurs du petit chantier), mis à part la période de cure qui a coïncidé avec la fin de semaine (environ 50 heures sans lectures). Dès les premières tonnes de coulée du remblai et après un test de contrôle, les cellules correspondantes aux lectures selon les axes vertical et transversal au bas du chantier, ne répondaient plus. La cause de défectuosité des deux cellules (voir tableau 4.1) est probablement la chute de blocs de

roche provenant des parois avant ou au début du remblayage. Les mesures de hauteur de remblai n'ont pas pu être effectuées de façon systématique. C'est pourquoi les hauteurs de remblai ont été déduites à partir de la quantité de remblai en pâte envoyée de l'usine en fonction du volume de l'excavation obtenu par CMS. Toutefois, quelques mesures ponctuelles prises lors de la coulée ont confirmé la précision de l'estimation.

Il faut noter qu'une rotation de la structure semi-rigide d'environ 20 degrés dans le sens horaire a été observée lors de la première inspection.

## 4.7 Instrumentation du grand chantier (8-1 FW)

### 4.7.1 *Description du chantier*

Le deuxième chantier instrumenté a été le chantier 8-1 FW. Il est situé dans la partie ouest de la mine entre les niveaux 8-1 et 8-3. Sa profondeur moyenne sous la surface est de 450 mètres. Ce chantier est orienté selon un azimut de 90 degrés et son pendage est de 90 degrés. Au contraire du précédent chantier qui est plus petit, celui-ci n'est pas le dernier d'une séquence d'exploitation proprement dite, mais est plutôt isolé. Tout comme le précédent, il a été choisi pour les mêmes raisons : (suivi à long terme, aucun sautage à proximité, pas de modifications du champ de contraintes). La principale différence entre les deux chantiers est que le 8-1 FW a une largeur de 10 mètres soit près de 3 fois celle du chantier 12-3 M12N #14. Cette différence de largeur s'explique par l'enveloppe minéralisée du 8-1 FW qui englobe une multitude de veinules (quartz-pyrrite-tourmaline) d'une épaisseur de 0.1 à 1 cm. La roche encaissante est également de l'alaskite. La localisation et les différentes dimensions de ce chantier sont présentées à l'annexe IV (description du grand chantier).

Près de 21500 tonnes métriques de minerai ont été soutirées de ce chantier. L'arpentage à l'aide du C.M.S. indique des dimensions finales de 29 mètres de hauteur, incluant la galerie inférieure, 21 mètres de long et d'une largeur moyenne de 10 à 12 mètres. Tout comme le précédent chantier, il n'y a qu'un point de soutirage et il est situé à l'extrémité Est de l'excavation, dans le prolongement de l'axe longitudinal de l'excavation.

#### 4.7.2 *Mise en place des instruments*

Comme pour le premier chantier, il a été prévu d'installer la tour au centre du chantier. Pour cela, un système de deux poulies attachées à chaque extrémité de la galerie supérieure, reliées entre elles par un câble d'acier de 12 mm avait été initialement mise en place avant le dernier sautage du pilier de couronne (figure 4.9).

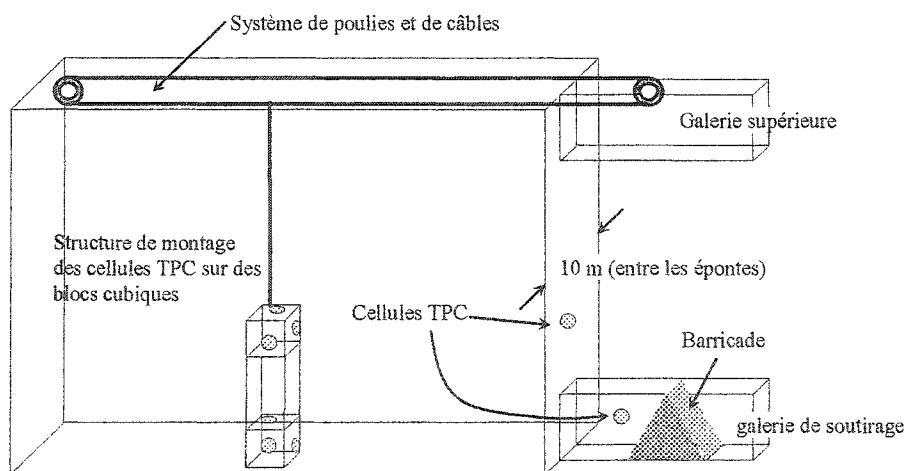


Figure 4.9. Configuration initiale pour la mise en place de l'instrumentation dans les deux chantiers.

Malheureusement la violence du sautage a rendue non opérationnelle ce système de positionnement. Pour remédier à cette situation, il a fallu faire part d'ingéniosité pour

que la structure semi-rigide (ou tour) puisse être mise en place par la galerie inférieure. Pour ce faire, un chariot sur roues fabriqué avec le même matériel que les tours a été monté sur place. Ce chariot était composé de deux cadres d'acier perpendiculaires entre eux (figure 4.10 a). Le haut de la tour reposait sur le cadre vertical, à un angle d'environ 45 degrés (figure 4.10 b). Le schéma de ce chariot est présenté en annexe V (schéma du chariot de la tour d'instrumentation du grand chantier).

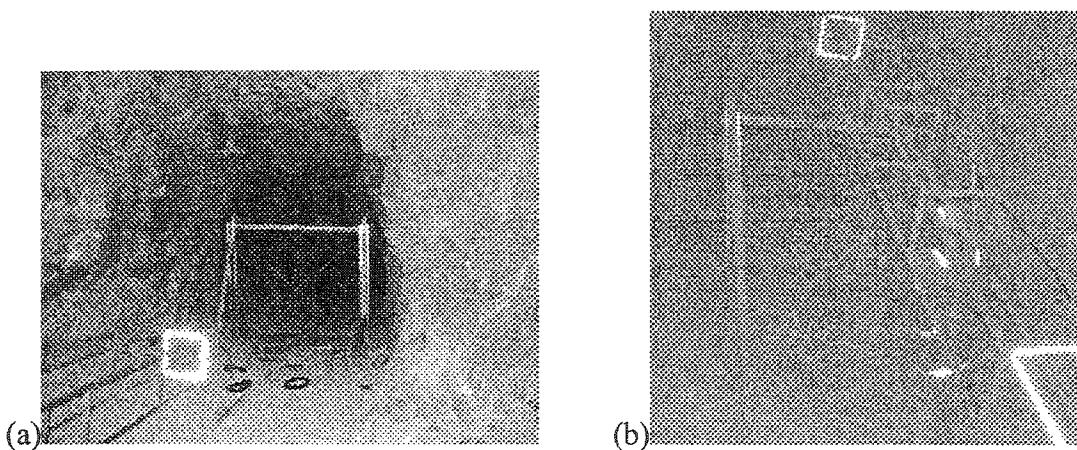


Figure 4.10. Photos montrant: a) le système de la mise en place de la tour de bloc de cellules TPC et b) la mise en place de l'instrumentation du chantier 8-1 FW (grand chantier).

Le chariot est d'abord poussé dans le chantier et à l'aide d'un mécanisme de poulie à l'opposé de la flèche d'attelage, la tour a pu être ainsi redressée en tirant sur deux câbles; l'un à la base du système de cadrage via la poulie et l'autre fixé au sommet de la tour et opéré depuis la galerie supérieure. Des guides sur le cadrage vertical bloquaient tout mouvement sauf celui de la rotation. La tour ainsi installée présentait un léger penchement estimé à 5 degrés vers le nord. Il n'y a pas eu de problèmes particuliers pour l'installation des deux autres cellules de pression (au mur et près de la barricade). La figure 4.11 présente trois vues différentes de la mise en place de l'instrumentation. On peut noter un certain pendage de la paroi où est située la cellule du mur.

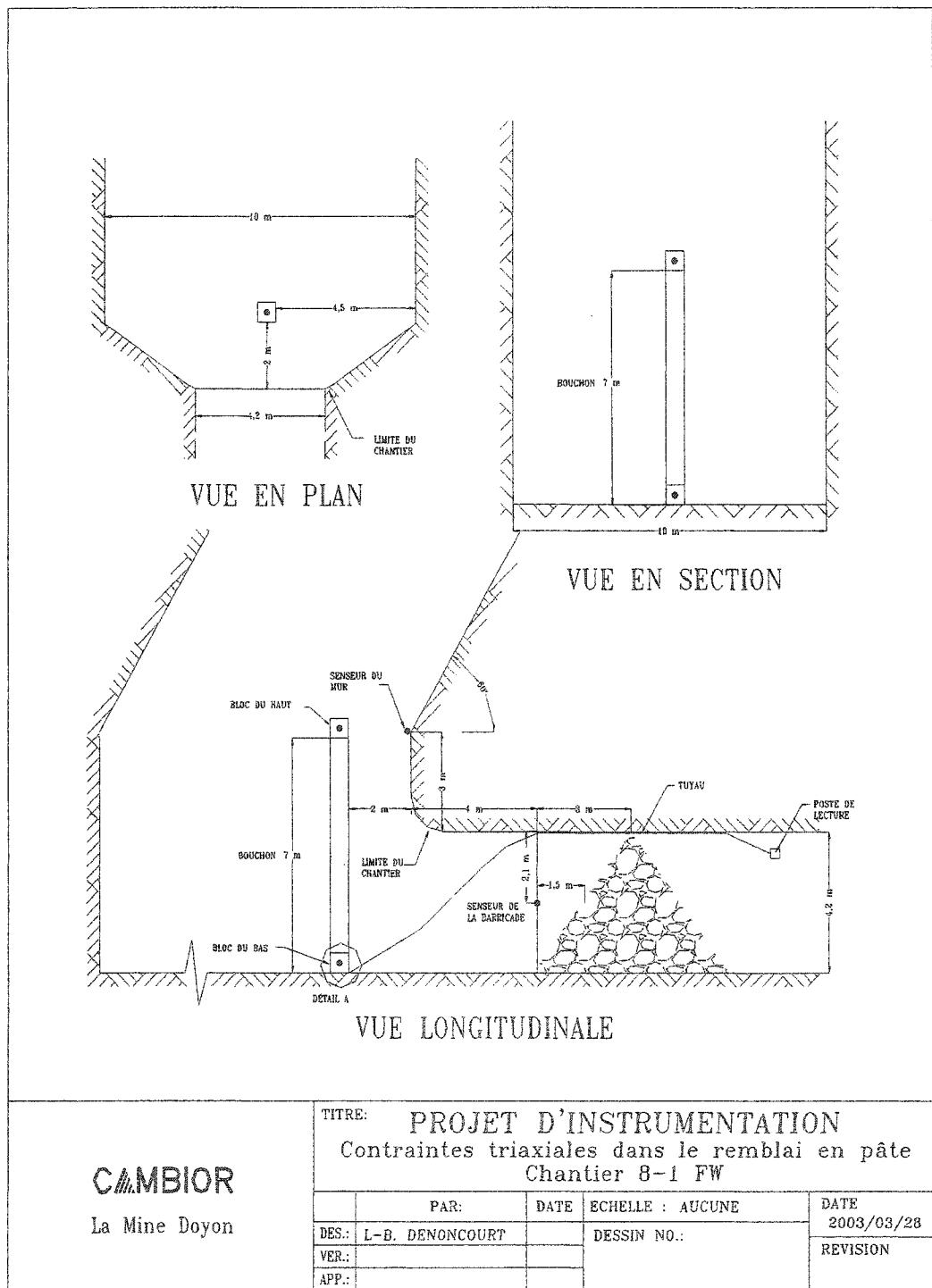


Figure 4.11. Différentes vues montrant la mise en place de l'instrumentation du grand chantier.

Le tableau 4.3 indique les numéros des huit cellules TPC, leur localisation ainsi que les axes de lecture des pressions développées. Un test de contrôle après la mise en place de l'instrumentation a permis de constater que toutes les cellules étaient fonctionnelles.

Tableau 4.3. Localisation et direction des mesures des senseurs (grand chantier).

Numéro de la cellule	Localisation	Axe de mesure de la contrainte	Remarques
TPC 78 E 0302	bloc du bas	longitudinal	
TPC 78 E 02503	bloc du bas	transversal	
TPC 78 E 02500	bloc du bas	vertical	
TPC 78 E 0306	bloc du haut	longitudinal	
TPC 78 E 0303	bloc du haut	transversal	
TPC 78 E 0305	bloc du haut	vertical	
TPC 78 E 0301	mur est	longitudinal	
TPC 78 E 0304	barricade	longitudinal	

#### 4.7.3 Étapes de remblayage

Le remblayage du chantier 8-1 FW a débuté après quatre semaines suivant le dernier sautage. Il s'est effectué en quatre étapes. Tout d'abord il y a eu le bouchon à 7 % d'agents liants (100 % ciment) qui a été coulé sur 7 mètres de haut. La durée de coulée était 44 heures pour une quantité de 3266 tonnes de remblai. Une cure de 50 heures a été observée après le remblayage du bouchon. Ensuite une quantité de 14495 tonnes de résiduel à 3 % d'agents liants (70% scories et 30% ciment) a été coulée pendant une durée de 190 heures. À cette étape, le chantier restait vide sur les derniers 4 mètres. Après une deuxième période de cure de 37 heures, la coulée du résiduel fut reprise pour 882 tonnes supplémentaires. Les débits et taux de charge pour ce chantier sont résumés dans le tableau 4.4.

Tableau 4.4. Débit et taux de charge du remblai en pâte (chantier 8-1 FW).

	tonnes par mètre de hauteur (t/m)	tonnes par heure (t/hr)	mètre de hauteur par heure (m/hr)
Bouchon	501,00	74,23	0,17
Résiduel	508,5	77,18	0,12

Tout comme le précédent chantier, les lectures des cellules se sont effectuées de façon régulière. Étant donné la géométrie de chantier, il était difficile de mesurer systématiquement la hauteur de la pâte. Pour des fins de calculs, les différentes hauteurs ont été évaluées selon les quantités de pâte en fonction du temps et du volume de l'excavation. Quelques mesures finales vers la fin du remblayage ont confirmé la précision de l'évaluation.

Les huit cellules installées ont toutes bien fonctionné. Une rotation ou encore une translation de la tour était peu probable, car elle était bien attachée sur son support qui lui-même exerçait une forte friction sur le plancher du niveau inférieur. Seule la non verticalité de la tour était à signaler. En effet, d'après la figure 4.6, on note un léger penchement de la tour vers le nord évalué à plus ou moins 5 degrés. Cet aspect est toutefois négligeable puisque le décalage entre les blocs de cellules est moins de 0,5 mètre.

## CHAPITRE 5

### RÉSULTATS ET INTERPRÉTATIONS DES MESURES DE PRESSION

#### 5.1 Résultats des mesures de pression

Les lectures des pressions ont été effectuées selon le temps écoulé depuis le début du remblayage jusqu'à 24 semaines (168 jours) après la fin du remblayage. De plus, à chaque temps écoulé correspond une hauteur donnée de remblai, en partant du plancher du chantier. En comparant les pressions verticales mesurées par rapport au poids du remblai ( $\gamma h$ ) en fonction de sa hauteur ( $h$ ), il est possible de vérifier l'existence ou non d'un effet d'arche. Cet effet d'arche aura pour effet de réduire l'amplitude de la pression exercée par le remblai au bas du chantier (contrainte verticale). Rappelons que l'effet d'arche apparaît lorsque la pression interne verticale ( $\sigma_v$ ) mesurée est toujours inférieure au poids propre du remblai ( $\gamma h$ ).

Les mesures de contraintes en fonction du temps permettent de suivre l'effet de l'hydratation des agents liants. L'augmentation des contraintes au bas du chantier deviendra critique lorsqu'elle approchera la résistance UCS du remblai. Par exemple à moyen terme (au-delà de 28 jours de cure), une augmentation des contraintes selon l'axe transversal pourrait être un indicateur de la convergence des épontes. Un autre exemple de mesure à moyen terme qui a son importance du point de vue de la production minière, est de savoir pour un opérateur minier et pour des questions évidentes de sécurité, le moment où la pression devient nulle sur la barricade. Finalement, l'observation à long terme des lectures des cellules de pression permet d'évaluer les phénomènes tels que la consolidation de la masse, la redistribution des contraintes lors du minage à proximité ou encore l'effet des vibrations des sautages sur la masse de remblai.

### 5.1.1 Pressions dans le petit chantier

#### a) Pressions au bas du chantier

La figure 5.1 présente les pressions enregistrées par les deux cellules en état de fonctionnement au plancher de l'excavation de 3,5 mètres de portée ou largeur. Il s'agit des cellules mesurant les contraintes longitudinale et transversale. Il faut rappeler que la cellule mesurant la contrainte verticale n'a pas fonctionné.

La figure 5.1 montre que c'est la contrainte longitudinale qui est la plus élevée au bas du chantier. On observe que la pression a augmenté progressivement lors du remblayage bouchon (18 heures), pendant la période de cure (56 heures) et après le remblayage du résiduel (70 heures) et a atteint après 300 heures depuis la début du remblayage, un plateau d'environ 100 kPa pour la contrainte longitudinale et d'environ 50 kPa pour la contrainte transversale. L'augmentation de la pression en période de cure est probablement due à l'ajout de 110 tonnes supplémentaires de remblai, directement dans le chantier, et ce après 24 heures de cure. Ce tonnage d'une centaine de tonnes représente une hauteur approximative de 0,5 mètre par-dessus le bouchon, et exerce donc une surcharge d'une dizaine de kPa sur le dessus du bouchon.

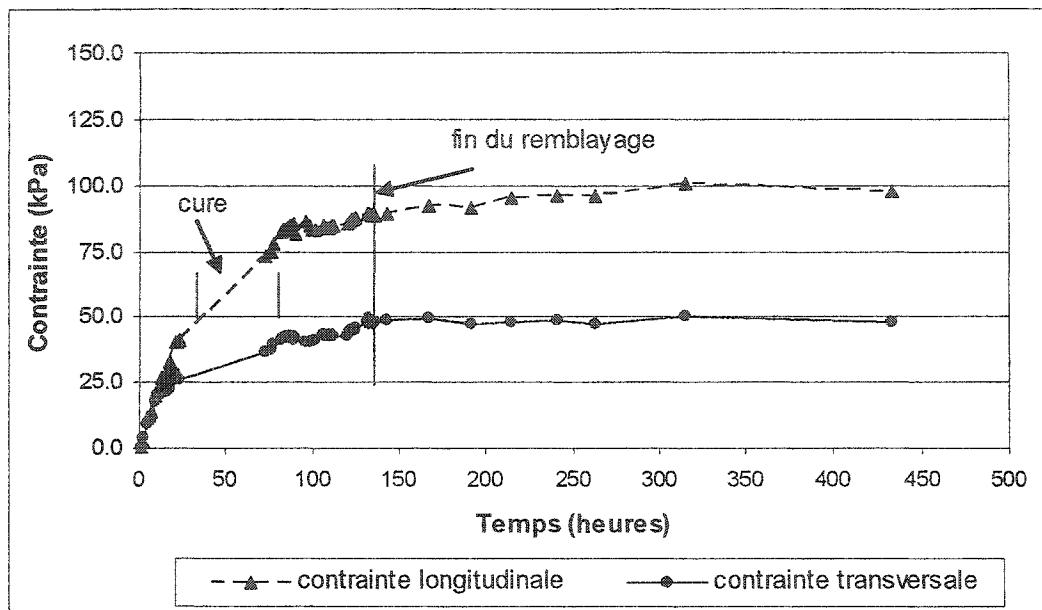


Figure 5.1. Variation à court terme des contraintes au plancher du petit chantier.

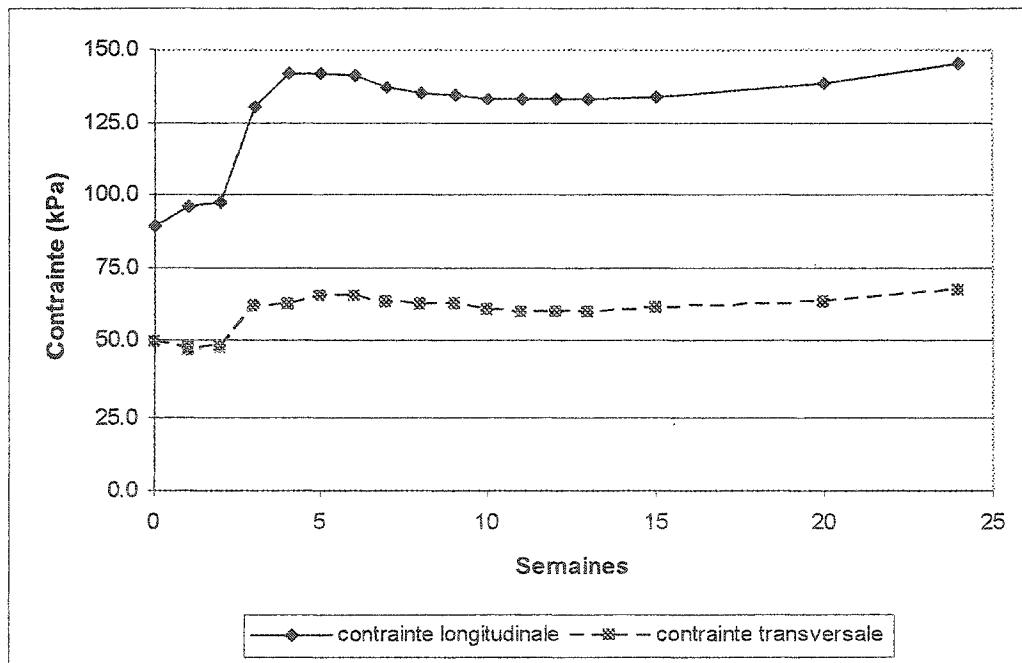


Figure 5.2. Variation à moyen terme des contraintes au plancher du petit chantier après la fin du remblayage

La figure 5.2 présente les résultats des lectures des pressions à moyen terme, c'est-à-dire en fonction des semaines écoulées depuis la fin du remblayage. Il faut noter que le temps total écoulé entre le début et la fin du remblayage est de 144 heures; ce qui correspond à 6 jours. On observe une augmentation substantielle des contraintes à partir de la deuxième semaine. Cette augmentation peut possiblement s'expliquer par le fait que de l'équipement minier a circulé au dessus la masse de remblai, deux semaines après la fin du remblayage. Une chargeuse navette de 15 tonnes transportant 5 tonnes de stérile dans son godet (soit une surcharge de 196 kN) était nécessaire pour la mise en place du plancher de circulation. Entre la deuxième et la troisième semaine après le remblayage, l'augmentation peut être due aux opérations de sautage et de soutirage d'un chantier situé à 60 mètres plus à l'est dans la même zone. On observe aussi que le niveau des contraintes se stabilise entre la septième et la quinzième semaine. On note enfin une légère augmentation du niveau de contrainte au-delà de la quinzième semaine sans une raison apparente.

#### ***b) Pression sur la barricade***

La figure 5.3 présente l'évolution à court terme de la pression sur la barricade pendant et après le remblayage, tandis que la figure 5.4 présente quant à elle l'évolution à moyen terme de cette même pression sur la barricade.

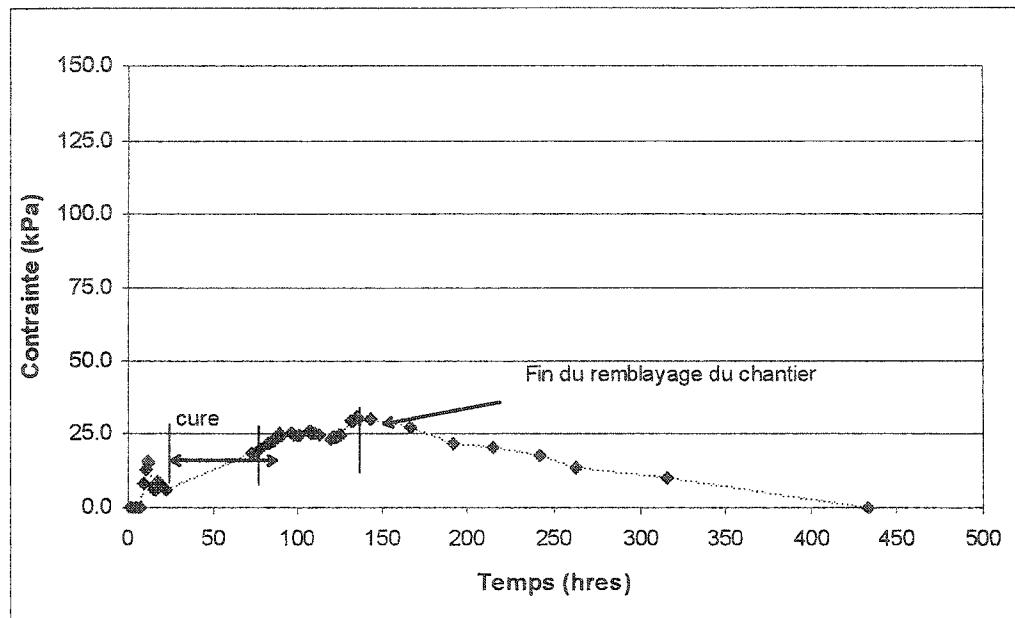


Figure 5.3. Variation à court terme de la contrainte exercée sur la barricade du petit chantier.

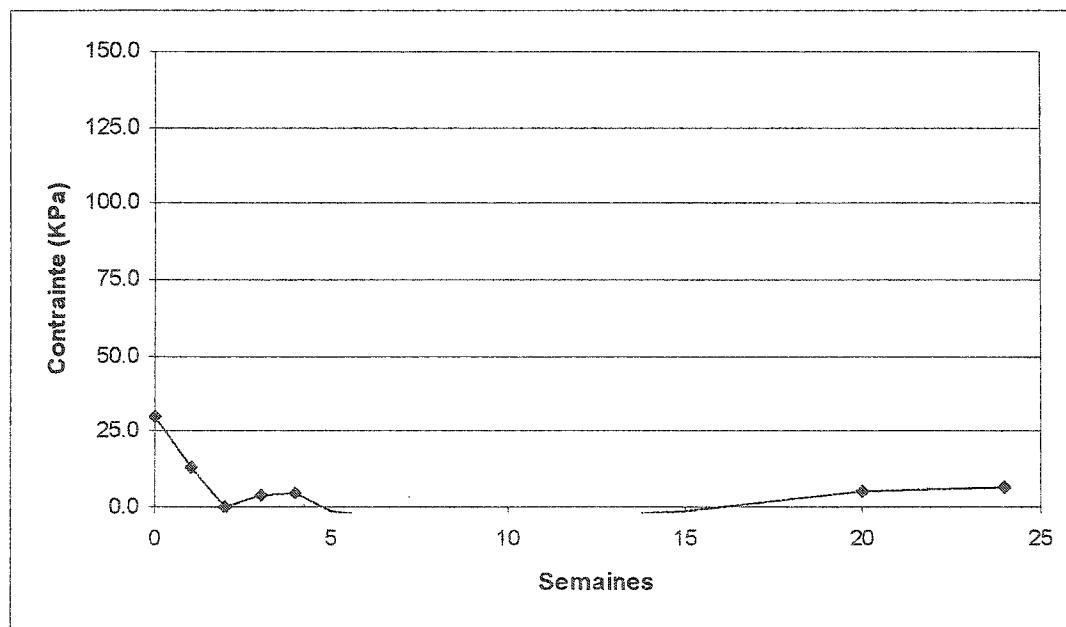


Figure 5.4. Variation à moyen terme de la contrainte exercée sur la barricade du petit chantier après la fin du remblayage

D'après la figure 5.3, on observe une diminution de la pression sur la barricade dès la fin du remblayage. Cette diminution s'est effectuée sur 285 heures (12 jours) après la fin du remblayage. Au 12<sup>ème</sup> jour il n'y avait plus de pression sur la barricade.

En ce qui concerne le moyen terme (figure 5.4), la légère augmentation de la pression après la deuxième semaine peut être reliée à la présence de la chargeuse navette tel que mentionné précédemment. Pour ce qui est des résultats des dernières semaines (15 à 24), rien d'évident ne peut expliquer ce phénomène à part d'une possibilité d'erreurs de lectures ou l'imprécision des cellules de pression.

### c) *Pression au bas du résiduel*

Les figures 5.5 et 5.6 présentent les résultats des lectures des cellules mesurant les contraintes verticale et longitudinale à la base du résiduel. Il s'agit des cellules du bloc du haut de la tour. À noter que la cellule mesurant la contrainte transversale n'a pas fonctionné.

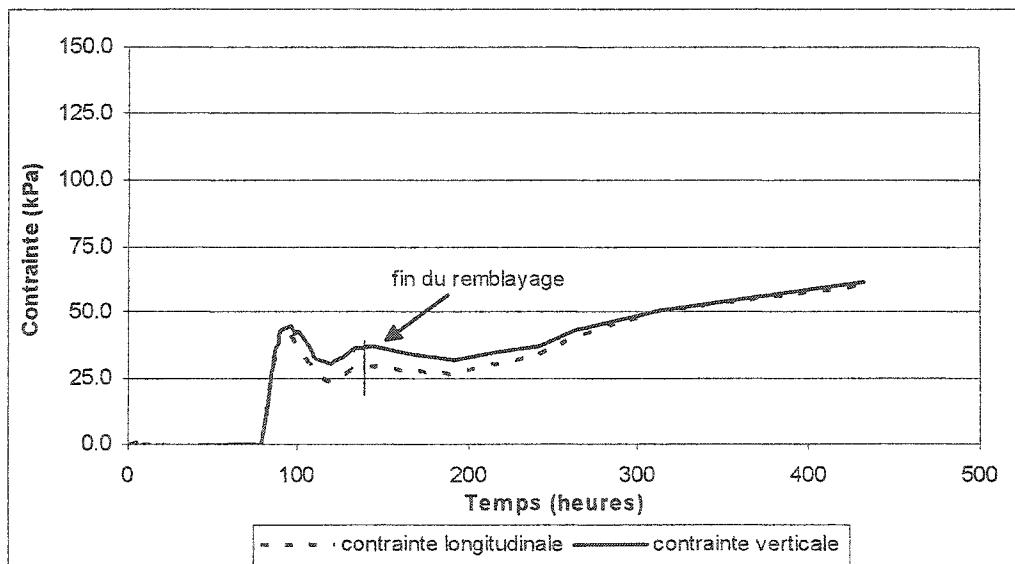


Figure 5.5. Variation à court terme des contraintes au bas du résiduel du petit chantier.

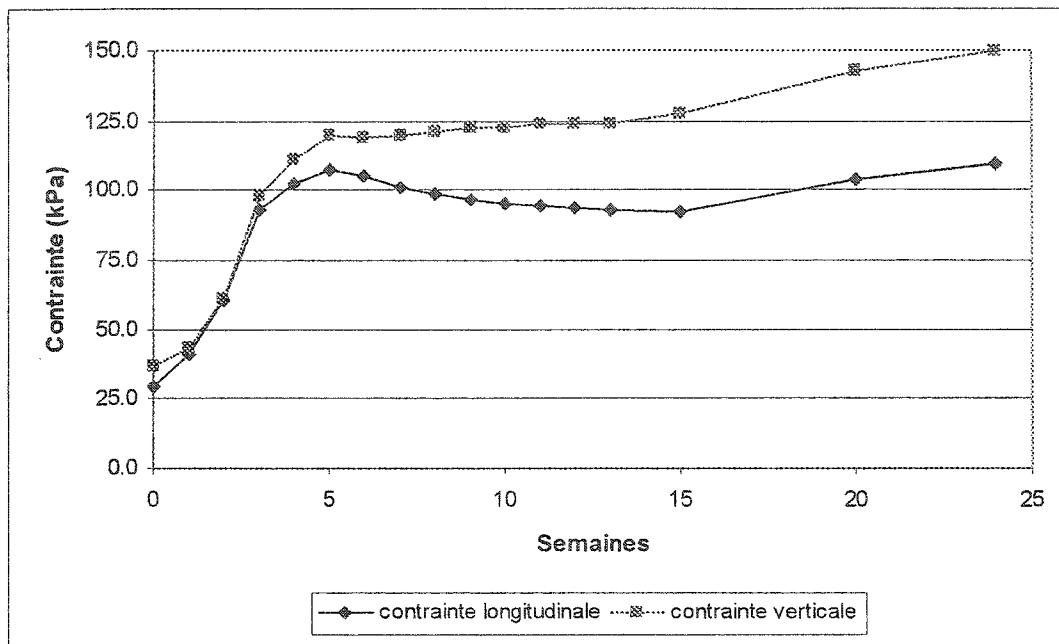


Figure 5.6. Variation à moyen terme des contraintes à la base du résiduel du petit chantier après la fin du remblayage.

Les figures 5.5 et 5.6 indiquent une bonne corrélation entre les deux courbes (axes longitudinal et vertical); les deux niveaux de contraintes étant sensiblement les mêmes pour le court terme. Pour ce qui est du moyen terme, on remarque une divergence des deux courbes après la quatrième semaine. À noter aussi l'augmentation substantielle des contraintes entre la première et la troisième semaine, probablement due aux mêmes raisons qu'énumérées précédemment.

### c) Pression sur le mur

Les figures 5.7 et 5.8 présentent la variation de la pression exercée sur le mur à court terme et à moyen terme.

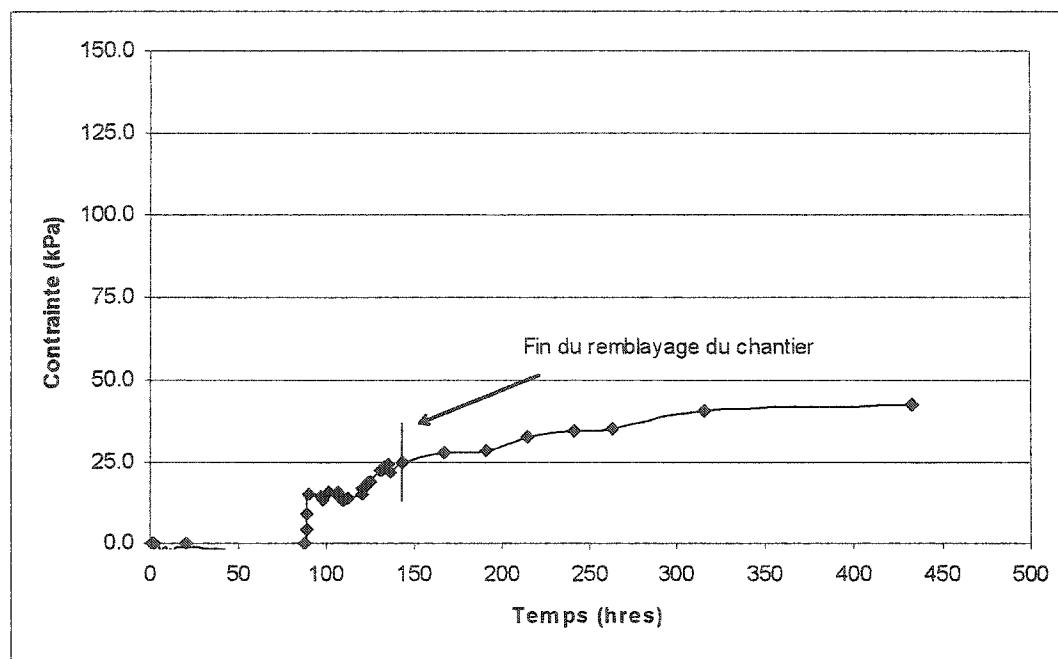


Figure 5.7. Variation à court terme de la contrainte sur le mur du petit chantier.

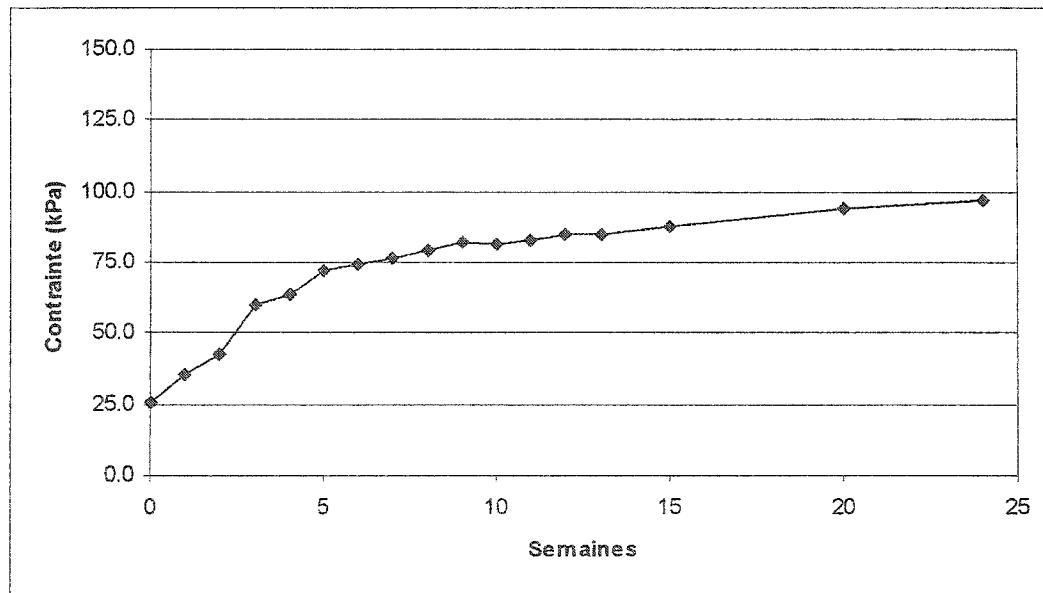


Figure 5.8. Variation à moyen terme de la contrainte sur le mur du petit chantier après la fin du remblayage

À l'exception des premières heures de mise en charge, il y a augmentation constante de la pression sur le senseur du mur. Cette augmentation est plus importante à moyen terme c'est-à-dire entre 0 et 5 semaines après la fin du remblayage. La pression générée ne semble pas se stabiliser même après plus de 5 mois après le remblayage.

### 5.1.2 *Pressions dans le grand chantier*

#### a) *Pression au bas du chantier*

L'analyse des figures 5.9 et 5.10 indique que la contrainte longitudinale exerce la pression la plus élevée au plancher de l'excavation. Sa valeur maximale de près de 150 kPa est atteinte au milieu de la coulée du résiduel. Cette valeur est environ le double de celles enregistrées par les deux autres cellules de pression (verticale et transversale qui ont enregistré sensiblement les mêmes valeurs). Il n'y a pas de variations importantes lors de la période de cure. Le supplément de près de 900 tonnes de remblai, correspondant à une hauteur supplémentaire de 2 mètres après une période de cure de 37 heures de résiduel, n'a pas eu d'impact sur le niveau de contraintes. Pour ce qui est du moyen terme, il y a diminution constante de la pression jusqu'à la 13<sup>ème</sup> semaine, à partir de laquelle il y a une légère augmentation suivi d'un plateau.

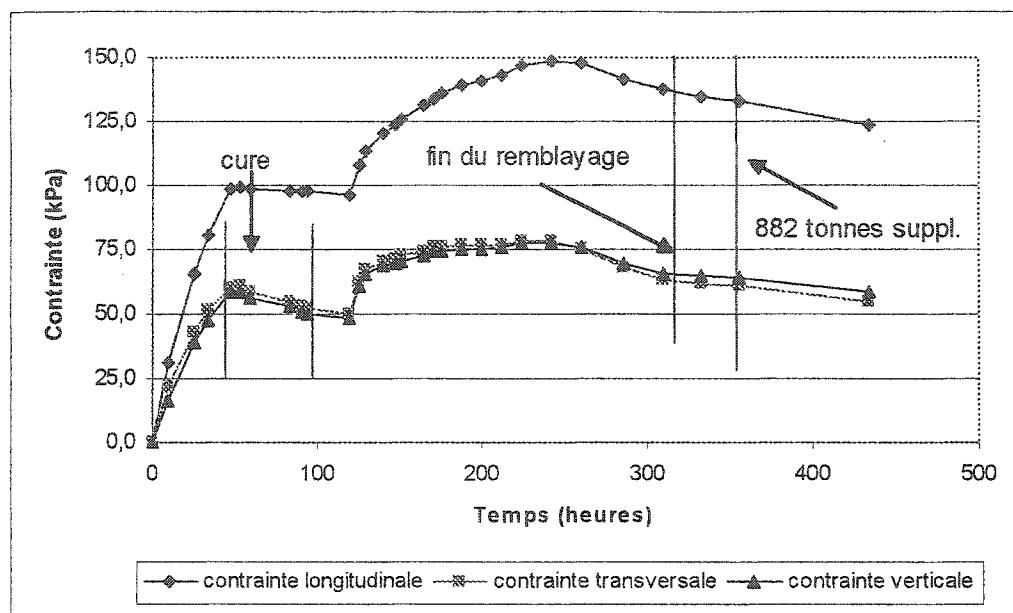


Figure 5.9. Variation à court terme des contraintes au plancher du grand chantier

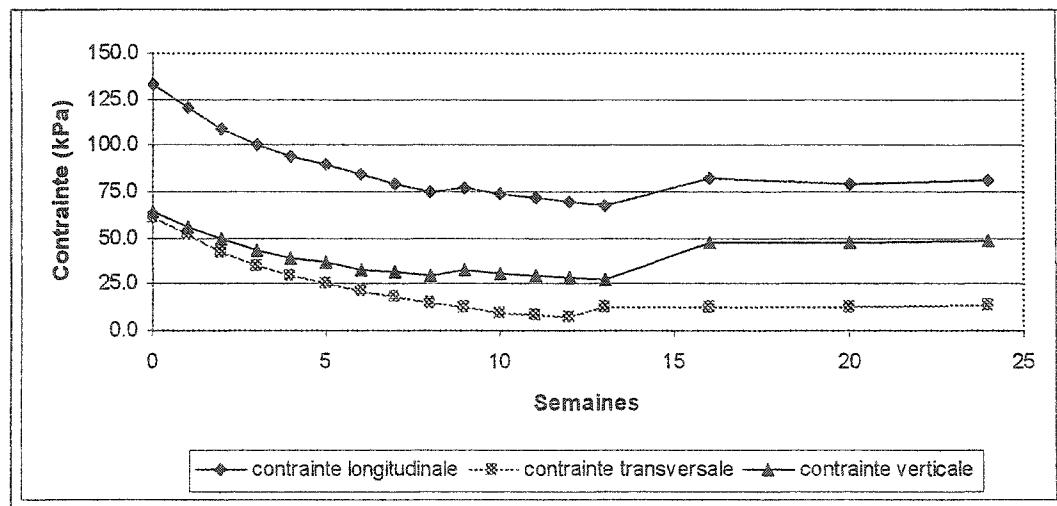


Figure 5.10. Variation à moyen terme des contraintes au plancher du grand chantier après la fin du remblayage

**b) Pression sur la barricade**

Selon la figure 5.11 on remarque dans un premier temps, une augmentation de la pression sur la barricade lors de la coulée du bouchon. Le niveau de contraintes se stabilise par la suite lors de la période de cure, pour augmenter jusqu'à 55 kPa au milieu de la coulée du résiduel. À partir de ce point, on note une réduction de la contrainte, celle-ci devenant nulle, au 18<sup>ème</sup> jour après la fin du remblayage. La figure 5.12 montre que la pression demeure nulle à moyen terme.

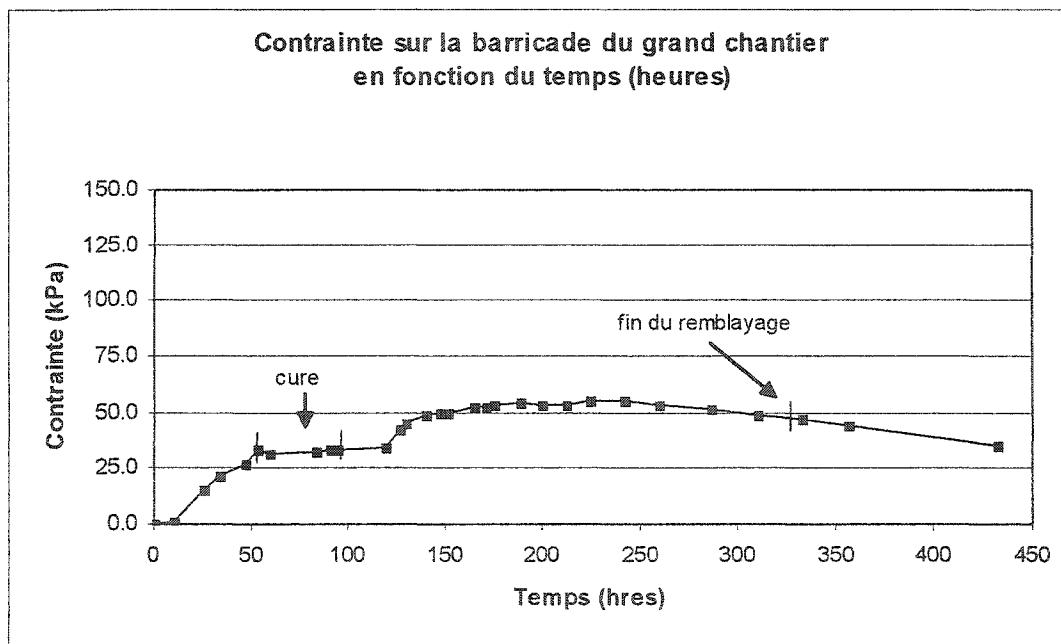


Figure 5.11. Variation à court terme de la contrainte sur la barricade du grand chantier

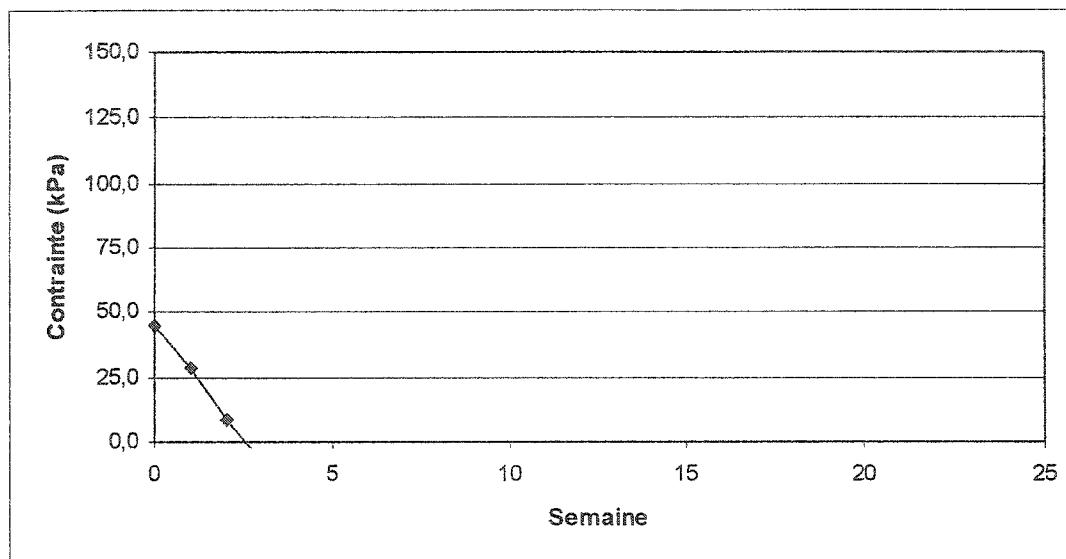


Figure 5.12. Variation à moyen terme de la contrainte sur la barricade du grand chantier après la fin du remblayage

*c) Pression au bas du résiduel*

Les figures 5.13 et 5.14 présentent l'état des contraintes à la base du résiduel. On remarque qu'ici également que c'est la contrainte longitudinale qui exerce la pression la plus importante au bas du résiduel (figure 5.13). Le comportement à moyen terme (figure 5.14), indique une légère réduction du niveau des contraintes.

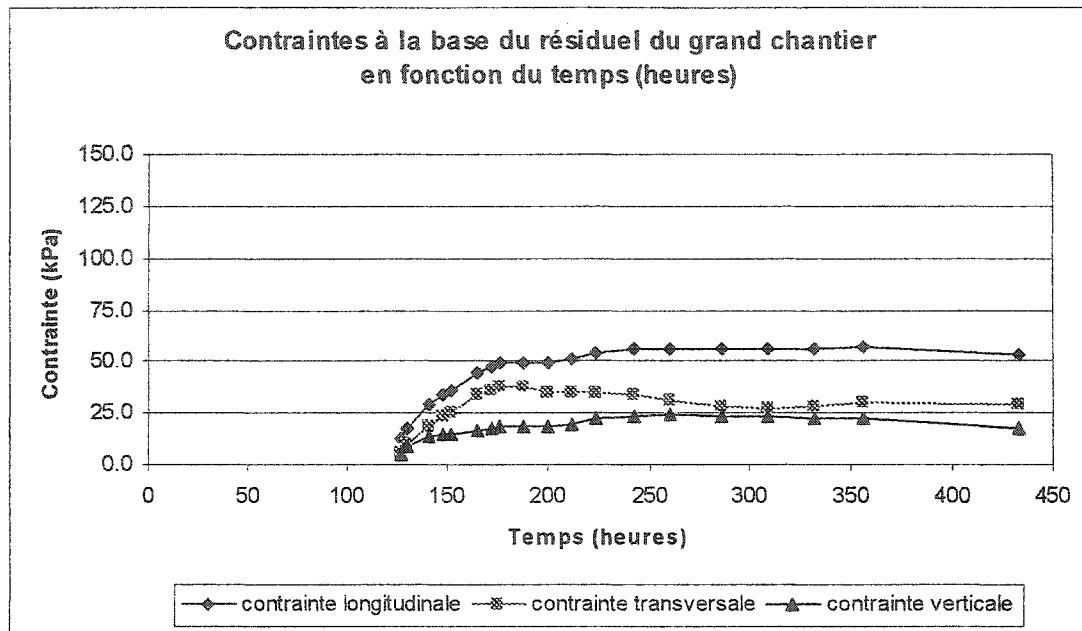


Figure 5.13. Variation à court terme des contraintes à la base du résiduel du grand chantier.

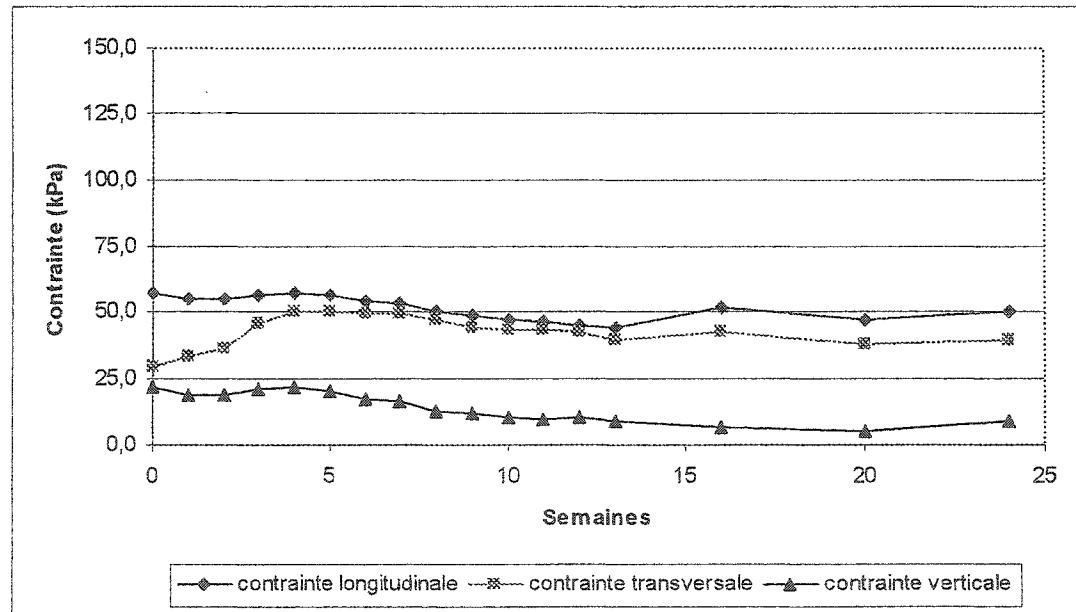


Figure 5.14. Variation à moyen terme des contraintes à la base du résiduel du grand chantier après la fin du remblayage.

*d) Pression sur le mur*

L'analyse des deux figures suivantes montre que la mise en charge sur la cellule du mur se fait dès les premières 30 heures de coulée du résiduel (figure 5.15). Il y a ensuite une stabilité de la valeur qui ne varie pas après la fin du remblayage (figure 5.16).

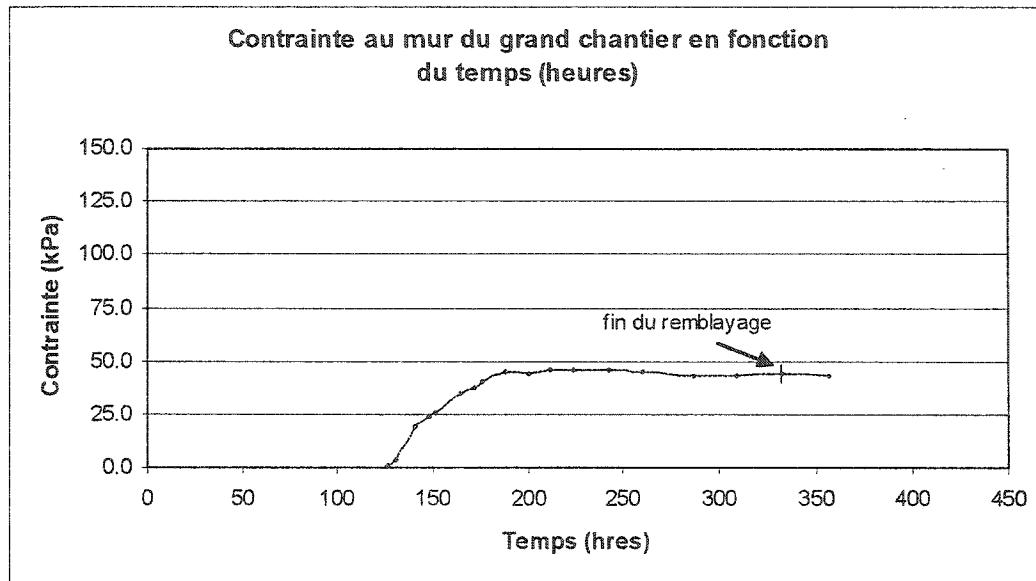


Figure 5.15. Variation à court terme de la contrainte sur le mur du grand chantier

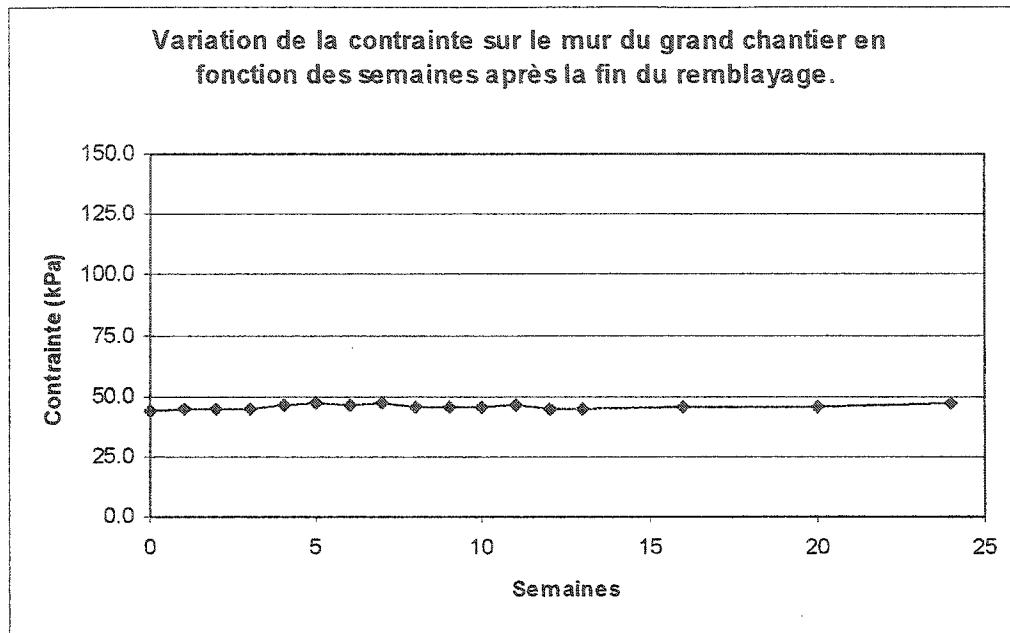


Figure 5.16. Variation à moyen terme de la contrainte sur le mur du grand chantier après la fin du remblayage.

## 5.2 Interprétation des résultats

### 5.2.1 Variation des pressions au cours du temps

L'analyse des graphiques des contraintes en fonction du temps met en évidence, et ce à une exception près (figure 5.5), que c'est la contrainte selon l'axe longitudinal du chantier qui exerce la plus grande pression. Cette observation se vérifie plus justement dans le grand chantier où toutes les cellules étaient fonctionnelles. La valeur de la contrainte longitudinale peut atteindre le double de celles des contraintes transversale et verticale dont les amplitudes sont plus ou moins proches (figure 5.9). Elle est également le double de la contrainte transversale au plancher du petit chantier (figure 5.1). Une des raisons qui peut expliquer cette importante différence entre la contrainte longitudinale et les deux autres est l'effet d'arche, qui diminue les amplitudes des contraintes verticales.

À noter également que la contrainte longitudinale est plus importante pour le chantier de 10 mètres de largeur (figure 5.9) que pour celui de 3.5 mètres (figure 5.1).

Il faut noter également que seule les courbes de la pression sur la barricade (figures 5.3, 4,11 & 12) montre une diminution avec le temps. Cette diminution est constante et atteint une valeur nulle après 12 jours pour le petit chantier et 18 jours pour le grand.

En comparant les valeurs des pressions selon l'axe longitudinal, on note une certaine similitude entre les deux chantiers. En effet pour les deux cas, la contrainte longitudinale au plancher est plus importante (figures 5.1 et 5.9) que celle sur la barricade (figures 5.3 et 5.11) pourtant mesurée selon le même axe. Une autre similitude entre les deux chantiers se situe au niveau de la forme des courbes. On remarque que cette forme est la même pour la contrainte longitudinale à la base du résiduel du petit chantier (figure 5.5) que celle de la contrainte sur le mur du petit chantier (figure 5.7). Pour le grand chantier, cette similitude existe toujours en comparant la contrainte longitudinale à la base du résiduel (figure 5.13) par rapport à celle sur le mur (figure 5.15). Dans ce dernier cas, les valeurs mesurées sont sensiblement les mêmes.

Pour ce qui est des autres courbes, elles ont tendance à former un plateau sur le moyen terme. Le niveau des contraintes demeure donc constant.

### 5.2.2 Variation des pressions en fonction de la hauteur remblayée

L'analyse des pressions développées en fonction de la hauteur du remblai permet de déterminer la hauteur critique qui a le plus d'influence sur les contraintes, et ce selon les différentes orientations ou localisations. Cette analyse permet également de vérifier les approches théoriques qui tiennent compte entre autres de la hauteur de la colonne de matériel. Pour fin de comparaison, les figures en fonction de la hauteur sont regroupées

en deux ensembles pour les deux chantiers. Le premier ensemble rassemble toutes les cellules à la base du chantier incluant celle de la barricade. Le deuxième ensemble regroupe toutes les cellules au bas du résiduel incluant celle du mur.

*a) Bas et barricade du petit chantier*

La hauteur du remblai lors de la coulée du bouchon (0 à 7 mètres, figure 5.17) a un impact direct sur le niveau des contraintes longitudinale et transversale à la base du chantier. Rappelons toutefois que la cellule sur la barricade est environ deux mètres de plus haut que celles à la base du chantier. Le remblayage du résiduel a moins d'influence quant à elle, sur le niveau des contraintes. À noter l'augmentation subite des pressions, en particulier selon l'axe longitudinal (due aux travaux, début du résiduel etc.). Mentionnons ici le versement de 110 tonnes lors de la période de cure. De plus les lectures n'ont pu être prises pour une période de 50 heures lors de cette même période de cure. On peut remarquer une différence notable entre la contrainte longitudinale et celle sur la barricade.

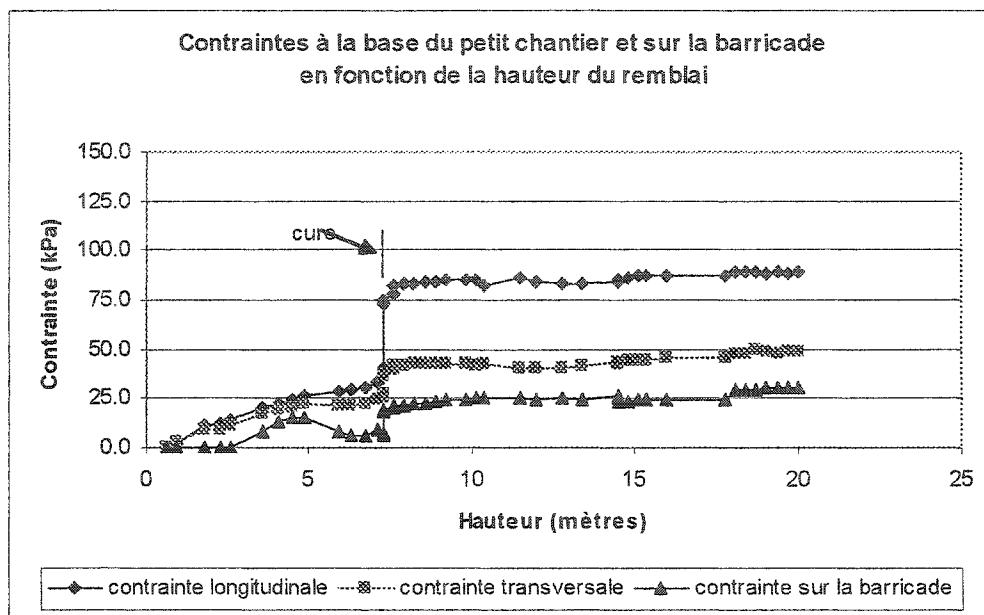


Figure 5.17. Variation des contraintes au bas du petit chantier en fonction de la hauteur de remblai

**b) Bas du résiduel et mur du petit chantier**

La figure 5.18 démontre que ce sont les contraintes verticale et longitudinale qui semblent exercer la plus grande pression. L'augmentation des contraintes se fait dès les premiers trois mètres de résiduel. Au-delà de cette hauteur, on observe un quasi plateau. Le niveau de contraintes apparaît moins important sur la cellule du mur, qui semble commencer à se mettre en charge à un mètre plus haut que le bloc de cellule. Il est possible que le senseur ait été installé à une élévation supérieure (1 m) à celle des senseurs de la tour. Il est toutefois impossible de vérifier cette hypothèse.

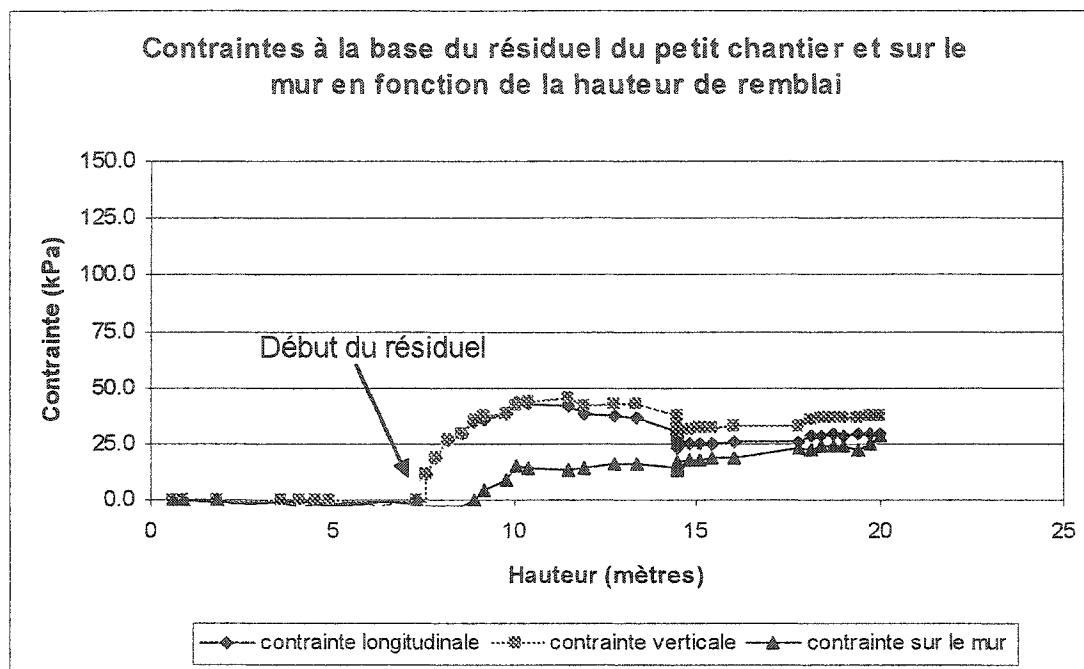


Figure 5.18. Variation des contraintes au bas du résiduel du petit chantier en fonction de la hauteur de remblai

**c) Bas et barricade du grand chantier**

Tout comme au bas du plancher du petit chantier, il y a une relation directe entre la hauteur du remblai formant le bouchon et le niveau de contraintes lors de la coulée du bouchon. Cette relation proportionnelle est plus marquée selon l'axe longitudinal. C'est la cellule de la barricade qui subit le moins de pression. Notons la concentration de points de lectures lors de la période de cure. En particulier sur les cellules des axes transversal et vertical qui subissent une baisse de plus ou moins 8 kPa lors de cette période de cure. Pour ce qui est de la coulée du résiduel, elle a une influence sur les pressions à la base du grand chantier, surtout lors des premiers 5 ou 6 mètres. Il y a stabilisation de la pression (toutes les cellules sauf celle de l'axe longitudinal) lorsque la hauteur de remblai atteint 15 mètres.

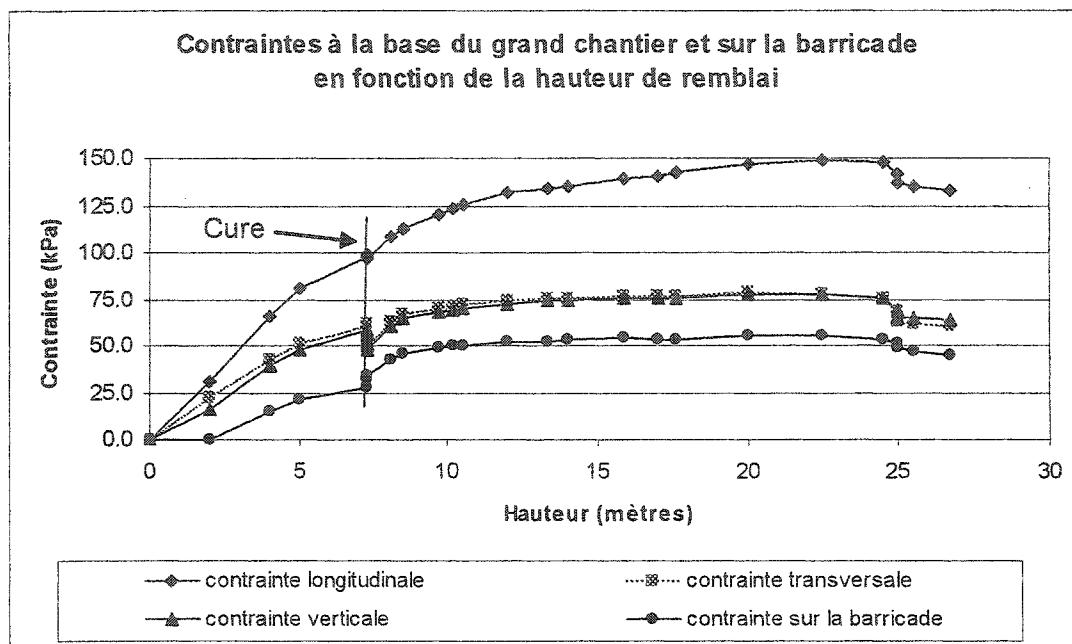


Figure 5.19. Variation des contraintes au bas du grand chantier en fonction de la hauteur de remblai.

*d) Bas du résiduel et mur du grand chantier*

Il y a progression des contraintes selon les quatre cellules en fonction de la hauteur du résiduel. Cette progression se stabilise aux environs de 13 mètres du plancher du chantier, c'est-à-dire à une hauteur de résiduel de 6 mètres. C'est la contrainte longitudinale qui est la plus importante. Elle est suivie de celle sur le mur à 2 mètres plus loin (vers l'extrémité du chantier) selon le même axe. Enfin la contrainte verticale montre la valeur la plus faible.

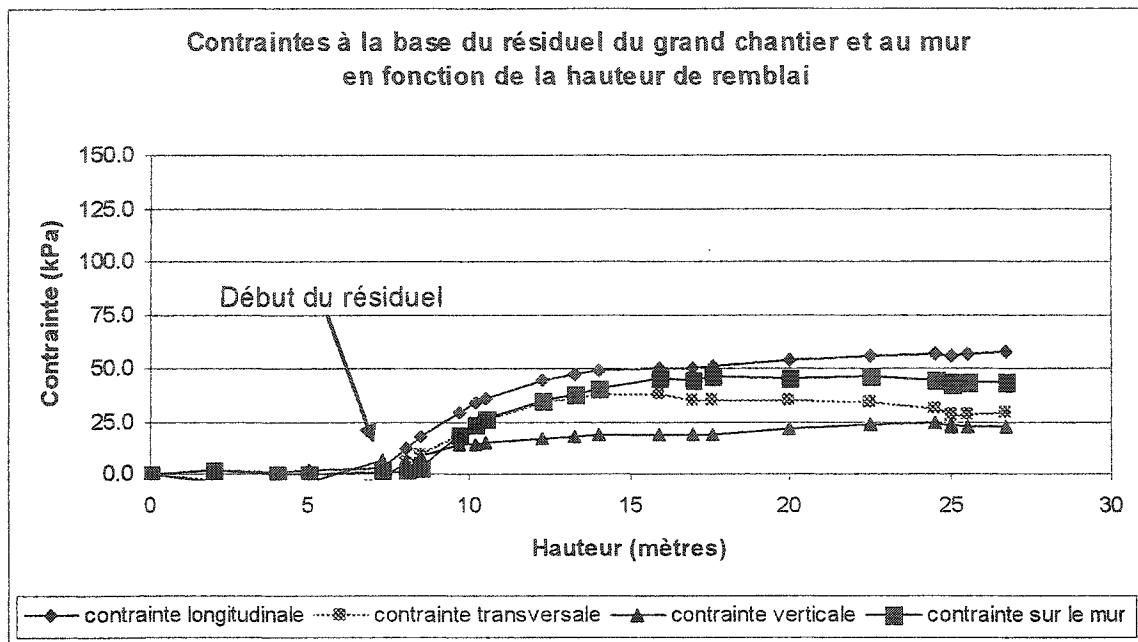


Figure 5.20. Variation des contraintes au bas du résiduel du grand chantier en fonction de la hauteur de remblai

### 5.2.3 Variation de la température dans le remblai

Les niveaux de température de la masse de remblai pour chacune des cellules ont été relevés pour deux raisons. La première est que la température du remblai se transmet au disque composant le senseur. Il y a donc une correction à apporter selon la température. Un coefficient thermique propre à chacun des senseurs fait partie intégrante du calcul des contraintes.

La deuxième raison avait pour but de vérifier la présence de réactions exothermiques importantes à l'intérieur de la masse de remblai.

Les températures enregistrées sont disponibles à l'annexe VII (lectures des températures pour les deux chantiers). Les observations émanant de ces données indiquent que les

températures à l'intérieur du remblai varient dans une fourchette entre 14 et 27 degrés Celsius. La température ambiante dans la mine étant d'environ 15 degrés. Le chantier de plus grande portée semble dégager un peu plus de chaleur. Les niveaux de température ne diminuent pas avec le temps, du moins pour les 12 premières semaines. Cette stabilité des températures montre que le remblai en pâte de la mine Doyon, n'est pas sujet à de fortes réactions exothermiques.

#### 5.2.4 *Retrait volumique du remblai en pâte*

Lors de la coulée du résiduel du chantier 12-3 M12N (le plus petit), la première semaine de Février 2003, un échantillon avait été recueilli dans un moule. Ce moule non recouvert a été par la suite gardé sous terre dans les mêmes conditions environnantes que le chantier (température, humidité, etc.).

Après neuf semaines, cet échantillon a été remonté à la surface pour vérifier s'il y a eu diminution de volume. Les photos sont disponibles dans le dossier du 12-3 M12N # 14 (sur le CD).

Une première observation indique qu'il y a une diminution de volume du remblai à l'intérieur du cylindre. En effet le diamètre de l'échantillon était environ de 3 mm inférieur à celui de l'intérieur du moule. Pour ce qui est de la hauteur, aucune mesure précise ne pouvait être prises car il y avait trop d'irrégularités au sommet du remblai pour en faire une moyenne juste. Néanmoins une diminution de superficie a pu être évaluée :

$$\text{Aire intérieure du moule} = \frac{\pi d^2}{4} = \frac{\pi (102\text{mm})^2}{4} = 8171.28\text{mm}^2$$

$$\text{Aire du cylindre de remblai en pâte} = \frac{\pi d^2}{4} = \frac{\pi (99\text{mm})^2}{4} = 7697.69\text{mm}^2$$

La différence d'aire est environ 6 %. Ce rétrécissement est souvent observé à la surface des excavations remblayées (voir photos du 8-1 FW). En effet, on remarque la présence de fissures parfois de plusieurs centimètres de profond réparties de façon aléatoire sur la surface de la pâte et en particulier à l'interface roche remblai où il y a décollement.

Plusieurs raisons peuvent expliquer ce phénomène; la première est l'absorption de l'eau nécessaire à la formation des hydrates. Cette eau remplissait les vides dans une proportion de 95 %. La deuxième est l'évaporation de l'eau qui s'échelonne à plus ou moins long terme. Cette réduction de la teneur en eau pourrait également expliquer la baisse de pression sur les barricades.

### 5.2.5 Prédiction de la poussée sur les barricades

En se basant sur la théorie de Rankine (chapitre 3), il a été proposé d'utiliser la pression de poussée active (équation 3.9) pour estimer la pression minimale exercée par le remblai en pâte, au cours du remblayage, sur la barricade:

$$\sigma_{\text{barricade}} = \gamma h(K_a) - 2c\sqrt{K_a} \quad (5.1)$$

$$\text{avec } K_a = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right) \quad (5.2)$$

où  $\gamma$  = poids volumique du remblai en pâte ( $\text{kN/m}^3$ )

$h$  = hauteur totale de la colonne de remblai dans le chantier (m)

$K_a$  = coefficient de poussée active

$c$  = cohésion du remblai en pâte ( $\text{kPa}$ )

$\phi$  = angle de frottement interne du remblai en pâte (degré)

L'utilisation adéquate des équations (5.1 et 5.2) requiert donc la connaissance des valeurs de  $\gamma$ ,  $c$ , et  $\phi$  au cours du temps de curage. Or, il n'est pas toujours facile d'effectuer des essais triaxiaux en grande quantité afin d'obtenir  $c$  et  $\phi$  en fonction du temps. Puisque chaque remblai en pâte est différent selon la mine qui le fabrique, il n'est pas adéquat d'utiliser des données dans la littérature. Pour pallier à la difficulté d'effectuer des essais triaxiaux exhaustifs qui sont coûteux, Belem et Harvey (2002) ont collecté des données d'essais triaxiaux sur des échantillons de remblai en pâte de la mine Doyon à partir desquelles les auteurs ont proposé des relations empiriques de prédiction des paramètres  $c$  et  $\phi$  au cours du temps de cure. Puisque l'essai uniaxial coûte 12 fois moins cher que l'essai triaxial, les auteurs ont considéré que la résistance en compression uniaxiale ( $UCS$ ) du remblai en pâte peut être obtenue plus aisément. À partir des résultats obtenus sur une dizaine d'essais triaxiaux, des régressions statistiques préliminaires ont été effectuées (i) entre la cohésion en condition d'essai consolidé non drainée CU ( $c_{CU}$ ) et les variables telles que la résistance uniaxiale ( $UCS$ ), la durée de cure ( $d > 0$ ) et la proportion d'agent liant ( $C_p$ ), et (ii) entre l'angle de frottement interne ( $\phi$ ) et la cohésion en condition CU,  $c_{CU}$ , prédite précédemment. Les résultats de ces régressions sont donnés par les équations 5.3 et 5.4 (Belem et Harvey 2002) :

$$c_{CU} = \sqrt{d * C_p} \left( 0.0165 \left( \frac{UCS}{\sqrt{d * C_p}} + 9.343 \right)^{1.675} \right) \quad R = 0.99 \quad (5.3)$$

où  $c_{CU}$  et  $UCS$  sont exprimés en kPa,  $d$  en jour,  $C_p$  en pourcentage (%).

$$\phi(^{\circ}) = 88.0475 * \left( \frac{UCS}{2c_{CU}} \right) - 17.3559 * \left( \frac{UCS}{2c_{CU}} \right)^{2.06} - 70.6916 \quad R = 0.999 \quad (5.4)$$

où  $c_{CU}$  et  $UCS$  sont exprimés en kPa.

L'équation (5.4) postule que lorsque la valeur de la cohésion tend vers la cohésion en condition non consolidée et non drainée (condition UU), la valeur de l'angle  $\phi$  tend vers 0; ce serait notamment le cas lorsque la cohésion  $c = UCS/2$ . À titre indicatif, le tableau

5.1 compare les valeurs expérimentales de  $c$  et  $\phi$  à celles prédictes avec les équations (5.3) et (5.4).

Tableau 5.1. Comparaison des paramètres  $c$  et  $\phi$  expérimentaux et prédicts.

Nom de la recette (% d'agent liant)	Agent liant $C_p$ (%)	Temps de cure $d$ (jour)	Expérimentale			$c_{CU}$ (kPa)	$\phi_{CU}$ (°)	Prédiction	
			UCS (kPa)	$c_{CU}$ (kPa)	$\phi_{CU}$ (°)			$c_{CU}$ (kPa)	$\phi_{CU}$ (°)
B1 (100% ciment)	3	69	240	47	35			56	35
B2 (100% ciment)	7	37	429	116	34			107	33
R2 (30/70 de ciment-slag)	3	12	350	117	23			115	22

Les résultats du tableau 5.1 montrent que les équations (5.3) et (5.4) prédisent de manière satisfaisante la cohésion et l'angle de frottement du remblai en pâte de la mine Doyon. Dans le cas des deux chantiers étudiés dans ce mémoire, nous ne disposons ni des données de résistance uniaxiale ( $UCS$ ), ni des valeurs de  $c$  et  $\phi$  au cours du temps. Or, sans ces données il sera impossible de prédire la poussée du remblai sur les barricades à l'aide de l'équation (5.1). Par ailleurs, il est possible d'utiliser l'équation empirique générale proposée par Belem (2003) pour prédire la résistance  $UCS$  du remblai en pâte de la mine Doyon:

$$UCS_{kPa} = A(0.95 - e^{-B*d}) \quad (5.5)$$

où  $A$  = variable (d'allure sigmoïdale) fixant le maximum de résistance atteinte à long terme et dépendant de la proportion d'agent liant ( $C_p$ );  $B$  = variable (d'allure linéaire) quantifiant la proportionnalité entre  $UCS$  et le pourcentage d'agent liant ( $C_p$ ).

À noter que les variables  $A$  et  $B$  sont très dépendant de la recette de mélange, c'est-à-dire, du rapport (slag/ciment) qui est de (70/30) pour le résiduel (recettes R1, R2 et R3,

Tableau 2.2) et de (0/100) pour le bouchon (recettes B1 et B2, Tableau 2.2). Les expressions des variables  $A$  et  $B$  sont proposées par Belem (2003) sont:

$$\begin{aligned} A &= \left[ k + a_1 * \exp(-b_1 * C_p) \right]^{-1} \\ B &= a_2 * C_p + b_2 \end{aligned} \quad (5.6)$$

où  $C_p$  = proportion d'agent liant dans le remblai en pâte (%);  $k$ ,  $a_1$ ,  $b_1$ ,  $a_2$ ,  $b_2$  = constantes contrôlant l'hydratation des liants et dépendent de la recette de mélange. Les valeurs de ces constantes sont données (Belem, 2003) dans le Tableau 5.3.

Tableau 5.2. Valeurs des constantes dans l'équation (5.6) (d'après Belem, 2003).

Constantes	Recettes du résiduel : R1, R2, R3 (rapport 70/30 de slag/ciment)	Recettes du bouchon : B1 et B2 (rapport 0/100 de slag/ciment)
$k$	0.009	0.00314
$a_1$	0.49	0.39
$b_1$	2.04	1.34
$a_2$	-0.0933	-0.0343
$b_2$	0.3564	0.3442

La figure 5.21 compare les données expérimentales de  $UCS$  issues des tableaux 2.4 à 2.8 (chapitre 2) à celles prédites à l'aide des équations (5.5) et (5.6) et des valeurs des constantes dans le tableau 5.2. On observe que la corrélation est bonne, ce qui conduit à utilisation de ces équations pour la prédiction de la résistance  $UCS$  du remblai en pâte de la mine Doyon selon le temps de cure.

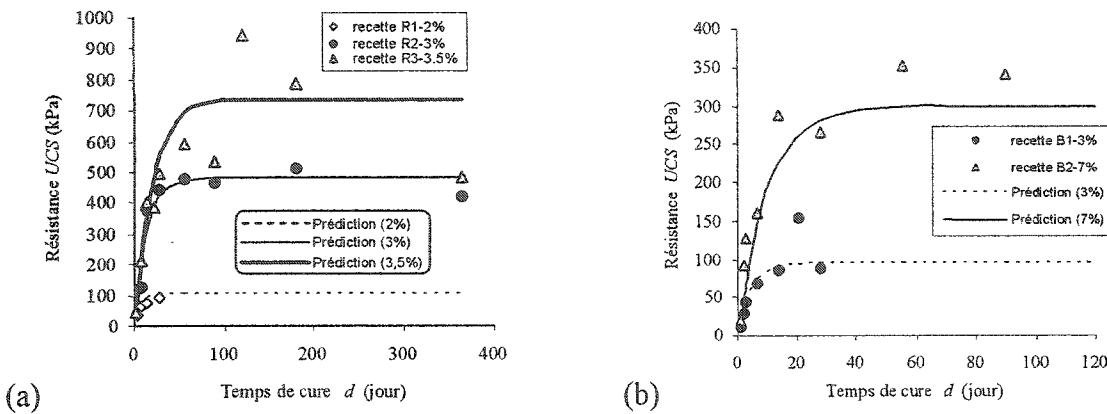


Figure 5.21. Comparaison entre les valeurs expérimentales et prédictives de UCS. a) recette du résiduel (70/30 de slag/ciment) et b) recette du bouchon (0/100 de slag/ciment) (d'après Belem, 2003).

Le tableau 5.3 résume les valeurs des constantes et des paramètres du remblai selon les équations précédentes pour le cas du grand chantier.

Tableau 5.3. Valeurs calculées des constantes et des paramètres du remblai selon les équations 5.6, 5.5, 5.4, 5.3, 5.2 et 5.1 (grand chantier).

jour	hauteur (m)	recette (%)	A	B	UCS (kPa)	c (kPa)	$\phi$ (degrés)	$K_a$	$\sigma_{\text{barricade}}$ (kPa)	Lecture moyenne (kPa)
1	3.0	7.0	315.16	0.1041	15.4	4.1	30.7	0.324	12.8	7.9
2	6.0	7.0	315.16	0.1041	43.5	10.1	34.6	0.275	19.1	24.4
3	7.5	7.0	315.16	0.1041	68.8	15.9	34.7	0.274	20.4	32.3
4	7.5	7.0	315.16	0.1041	91.6	21.3	34.6	0.276	14.8	33.3
5	7.7	3.0	99.23	0.0765	26.6	6.8	32.4	0.302	34.4	38.2
6	9.5	3.0	99.23	0.0765	31.6	7.9	33.1	0.294	41.7	47.9
7	11.9	3.0	99.23	0.0765	36.2	8.9	33.4	0.290	52.4	51.5
8	15.6	3.0	99.23	0.0765	40.5	9.9	33.7	0.287	69.9	53.4
9	18.8	3.0	99.23	0.0765	44.4	10.7	33.8	0.285	84.8	54.3
10	24.0	3.0	99.23	0.0765	48.1	11.6	34.0	0.283	110.0	53.1
11	25.0	3.0	99.23	0.0765	51.5	12.3	34.0	0.282	113.9	48.7
12	26.0	3.0	99.23	0.0765	54.6	13.1	34.1	0.282	117.9	46.8
13	27.0	3.0	99.23	0.0765	57.6	13.7	34.1	0.281	122.0	44.7

## CHAPITRE 6

### DISCUSSION

#### 6.1 Résultats expérimentaux

Les résultats des lectures des contraintes dans le cadre de ce projet doivent être interprétés avec discernement. En effet, plusieurs facteurs ont pu avoir une incidence sur les résultats obtenus. Parmi ceux-ci et comme exemple concret, mentionnons la rotation de la tour du premier chantier (petit). La nouvelle position des cellules fait que les pressions lues ne sont plus dans le plan de mesure envisagé initialement (axe transversal, axe longitudinal). L'axe vertical n'est pas affecté par ce type d'incertitude. Une autre source d'incertitude concerne la rigidité de la tour de support des blocs de cellules. En effet, puisqu'elle peut se plier ou se tordre, le bloc du haut sera moins affecté que celui du bas à cause des quatre tirants qui le maintiennent solidaire de l'ensemble. Rappelons également que la distance de quatre fois le diamètre de la cellule entre les cellules TPC n'a pas été respectée. De plus, la rigidité du support de la cellule de la barricade ou du support de la cellule du mur est d'autres sources qui peuvent avoir influencé les lectures.

Les problèmes d'interprétation auraient été moins importants si les lectures avaient pu être prises sur une période régulière et comparable entre les deux chantiers (près de 50 heures sans lecture pour le petit chantier). Les nombreux arrêts de remblayage parfois de plusieurs heures ont été négligés dans ce travail. Le nettoyage de la tuyauterie après une coulée de remblai n'a pas également été discuté. Cette masse de plus de 5 tonnes d'eau est pour la plupart du temps jeté dans le chantier sur le remblai fraîchement coulé.

Pour ce qui est de la précision, la plage de mesure des cellules TPC utilisées était très grande. En effet, la plage de mesure utilisée qui est de 0-750 kPa avec une précision de 0.5 % introduisait une imprécision de 4 kPa sans compter l'imprécision liée au poste de

lecture. Les valeurs maximales lues étant d'environ 150 kPa, une plage de lecture 0-200 kPa aurait suffit. La valeur absolue de l'imprécision des cellules aurait ainsi été de 1 kPa.

## 6.2 Résultats expérimentaux vs approche analytique de Marston

L'approche de Marston (1930) permet d'estimer la contrainte verticale en tenant compte de l'effet d'arche. Cette méthode ne tient pas compte de la cohésion du matériel ( $c = 0$ ), mais prend en considération la distance entre les parois (équations 3.1, 3.3 et 3.5). Pour fins de comparaison avec les solutions analytiques, le grand chantier a été retenu car toutes les cellules de cette excavation ont bien fonctionnés. La figure 6.1 illustre l'effet d'arche en comparant le poids du remblai ( $\gamma h$ ) à la contrainte verticale obtenue avec l'approche de Marston pour trois cas de coefficient de poussée des terres:  $K_0$  (cas au repos),  $K_a$  (cas de la poussée du remblai sur les parois) et  $K_p$  (cas de la convergence des murs sur remblai). Rappelons que l'approche de Marston est très sensible à la fois à la largeur du chantier et surtout à l'angle de frottement à l'interface remblai-roche qui est pris ici égal à l'angle de frottement interne du remblai. On constate que le plus fort effet d'arche est obtenu avec le cas passif ( $K_p$ ) et le plus faible avec le cas actif ( $K_a$ ). Il n'y a plus d'effet d'arche lorsque la contrainte verticale devient égale au poids propre du remblai.

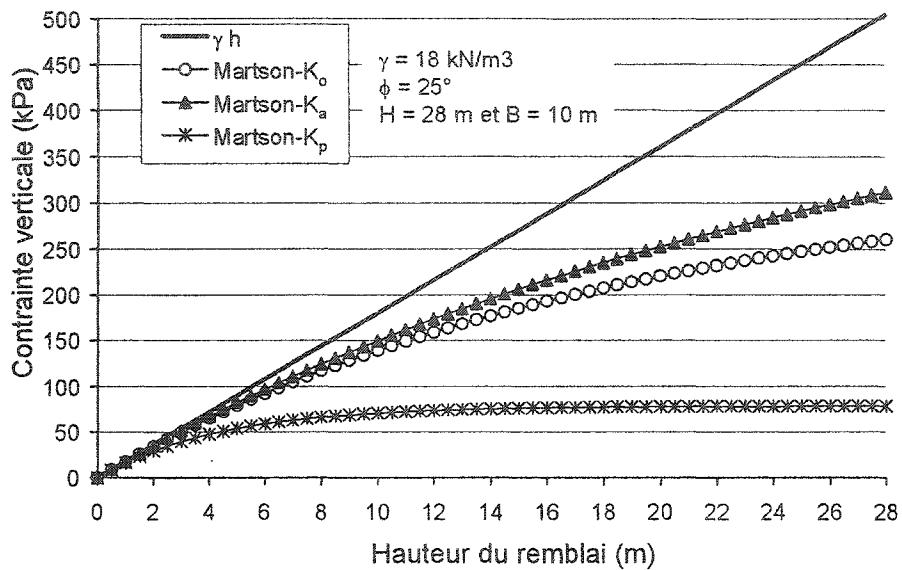


Figure 6.1. Illustration de l'apparition de l'effet d'arche à l'aide de l'approche de Marston pour le cas du grand chantier (angle phi supposé à 25 degrés).

Afin de vérifier la validité du coefficient de poussée des terres à prendre en compte dans l'approche de Martson, de nombreuses simulations numériques ont été effectuées d'abord à l'aide du code éléments hybrides PHASE2 (Aubertin et al. 2003) et ensuite à l'aide du code FLAC-2D (Li et al. 2003). La figure 6.2 présente un exemple de résultats concernant la contrainte verticale pour un chantier vertical de 45 m de hauteur avec 6 m de largeur remblayé avec un remblai en pâte de  $18 \text{ kN/m}^3$  de poids volumique et ayant un angle de frottement interne de  $30^\circ$ . Cette figure montre que l'effet d'arche apparaît aussi bien par la simulation numérique que par l'approche de Martson ( $\sigma_v = \sigma_{yy} < \gamma h$ ). On constate clairement que c'est avec le coefficient de poussée actif ( $K_a$ ) que l'approche de Martson est la plus proche de la simulation à l'aide de FLAC-2D.

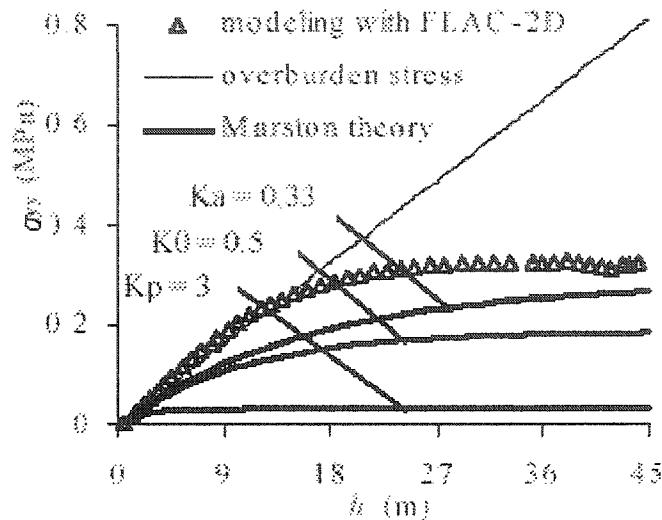


Figure 6.2. Comparaison de l'effet d'arche obtenu par simulations numériques à l'aide de l'approche analytique de Marston (d'après Li et al. 2003).

La figure 6.3 montre les différentes courbes de contraintes verticale en fonction de la hauteur de remblai selon l'approche de Marston et comparées aux résultats des lectures au bas du grand chantier. Seuls les cas au repos ( $K_0$ ) et passif ( $K_p$ ) ont été traités, le cas de poussée active ( $K_a$ ), étant peu probable dans une excavation de roches dures.

Il a été discuté précédemment à la section 5.2.5 (Prédiction de la poussée sur les barricades), du caractère unique du remblai en pâte en ce qui à trait à la difficulté d'obtenir l'angle de frottement interne des premiers jours. Différentes équations ont été suggérées pour estimer cet angle de frottement interne (équations 5.4, 5.5 et 5.6) (Belem 2003) aux jeunes ages du remblai. Les résultats de l'estimation de l'angle phi découlant de ces équations se retrouvent au tableau 5.4. Pour faciliter les calculs des courbes de la figure 6.3, un angle de frottement interne moyen de 34 degrés a été retenu.

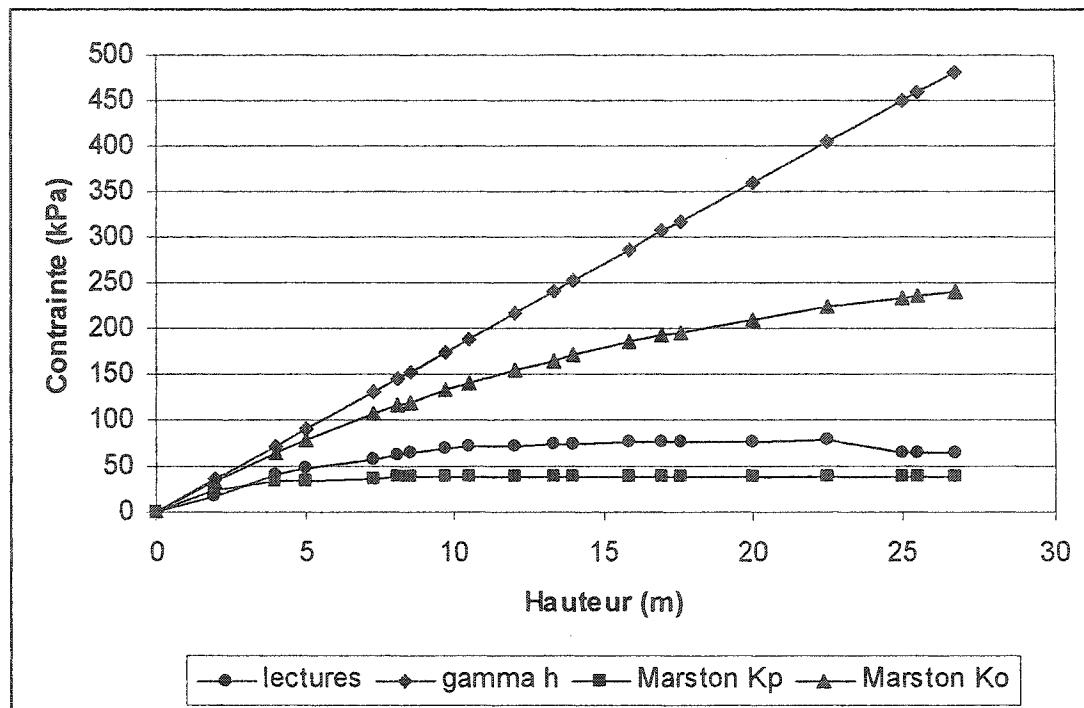


Figure 6.3 Comparaison des résultats avec l'approche de Marston au bas du grand chantier avec un angle phi estimé à 34 degrés.

La figure 6.3 montre que la contrainte verticale mesurée à la base du chantier de 10 mètres de portée est inférieure à  $\gamma h$ . Ce qui veut dire qu'il y a un effet d'arche après le remblayage. Les valeurs des lectures de la contrainte verticale s'approchent de celles calculées selon le cas passif (Kp) de Marston calculées avec un angle de frottement interne estimé à 34 degrés. N'oublions pas que l'équation de Marston est très sensible à cet angle de frottement interne et qu'une différence de quelques degrés correspondant à différents jours de cure, peut changer la position des deux courbes (Kp et Ko).

### 6.3 Résultats expérimentaux vs approche analytique de Terzaghi

L'approche de Terzaghi (1943) tient compte quant à elle à la fois de l'effet d'arche et de la cohésion à l'interface remblai-paroi (section 3.2.2). Ce paramètre absent dans l'approche de Marston, peut entraîner une réduction significative de la contrainte verticale au bas de l'excavation. La cohésion du remblai en pâte en particulier dans les premiers jours est très faible et il est très difficile de la déterminer expérimentalement. C'est pourquoi et ce pour les mêmes raisons qu'énumérées, qu'une valeur moyenne d'angle de frottement interne de 34 degrés, estimé à l'aide des équations 5.4, 5.5 et 5.6, a été utilisé. La figure 6.4 montre l'effet de la cohésion remblai-paroi rocheuse sur la valeur de la contrainte verticale au bas du plus grand chantier (équations 3.7 et 3.8). Trois cas de cohésion ont été simulés : 0, 5 et 10 kPa.

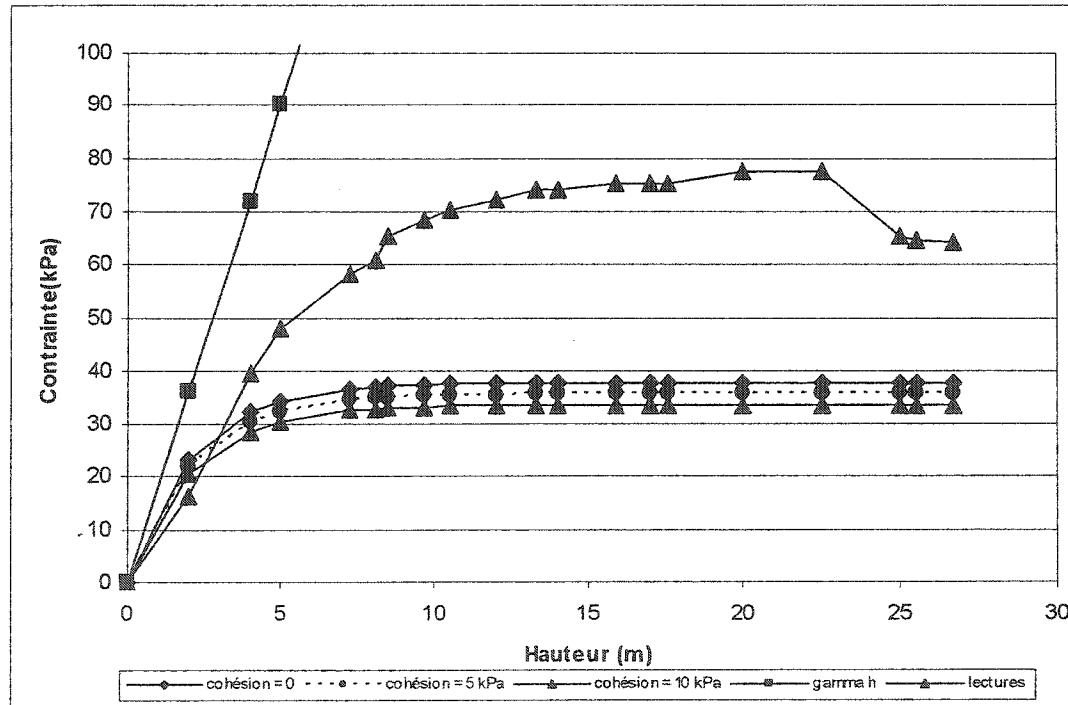


Figure 6.4. Comparaison des résultats avec l'approche de Terzaghi au bas du grand chantier selon un angle  $\phi$  estimé à 34 degrés.

Les résultats analytiques de la figure 6.4, montrent que les lectures s'approchent plutôt du cas de cohésion nulle que ceux où il y a cohésion à l'interface remblai-paroi. Cette observation tend à démontrer que la cohésion du remblai en pâte de la mine Doyon est très faible voir négligeable selon l'approche de Terzaghi

#### 6.4 Comparaison des pressions entre les deux chantiers

Les figures du précédent chapitre ont démontrés que l'amplitude des contraintes varie selon l'orientation. Ainsi pour les deux cas étudiés et selon les cellules en état de lecture, c'est la contrainte selon l'axe longitudinal qui semble exercer le plus de pression à la base des chantiers (figures 5.1 et 5.9). On peut noter que ce niveau de contrainte est proportionnel à la portée des chantiers. Les niveaux de contraintes sont de façon générale, plus important pour le grand chantier (figure 5.9) que pour le petit (figure 5.1). Les poussées sur les barricades, nonobstant les dimensions des points de soutirage, sont également plus importantes pour le grand chantier (figure 5.11) que le petit (figure 5.3). Par contre cette relation proportionnelle se fait moins sentir sur les niveaux de contraintes des cellules sur le mur (figures 5.7 et 5.15).

Le seul endroit où les contraintes verticales peuvent être comparées se situe à la base du résiduel qui a 15 mètres de remblai au dessus pour le petit chantier et 22 m pour le grand. L'intensité de cette contrainte verticale comparée au poids du remblai ( $\gamma h$ ) est un indicateur de l'effet d'arche. La figure 6.5 résume les valeurs de la contrainte verticale du petit chantier (figure 5.5) et celle du grand chantier (figure 5.13) et compare ces dernières avec le poids du remblai.

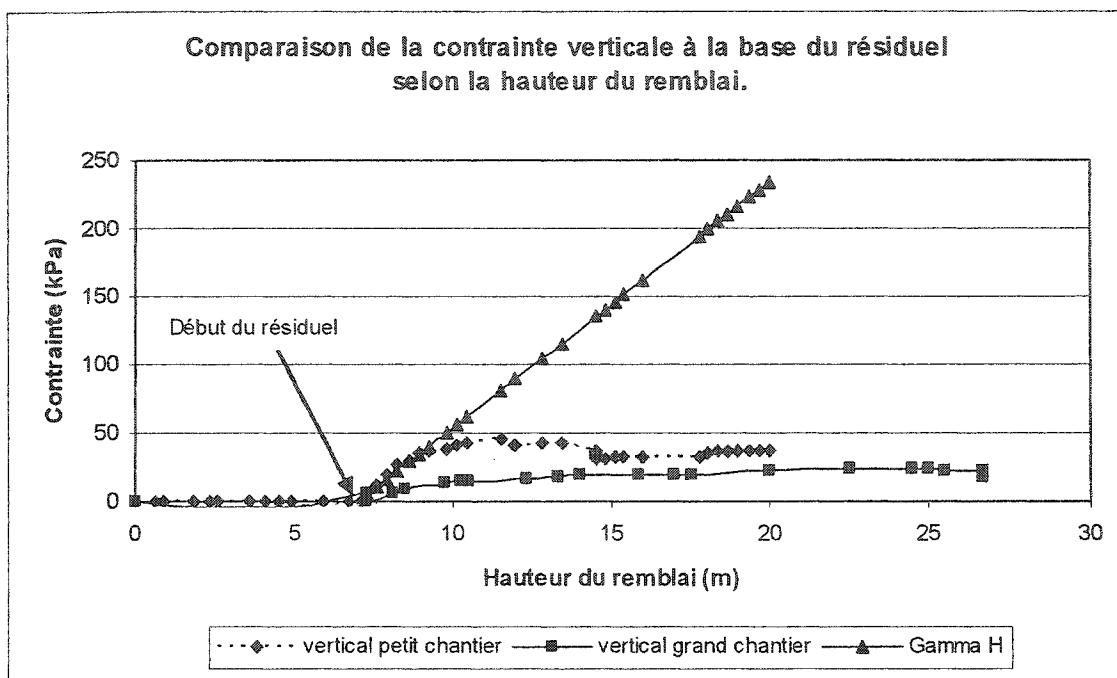


Figure 6.5. Comparaison de la contrainte verticale à la base des deux chantiers selon la hauteur de remblai.

Cette figure montre clairement qu'il semble y avoir une redistribution des contraintes avec un effet d'arche dans les chantiers. Le phénomène est observé dans ces deux chantiers de portées différentes à la base du résiduel qui est située à 15 m du haut du petit chantier et à 22 m du haut du grand chantier. D'autre part, la figure 6.5 montre aussi que la contrainte verticale à la base du résiduel du petit chantier serait supérieure à celle du grand chantier. Pour les trois premiers mètres elle semble suivre la valeur du poids du remblai ( $\gamma h$ ) comme pour le cas des simulations présentées à la figure 6.2. En se basant sur l'approche de Martson, la tendance découlant de ces résultats sembla aller à l'encontre de ce que l'on devrait s'attendre, c'est-à-dire que la contrainte verticale devrait être beaucoup plus faible dans le petit chantier que dans le grand chantier. Il est cependant difficile (et même hasardeux) d'expliquer les raisons pour cette apparente contradiction, en raison du nombre limité de mesure et aussi de l'incertitude sur l'ampleur des valeurs mesurées. Il est possible que cette différence puisse être attribuable à la convergence des murs subséquente au remblayage qui aurait alors

tendance à comprimer le remblai et à augmenter ainsi la contrainte dans le chantier (voir par exemple les résultats présentés par Aubertin et al, 2003). Soulignons ici que le petit chantier est à une profondeur de 700 m alors que le grand est à une profondeur de 450 m. Toutes choses étant égales, le petit chantier pourrait subir une convergence plus importante liée à des contraintes induites plus élevées. Toutefois, avec les informations disponibles actuellement, on ne peut pas, fournir une explication définitive; plus de travaux seront requis pour clarifier ce genre d'observation.

## 6.5 Poussée sur les barricades

La poussée du remblai en pâte sur les barricades à la base des chantiers a été instrumentée selon les deux chantiers respectifs. Les valeurs des mesures de pression ont montré que le chantier de plus grande portée exerce une plus grande pression sur la barricade et ce pour une même hauteur de matériel (figures 5.17 et 5.19). La pression prend également plus de temps à se dissiper pour le grand chantier (18 jours) (figures 5.11 et 5.13) que pour le petit (12 jours) (figures 5.3 et 5.4).

Différentes approches ont déjà été proposées pour la prédiction de la pression du remblai hydraulique sur les barricades (Hassani et Archibald, 1998; Mitchell, 1992). Ce type d'approche n'est pas applicable au cas du remblai en pâte du fait que ses propriétés intrinsèques qui varient au cours du temps. En effet, les paramètres géotechniques tels que la cohésion et l'angle de frottement interne du remblai en pâte changent avec le temps (court terme) à l'intérieur même de la période de remblayage. L'effet d'arche et le caractère visqueux ne sont pas pris en compte dans ces approches. Quoiqu'il en soit, deux méthodes d'estimation de la poussée sur les barricades seront comparées dans la suite de ce document; celle proposée par Mitchell (1992) (équation 3.11) et celle proposée par Belem (2003) basée sur la théorie de Rankine (équation 5.1). Les figures suivantes comparent les calculs théoriques des deux approches avec les lectures

enregistrées. Pour fin de comparaison, l'angle de frottement interne qui évolue au cours du remblayage est calculé pour les deux cas avec les équations 5.4 et 5.5.

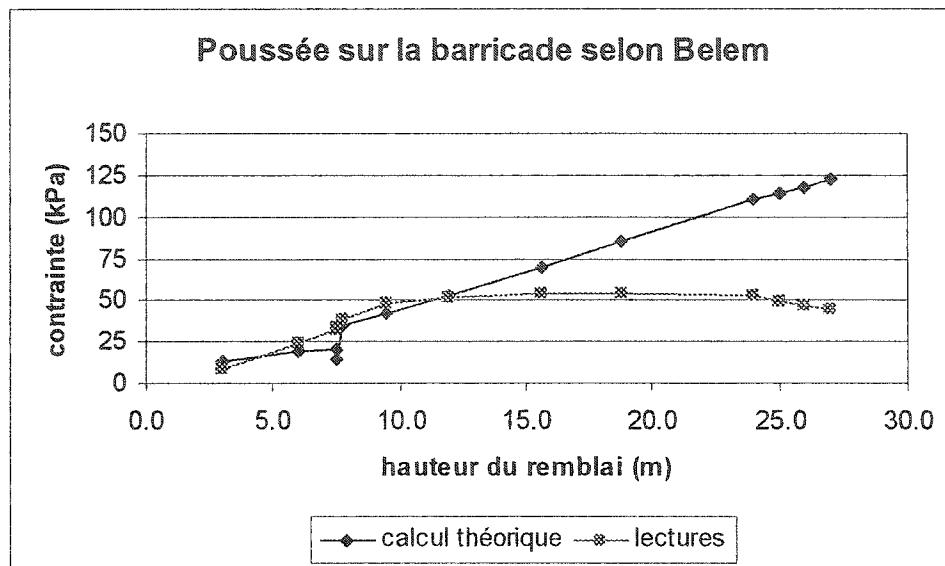


Figure 6.6. Comparaison des valeurs de contraintes sur la barricade du grand chantier selon l'approche de Belem

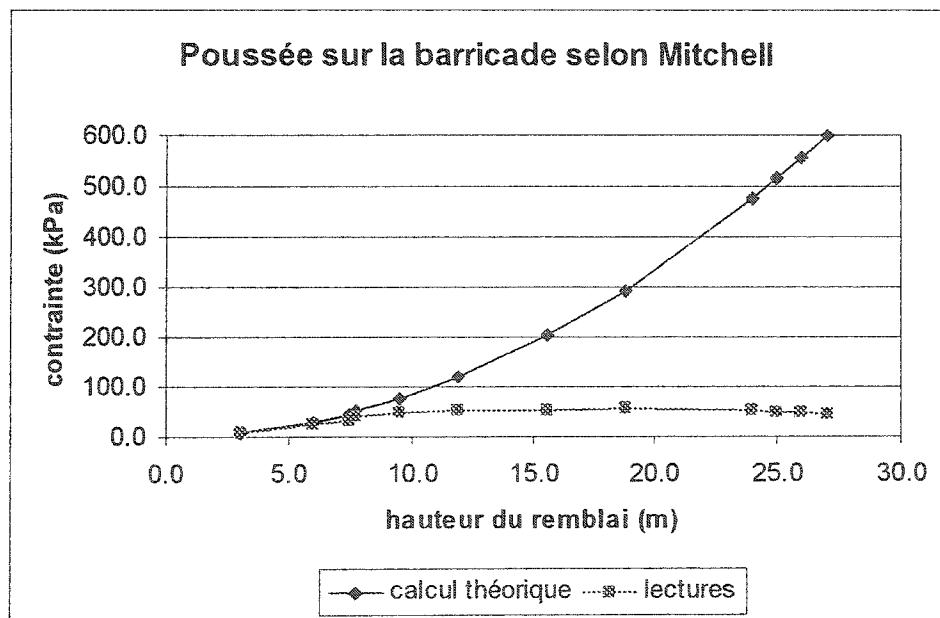


Figure 6.7. Comparaison des valeurs de contraintes sur la barricade du grand chantier selon l'approche de Mitchell

La comparaison entre les deux approches analytiques montre que celle de Belem (figure 6.6) concorde mieux avec les lectures que celle de Mitchell développée pour les remblais hydrauliques. Toujours selon l'approche de Belem, on peut noter une concordance des résultats jusqu'à une hauteur de 15 mètres de remblai. Dépassé cette valeur, les deux courbes divergent. Ces courbes montrent bien la complexité du remblai en pâte car il ne s'agit pas seulement d'un problème de hauteur, mais plutôt d'un problème d'âge du remblai puisqu'il faut utiliser la bonne valeur de  $\phi$  pour calculer le coefficient  $K_a$ .

## CHAPITRE 7

### CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS

Les contraintes développées lors de la mise en place du remblai en pâte, en particulier sur les barricades à la base des chantiers, sont une préoccupation pour les opérateurs miniers. Il existe peu d'information sur les poussées engendrées par le remblai en pâte. Le remblai en pâte est une technologie relativement jeune et suscite ainsi beaucoup de questions de la part de ses utilisateurs. La distribution des contraintes à l'intérieur de la masse de remblai en pâte est un phénomène encore mal connu.

Les objectifs de ce projet étaient:

1. de réussir à mesurer les pressions développées dans le remblai en pâte selon les trois directions de l'espace (verticale, longitudinale, transversale) à différents endroits dans le remblai pendant et après le remblayage,
2. de mesurer l'évolution de ces pressions dans le temps,
3. d'évaluer l'influence de la largeur des chantiers sur ces pressions.

Pour atteindre ces objectifs, deux chantiers souterrains de largeur différente ont été instrumentés à la mine Doyon située dans le secteur minier de l'Abitibi-Témiscamingue. Huit cellules de mesure de pressions totales ont été installées dans chacun des chantiers, à différents endroits dans le remblai. Le suivi des pressions a été réalisé pendant près de 25 semaines. Malgré les problèmes rencontrés avec le mauvais fonctionnement de certaines cellules de mesure, les objectifs ont été atteints.

Par ailleurs, un des sous-objectifs de ce travail de recherche était de tenter de quantifier l'effet d'arche existant dans le remblai en pâte de la mine Doyon. Ce phénomène de transfert de la charge verticale par le frottement le long des murs a pu être observé dans les conditions *in situ*. Afin de pouvoir comparer la contrainte verticale exercée selon la

distance séparant les murs de l'excavation, deux chantiers de différentes portées ont été étudiés. Les résultats montrent que cet effet d'arche semble exister car les valeurs de contraintes verticales lues sont inférieures à la pression due aux poids des terres ( $\gamma h$ ). Malheureusement, la comparaison des contraintes verticales à la base des deux chantiers n'a pas pu se vérifier (bris du senseur vertical du petit chantier). Néanmoins, les résultats expérimentaux montrent qu'il y a une relation entre les niveaux des contraintes dans la masse de remblai et la largeur ou la portée de l'excavation car la contrainte dans l'axe longitudinal (dimension la plus grande dans le chantier; de 21 à 23 m de longueur) est beaucoup plus élevée que la contrainte transversale (dimensions de 3 à 10 m de longueur).

Toujours selon ces travaux, nous savons maintenant que la contrainte axiale la plus importante dans un chantier en cours de remblayage et après, semble être celle de l'axe longitudinal, parallèle aux épontes. Il a été également observé pour ces deux cas d'étude, que la pression exercée sur la barricade est proportionnelle à la dimension du point de soutirage. Enfin cette pression sur la barricade diminue avec le temps et devient nulle à l'intérieur de trois semaines. Dès lors la barricade peut être enlevée.

Les mesures réalisées ont également été comparées selon diverses approches analytiques. Ainsi, il a été constaté que l'approche proposée par Marston pour évaluer la contrainte verticale au bas du chantier (pour un cas de poussée passive) donne une bonne corrélation avec les mesures ainsi que l'approche proposée par Thézaghi avec une cohésion très faible ou nulle (figures 6.3 et 6.4). En ce qui a trait au poussées sur les barricades, deux modèles ont été comparés soit ceux de Mitchell (1992) et de Belem (2003). La comparaison avec les mesures montre que les deux approches surestiment la contrainte sur la barricade lorsque la hauteur de remblai dépasse 10 m de hauteur. De plus, cette surestimation est beaucoup plus élevée pour le modèle de Mitchell (+1100%) que celui de Belem (+150%). Soulignons toutefois que le modèle de Mitchell n'a pas été élaboré pour le remblai en pâte.

Suite aux travaux réalisés dans le cadre de ce projet, les recommandations suivantes peuvent être faites :

- Pour éviter la perturbation des lectures des contraintes due à la proximité d'éléments structuraux, les cellules devraient être installées autrement dans l'excavation. Les montages orthogonaux des cellules devraient être mis en place sur des blocs d'au moins 2 mètres d'arête. Les cellules elles-mêmes pourraient être soudées à ces structures pour s'assurer d'une rigidité parfaite de l'ensemble. Par ailleurs, si la même configuration était utilisée, celle-ci pourrait être testée en laboratoire dans un bassin d'eau pour évaluer l'influence du montage sur la précision des mesures.
- Idéalement, l'ensemble doit être installé au centre de l'excavation, à la mi distance entre les épontes. La cellule du mur devrait être installée sur une de ces épontes. De cette façon, les lectures seraient plus représentatives des contraintes au centre du chantier.
- Le remblai en pâte étant un matériau complexe de par sa particularité à changer ses paramètres intrinsèques avec le temps, il serait souhaitable de pouvoir les déterminer expérimentalement. Deux des principaux paramètres nécessaires aux différents calculs d'effet d'arche ou de poussées sur les barricades utilisés dans ce mémoire ont été la cohésion et l'angle de frottement interne. Pour obtenir la cohésion non drainée du remblai en pâte selon les différents temps de cure, le scissomètre déjà utilisé en mécanique des sols pour les vases et les boues, pourrait être une voie à développer. Par contre pour obtenir l'angle de frottement interne, un essai triaxial est nécessaire. Et pour effectuer ce type d'essai, il faut que l'éprouvette puisse se tenir droit et que l'on puisse la manipuler pendant longtemps sans modifier ses propriétés physico-mécaniques. Or, cela ne semble pas être le cas avec du remblai frais. À défaut d'obtenir expérimentalement les paramètres intrinsèques du remblai en pâte frais, les équations proposées par

Belem (2003) pour évaluer l'angle phi et la cohésion peuvent être une avenue à considérer.

- Finalement et pour tenter de mieux comprendre le phénomène de dessiccation de la masse de remblai en pâte, des cibles d'arpentage pourraient être installées sur cette masse dès les premières heures suivant la dernière coulée. Ces cibles pourraient être localisées au pourtour du remblai, tout près de la paroi rocheuse pour suivre les mouvements de décollement à la paroi. D'autres cibles pourraient être localisées au centre de la masse pour mesurer l'effet du tassement gravitaire ou consolidation par exemple. En effet les appareils d'arpentage disponibles permettent une grande précision de mesure dans les trois dimensions de l'espace.

## RÉFÉRENCES

- AUBERTIN M., LI L., ARNOLDI S., BELEM T., BUSSIÈRE B., BENZAAZOUA M., SIMON R. 2003. Interaction between backfill and rock mass in narrow stopes. *Soil and Rock America 2003: 12th Panamerican Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering and 39th U.S. Rock Mechanics Symposium*, Vol. 1, Verlag Glückauf GmbH (VGE), Essen, pp. 1157-1164.
- AUBERTIN M, LI L., SIMON R. 2000. A multiaxial stress criterion for short- and long-term strength of isotropic rock media. *Int. J. Rock. Mech. & Min. Sci.* Vol. 33, pp. 1169-1193.
- BARSOTTI, C. 1978. The evolution of fill mining at the Ontario Division of Inco Metals. *In Proceedings of the 12th Canadian Rock Mechanics symposium, Mining with Backfill*, CIM special volume 19: 37-41.
- BELEM T. 2003. Effet de la mise en place du remblai en pâte sur sa performance mécanique. *Rapport Scientifique Fondation de l'UQAT*, 12p.
- BELEM T., BUSSIÈRE B., BENZAAZOUA M., AUBERTIN M. 2003. Notes de cours GNM1002 remblais miniers, *Université du Québec en Abitibi-Témiscamingue*, 175p.
- BELEM T., BENZAAZOUA, M., BUSSIÈRE B., DAGENAIS A.-M. 2002. Effects of settlement and drainage on strength development within mine paste backfill. *Tailings*

*and Mine Waste'02*, 27-30 January 2002, Fort Collins, Colorado, Balkema : Rotterdam, pp. 139-148.

BELEM T., BUSSIÈRE B., BENZAAZOUA M. 2001. The effect of microstructural evolution on the physical properties of paste backfill. *Proceedings of Tailings and Mine Waste'01*, January 16-19, Fort Collins, Colorado, A.A. Balkema, Rotterdam, pp. 365-374.

BELEM T., BENZAAZOUA M., BUSSIÈRE B. 2000. Mechanical behaviour of cemented paste backfill. CGS conference "*Geotechnical Engineering at the dawn of the third millennium*", 15-18 october 2000, Montréal, Vol. 1, pp. 373-380.

BELEM T., BORDELEAU H. 2001. *Caractérisations physique et mécanique du remblai in situ de la mine Doyon*. Rapport I (9 p.), Rapport II (11 p.) et Rapport III (4 p.)

BELEM T., HARVEY A. 2002. Étude du comportement mécanique des remblais en pâte au laboratoire et *in situ*. *Rapport Scientifique Fondation de l'UQAT*, 30p.

BENZAAZOUA M., FALL M., BELEM T. 2003a. Contribution to understanding the mechanism of cemented paste backfill hardening. *Mineral Engineering*, Special edition: Processing and Disposal of Mineral Industry Waste. Accepted on 6<sup>th</sup> September 2003 (à paraître).

BENZAAZOUA M., BELEM T., OUELLET S., FALL M. 2003b. Utilisation du remblai en pâte comme support de terrain. Partie II : comportement a court, a moyen et a

long terme. *Après-mines 2003, "Impacts et gestion des risques: besoins et acquis de la recherche"*. 5-7 février 2003, Nancy. GISOS, CD-ROM, 12p.

BENZAAZOUA M., BELEM T., BUSSIÈRE B. 2002a. Chemical aspect of sulfurous paste backfill mixtures. *Cement and Concrete Research*, Vol. 32 (7), pp. 1133–1144.

BENZAAZOUA M., BELEM T., BUSSIÈRE B., OUELLET S. 2002b. Évolution des propriétés des remblais en pâte: principaux paramètres d'influence. *17<sup>e</sup> Colloque en Contrôle des terrains de l'AMQ; 19-20 mars 2002, Val-d'Or*.

BENZAAZOUA M., BELEM T. 2001. Investigation de l'effet de la chimie des liants et des résidus miniers sur les propriétés des remblais en pâte. *16<sup>e</sup> Colloque Contrôle de Terrain de l'AMQ*, 20-21 mars 2001, Val-d'Or, Québec. 13p.

BENZAAZOUA M., BELEM T., BUSSIÈRE B. 2000. Propriétés hydrogéochimiques des remblais en pâte: impact sur le remblayage souterrain et l'entreposage en surface. *Conférence NEDEM 2000, Sherbrooke, Canada* pp. 6.3-6.14.

BENZAAZOUA M., BELEM T. 2000. Optimization of sulfide-rich paste backfill mixtures for increasing long-term strength and stability. *5th Conference on Clean Technology for Mining Industry*, Santiago, M.A. Sánchez, F. Vergara & S.H. Castro eds., University of concepción, Vol. I, pp. 343 – 352.

BENZAAZOUA M., BUSSIÈRE B. 1999. Effet du gonflement par les minéraux secondaires sur la qualité des remblais renfermant des sulfures. *Actes du congrès APGGQ*, Rouyn-Noranda, pp. 55-77.

BENZAAZOUA M., BELEM T., JOLETTE D. 1999a. Investigation de la stabilité chimique et de son impact sur la qualité des remblais miniers cimentés. *Rapport d'activité de recherche IRSST*, R-260, 152p.

BENZAAZOUA M., OUELLET J., SERVANT S., NEWMAN P., VERBURG R. 1999b. Cementitious backfill with high sulfur content: Physical, chemical and mineralogical characterization. *Cement and Concrete Research*, 29: 719–725.

BERNIER, R.L., LI, M.G., MOERMAN, A. 1999. Effects of tailings and binder geochemistry on the physical strength of paste backfill. Sudburry'99, Mining and the environment II. Edited by N. Goldsack, P. Belzile, Yearwood and G. Hall. 3: 1113–1122.

BLIGHT, G.E. 1986. "Pressure exerted by materials stored in silos. Part I: coarse materials". *Géotechnique*, 36(1): 33-46.

BODI, L., HUNT G., LAHNALAMPI T. 1996. Development and shear strength parameters of paste backfill. In Proceedings of the 3rd International Conference on Tailings and Mine Waste'96, Fort Collins, Colorado, 16-19 January. A.A. Balkema, Rotterdam, pp. 169–178.

CAMBIOR INC. 2000. La Mine Doyon. Rapport interne (non publié), 106 pages.

CAMBIOR INC. 2002. La Mine Doyon : Résumé des UCS moyen (remblai en pâte). Rapport interne (non publié), 75 pages.

CORTHÉSY, R., LEITE, M.H., GILL, D.E. 1997. Élaboration d'un modèle de prédiction des contraintes in situ dans le Nord-Ouest québécois. Rapport présenté à l'Institut de Recherche en Santé et en Sécurité du Travail du Québec (IRSST), Rapport R-173.

FRYDMAN, S.E., KEISSAR, I. 1987. *"Earth pressure on retaining walls near rock faces"*. Journal of Geotechnical Engineering Division, 113(6): 586-599.

GOLDER ASSOCIATES 1995. Laboratory evaluation of Doyon mine tailings for suitability as a paste backfill. Part I, Report 951-1909, p. 15.

HARVEY A. 2001. Note de service sur la lecture du senseur TPC installé sur la barricade du chantier 8-1 F34. Rapport interne. Cambior inc., mine Doyon.

HASSANI F. 1999. In situ behaviour of pastefill in bulk mining operation at the Bouchard Hébert mine. Department of Mining and Metallurgical Engineering. McGill University.

HASSANI, F., ARCHIBALD J.H. 1998. *"Mine Backfill"*. CIM, CD-ROM.

HASSANI F., FOTOOGHI K., VUKOVIC N. 1997. Quantitative evaluation of pastefill performance to alleviate rockburst. Final report. Department of Mining and Metallurgical Engineering. McGill University.

HASSANI, F.P., BOIS, D. 1992. Economic and technical feasibility for backfill design in Quebec underground mines. Final report 1/2, Canada-Quebec Mineral Development Agreement, Research and Development in Quebec Mines. Contract No. EADM 1989-1992, File No. 71226002.

IGLESIAS, G.R., EINSTEIN, H.H., WHITMAN, R.V. 1999. *"Determination of vertical loading on underground structures based on an arching evolution concept"*. Geo-Engineering for Underground Facilities, Fernandez, C., Bauer, R. A. (eds.). Geo-Institute of ASCE, pp. 495-506.

JAKY, J. 1948. "Pressure in silos". Proceedings of the 2<sup>nd</sup> International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Balkema, vol.1, pp.103-107.

JARRETT, N.D., BROWN, C.J., MOORE, D.B. 1995. *"Pressure measurements in a rectangular silo"*. Géotechnique, 45(3): 95-104.

KNUTSSON, S. 1981. *"Stresses in the hydraulic backfill from analytical calculations and in-situ measurements"*. Proceedings of the Conference on the Application of Rock Mechanics to Cut and Fill Mining, Stephansson, O., Jones, M.J. (eds.). Institution of Mining and Metallurgy, pp. 261-268.

LABRIE, D., CONLON, B. 1999. Vérification de l'endommagement dû au sautage et son effet sur la déformabilité du massif à la périphérie d'une galerie de ventilation à la mine Francoeur. Rapport LMSM 99-069 (RC), CANMET, Ottawa.

LAMOS, A.W., CLARK, I.H. 1989. The influence of material composition and sample geometry on the strength of cemented backfill. *Innovation in Mining Backfill Technology*. Edited by Hassani et al. eds, A.A. Balkema, Rotterdam, pp. 89-94.

LANDRIAULT D.A., VERBURG, R., CINCILLA, W., WELCH, D. 1997. Paste technology for underground backfill and surface tailings disposal applications. *Short course notes*, Canadian Institute of Mining and Metallurgy, Technical workshop – april 27, 1997, Vancouver, British Columbia, Canada, 120p.

LANDRIAULT, D.A., TENBERGEN, R. 1995. The present state of paste fill in Canadian underground mining. In *Proceedings of the 97th Annual Meeting of the CIM Rock Mechanics and Strata Control Session*, Halifax, Nova Scotia, May 14-18.

LANDRIAULT, D.A. 1995. Paste backfill mix design for Canadian underground hard rock mining. In *Proceedings of the 97th Annual General Meeting of the C.I.M. Rock Mechanics and Strata Control Session*, Halifax, Nova Scotia, May 14-18.

LANDRIAULT, D.A., LIDKEA, W. 1993. Paste fill and high density slurry fill. In *Proceedings of the International Congress on Mine Design*, Queens University, Kingston, Ontario, Canada, August.

LANDRIAULT, D.A. 1992. Paste fill at Inco. In Proceeding of the 5th International Symposium on Mining with backfill, Johannesburg, South Africa, September.

LAWRENCE, C.D. 1992. The influence of binder type on sulfate resistance. *Cement and Concrete Research*, 22: 1047-1058.

LI, L., AUBERTIN, M., SIMON, R., BUSSIÈRE, B., BELEM, T. 2003. Modeling arching effects in narrow backfilled stopes with FLAC. *Proc. 3<sup>rd</sup> International FLAC Symposium*, May 31, 2003, Sudbury, A.A.Balkema, Rotterdam, pp. 211-218.

MARSTON, A. 1930. *"The theory of external loads on closed conduits in the light of latest experiments"*. Bulletin No. 96, Iowa Engineering Experiment Station, Ames, Iowa.

MCCARTHY, D.F. 1988. *"Essentials of Soil Mechanics and Foundations: Basic Geotechnics"*. Prentice Hall.

MITCHELL, R.J. 1992. Centrifuge model studies if fill pressures on temporary bulkheads. *CIM Bulletin* (1992). Vol.85, no.960: 48-54.

MITCHELL, R.J. 1989a. Stability of cemented tailings mine backfill. *In Proceedings of Computer and physical modelling in geotechnical engineering. Edited by Balasubramaniam et al.*, A.A. Balkema, Rotterdam, pp. 501-507.

MITCHELL, R.J. 1989b. Model studies on the stability of confined fills. *Canadian Geotechnical Journal*, 26: 210-216.

- NAYLOR, J., FARMERY, R.A., TENBERGEN, R.A. 1997. Paste backfill at the Macassa mine with flash paste production in a paste production and storage mechanism. In Proceedings of the 29th annual meeting of the Canadian Mineral Processors (division of the CIM), Ottawa, Ontario, 21-23 january, pp. 408-420.
- OUELLET, J., BENZAAZOUA, M., SERVANT, S. 1998a. Mechanical, mineralogical and chemical characterisation of paste backfill. *In* Proceedings of the 4th International Conference on Tailings and Mine Waste, A.A. Balkema, Rotterdam, pp. 139-146.
- OUELLET, J., BIDWELL, T.J., SERVANT, S. 1998b. Physical and mechanical characterisation of paste backfill by laboratory and *in situ* testing. *In* Proceeding in the 6th International Symposium on Mining with Backfill, MINEFILL'98. *Edited by* M. Bloss (Austr. Inst. Min. Metal.), Brisbane, Australia, pp. 249-253.
- PETROLITO, J., ANDERSON, R.M., PIGDON, S.P. 1998. The strength of backfills stabilised with calcined gypsum. *in* Minefill'98. Proceedings of the 6th International Symposium on Mining with Backfill. *Edited by* M. Bloss (Austr. Inst. Min. Metal.), Brisbane, Australia, pp. 83-85.
- RICHARDS, J.C. 1966. "The Storage and Recovery of Particulate Solids". Institution of Chemical Engineers, London.
- REGOURD, M., HORNAIN, H., LEVY, P., MORTUREUX, B. 1980. Résistance du béton aux attaques physico-chimiques" *C.E.R.I.L.H.*, France, V II : 104-109.

REVELL, M. 2000. Cannington backfill taking the pig out of paste. Paste Technology Seminar, April 2000, Perth, Australia : 1–12.

ROCSCIENCE 2002. *"Phase2: 2D finite element program for calculating stresses and estimating support around underground excavations"*. Toronto, Canada.

ROCTEST. [En ligne]. <http://www.roctest.com/fr/index.html>. (Page consultée le 6 novembre 2003)

SIMON, R. 2002, Étude de l'effet du sautage adouci sur la fracturation des parois d'une excavation souterraine. Rapport présenté à l'Institut de Recherche en Santé et en Sécurité du Travail du Québec (IRSST), Rapport R-310

SPANGLER, M.G. 1926. *"Preliminary experiments on the supporting strength of culvert pipes in an actual embankment"*. Iowa Eng. Exp. Sta. Bul. 76, 1926.

SPANGLER, M.G., HANDY, R.L. 1984. *Soil Engineering*. Harper and Row.

STONE, D.M.R. 1993. The optimization of mix designs for cemented rockfill. In Minefill'93. *Proceedings of 5<sup>th</sup> International Symposium on Mining with Backfill. Johannesburg, SAIMM*, pp. 249–253.

STRÖMBERG, B. 1997. Weathering Kinetics of Sulphidic Mining Waste: an Assessment of Geochemical Process in the Aitik Mining Waste Rock Deposits. *AFR-*

*Report* 159, Department of Chemistry, Inorganic Chemistry, Royal Institute of Technology, Stockholm, Sweden.

TAKE, W.A., VALSANGKAR, A.J. 2001. *"Earth pressures on unyielding retaining walls of narrow backfill width"*. Canadian Geotechnical Journal, 38: 1220-1230.

TERZAGHI, K. 1943. Theoretical soil mechanics. John Wiley & Sons, New York.

VILES, R.F., DAVIS, R.T.H., BOILY, M.S. 1989. New material technologies applied in mining with backfill. In *Innovation in Mining Backfill Technology*. Edited by F. Hassani et al., A.A. Balkema, Rotterdam, pp. 95-101.

VÉZINA, F. 2000. Mesure de pressions sur la barricade du 5913-2. Note de service. Aur Ressources, mine Louvicourt, non publiée.

## BIBLIOGRAPHIE

- BELEM T., BENZAAZOUA, M. 2003. Utilisation du remblai en pâte comme support de terrain. Partie I : de sa fabrication à sa mise en place sous terre. *Après-mines 2003, "Impacts et gestion des risques: besoins et acquis de la recherche"*. 5-7 février 2003, Nancy. GISOS, CD-ROM.
- BELEM T., BENZAAZOUA, M., BUSSIÈRE B. 2000. Mechanical Behaviour of Cimented Paste Backfill. In Proc. 53<sup>th</sup> Canadian Geotech. Conf. Montréal. Vol (1). Pp 373-380.
- NATIONAL CLAY PIPE INSTITUTE. «Clay Pipe Engineering Manual. Chapter 4: Rigid conduits, underground». [En ligne]. [http://www.ncpi.org/EngineeringManual/eng\\_manual04.htm](http://www.ncpi.org/EngineeringManual/eng_manual04.htm). (Page consultée le 21 novembre 2002).
- HOEK, E., BROWN E.T. 1980. «Underground excavations in rock». *Institution of Mining and Metallurgy*. London. 527 p.
- LANDRIAULT, D., BROWN, R., COUNTER, D. 2000. «Paste backfill study for deep mining at Kidd Creek». *Technical paper. Canadian Institute of Mining Bulletin*. Vol 93, no 1036. 6 p.
- LI, L., AUBERTIN, M. 2000. «Un critère de rupture multiaxial pour les roches avec une anisotropie planaire». *Proc. 53 rd Can. Geotech. Conf.*, Montreal, pp. 357-364.
- MAZINDRANI, Z.H., GANJALI, M.H. 1997. Lateral Earth Pressure Problem of Cohesive Backfill with Inclined Surface. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, February 1997. Vol 123:110-112.

MITCHELL, R., OLSEN R., SMITH, J. 1981. «Model studies on cemented tailings used in mine backfill». *Canadian Geotech. J.*, 19, 14-28.

«MINEFILL 2001: Proceedings of the 7<sup>th</sup> International symposium on mining with bacfill». Stone, (ed.), *Society for Mining, Metallurgy, and Exploration, Inc. Littleton. 421 p.*

RICHMOND, O., GARDNER, G.C. 1962. Limiting spans for arching of bulk materials in vertical channels. *Chemical Engineering Science*. Pergamon Press., London, Vol 17, 1071-1078.