

TABLE DES MATIÈRES

RÉSUMÉ	iii
LISTE DES TABLEAUX	vii
LISTE DES FIGURES	viii
REMERCIEMENTS	xii
CHAPITRE 1 - INTRODUCTION	1
1.1. PROBLÉMATIQUE	1
1.2. DESCRIPTION DU PROJET ET OBJECTIFS	3
1.2.1. OBJECTIFS.....	6
1.3. MÉTHODOLOGIE.....	6
1.3.1. DÉTERMINER LES PARAMÈTRES GÉOMÉCANIQUES DU MASSIF ROCHEUX	7
1.3.2. DÉTERMINER LE CHAMP DE CONTRAINTES NATUREL PRÉSENT DANS LE MASSIF	8
1.3.3. ÉVALUER LA STABILITÉ DES CHANTIERS PAR LA MODÉLISATION NUMÉRIQUE	8
1.4. APERÇU DES CHAPITRES SUIVANTS	9
CHAPITRE 2 - REVUE DE LITTÉRATURE.....	10
2.1. ANALYSE DES DISCONTINUITÉS	12
2.2. ESSAIS MÉCANIQUES	13
2.2.1. RÉSISTANCE À LA COMPRESSION UNIAXIALE.....	13
2.2.2. RÉSISTANCE À LA COMPRESSION TRIAXIALE.....	14
2.2.3. RÉSISTANCE EN TENSION	18
2.2.4. PROPRIÉTÉS ÉLASTIQUES	19
2.2.5. RÉSISTANCE AU CISAILLEMENT	19
2.3. SYSTÈMES DE CLASSIFICATION DU MASSIF ROCHEUX	20
2.3.1. CLASSIFICATION RQD	21
2.3.2. INDICE RMR	21
2.3.3. CLASSIFICATION NGI.....	22
2.3.4. PARAMÈTRE GSI	22
2.4. PARAMÈTRES GÉOMÉCANIQUES DU MASSIF ROCHEUX	24
2.4.1. CRITÈRE DE RUPTURE DE HOEK & BROWN.....	25
2.4.2. CRITÈRE DE RUPTURE DE MOHR-COULOMB	27

2.5. CONTRAINTES EN PLACE	28
2.5.1. CONTRAINTES NATURELLES	28
2.5.2. CONTRAINTES INDUITES.....	35
2.6. REMBLAI MINIER	37
2.7. MODÉLISATION NUMÉRIQUE.....	37
CHAPITRE 3 - CONTEXTE GÉOLOGIQUE DE LA MINE NIOBEC	40
3.1. DESCRIPTION DU MASSIF ROCHEUX	40
3.2. MINÉRALOGIE DE BASE ET LITHOLOGIES DE LA MINE.....	43
CHAPITRE 4 - CARACTÉRISATION ET DÉTERMINATION DES PARAMÈTRES GÉOMÉCANIQUES DU MASSIF ROCHEUX.....	47
4.1. REVUE DES ESSAIS EFFECTUÉS ET DES RÉSULTATS OBTENUS.....	47
4.2. PROPRIÉTÉS MÉCANIQUES DE LA ROCHE INTACTE.....	49
4.3. DISCONTINUITÉS ET RÉSEAU DE FRACTURES	59
4.4. CLASSIFICATION DU MASSIF ROCHEUX.....	63
4.5. PARAMÈTRES GÉOMÉCANIQUES DU MASSIF ROCHEUX	66
4.6. PROPRIÉTÉS MÉCANIQUES DU REMBLAI	67
4.7. DISCUSSION SUR LES PARAMÈTRES GÉOMÉCANIQUES DU MASSIF ROCHEUX.....	73
CHAPITRE 5 - CARACTÉRISATION DES PRESSIONS DE TERRAIN À L'INTÉRIEUR DU MASSIF ROCHEUX.....	75
5.1. REVUE DES CAMPAGNES DE MESURE EFFECTUÉES.....	75
5.2. ANALYSE ET INTERPRÉTATION DES RÉSULTATS.....	75
5.3. DISCUSSION SUR LES PRESSIONS DE TERRAIN À LA MINE NIOBEC	86
CHAPITRE 6 - ANALYSE DE LA STABILITÉ DES CHANTIERS DE LA MINE NIOBEC PAR LA MODÉLISATION NUMÉRIQUE	88
6.1. CHOIX DU LOGICIEL DE MODÉLISATION.....	88
6.2. CONSTRUCTION DU MODÈLE	92
6.2.1. GÉOMÉTRIE.....	92
6.2.2. PARAMÈTRES DE SIMULATION	95
6.2.3. CONTRAINTES ET CONDITIONS FRONTIÈRES.....	99
6.3. CRITÈRES DE RUPTURE À VÉRIFIER	101
6.4. ÉVALUATION DE LA STABILITÉ.....	103

6.4.1. ANALYSE POUR LES CHANTIERS DU BLOC # IV	105
6.4.2. ANALYSE POUR LES CHANTIERS DES BLOCS # V ET VI	116
6.4.3. ANALYSE POUR LES CHANTIERS DU BLOC # VII	133
6.5. DISCUSSION SUR LES SIMULATIONS NUMÉRIQUES	144
CHAPITRE 7 - DISCUSSION	147
CHAPITRE 8 - CONCLUSION.....	154
LISTE DE RÉFÉRENCES.....	156
ANNEXE A - REVUE DES CAMPAGNES D'ESSAIS EN LABORATOIRE MENÉES PAR D'AUTRES AUTEURS POUR DÉTERMINER LES PROPRIÉTÉS MÉCANIQUES DE LA ROCHE.....	163
A.1. CAMPAGNE D'ESSAIS MÉCANIQUES RÉALISÉE PAR BÉTOURNAY (1986)	164
A.2. CAMPAGNE D'ESSAIS MÉCANIQUES RÉALISÉE PAR LABRIE (1987)	165
A.3. CAMPAGNE D'ESSAIS MÉCANIQUES RÉALISÉE PAR LABRIE (1997)	167
A.4. CAMPAGNE D'ESSAIS MÉCANIQUES RÉALISÉE PAR DESBIENS (1997)	169
A.5. CAMPAGNE D'ESSAIS MÉCANIQUES RÉALISÉE PAR CORTHÉSY (2000a).....	173
A.6. CAMPAGNE D'ESSAIS MÉCANIQUES RÉALISÉE PAR LABRIE ET CONLON (2005)	174
A.7. CAMPAGNE D'ESSAIS MÉCANIQUES RÉALISÉE PAR LAJOIE (2010)	175
A.8. CAMPAGNE D'ESSAIS MÉCANIQUES RÉALISÉE PAR GRENON (2013)	179
ANNEXE B - PROPRIÉTÉS ÉLASTIQUES DES ÉCHANTILLONS TESTÉS PAR DESBIENS (1997).....	181
ANNEXE C - ENVELOPPES DE RUPTURE DES CRITÈRES DE MOHR-COULOMB ET DE HOEK & BROWN POUR CHACUNE DES LITHOLOGIES IDENTIFIÉES	191
ANNEXE D - RÉSULTATS DES ESSAIS EFFECTUÉS SUR LES ÉPROUVETTES DE REMBLAI MINIER	199
ANNEXE E - REVUE DES CAMPAGNES DE MESURE MENÉES POUR CARACTÉRISER LES PRESSIONS DE TERRAIN À L'INTÉRIEUR DU MASSIF ROCHEUX	221
E.1. ÉTUDE RÉALISÉE PAR B. ARJANG DE CANMET EN 1986 (GOLDER, 2012b).....	222
E.2. ÉTUDE RÉALISÉE PAR L'ÉCOLE POLYTECHNIQUE (2000)	224
E.3. ÉTUDES RÉALISÉES PAR L'ÉCOLE POLYTECHNIQUE (2013).....	225
E.4. REVUE DES PRESSIONS DE TERRAIN PAR LAJOIE (2010)	229
E.5. REVUE DES MESURES DU CHAMP DE CONTRAINTES PAR GOLDER (2012)	230
E.6. REVUE DES CONTRAINTES <i>IN SITU</i> MESURÉES À LA MINE PAR ITASCA (2014).....	232

LISTE DES TABLEAUX

TABLEAU 1 : CODES DES LITHOLOGIES EN VIGUEUR.....	46
TABLEAU 2 : COMPILATION DES ESSAIS RÉALISÉS POUR DÉTERMINER LES PROPRIÉTÉS MÉCANIQUES DE LA ROCHE DU MASSIF	48
TABLEAU 3 : MODULES DE YOUNG ET COEFFICIENTS DE POISSON MOYENS POUR CHACUNE DES LITHOLOGIES	50
TABLEAU 4 : RÉSISTANCES MOYENNES EN COMPRESSION ET EN TENSION POUR CHACUNE DES LITHOLOGIES	51
TABLEAU 5 : RÉSISTANCES EN COMPRESSION UNIAXIALE ET EN TENSION DE LA CARBONATITE ET DE LA SYÉNITE	53
TABLEAU 6 : PROPRIÉTÉS ÉLASTIQUES DE LA CARBONATITE ET DE LA SYÉNITE	53
TABLEAU 7 : PARAMÈTRES DES CRITÈRES DE RUPTURE POUR CHACUNE DES LITHOLOGIES	55
TABLEAU 8 : PARAMÈTRES DES CRITÈRES DE RUPTURE DE LA CARBONATITE ET DE LA SYÉNITE	56
TABLEAU 9 : VALEURS MOYENNES DES PROPRIÉTÉS MÉCANIQUES DE LA ROCHE INTACTE DE LA MINE NIOBEC	58
TABLEAU 10 : ORIENTATION DES FAMILLES DE LA ZONE NORD [LAJOIE, 2010]	61
TABLEAU 11 : ORIENTATION DES FAMILLES DE LA ZONE SUD [LAJOIE, 2010]	61
TABLEAU 12 : ORIENTATION DES FAMILLES DE JOINTS IDENTIFIÉES PAR GOLDER (2012c)	62
TABLEAU 13 : PARAMÈTRES GÉOMÉCANIQUES DU MASSIF ROCHEUX	67
TABLEAU 14 : DESCRIPTION DES ÉPROUVETTES DE REMBLAI PRÉPARÉES POUR LES ESSAIS MÉCANIQUES À RÉALISER	68
TABLEAU 15 : RÉSULTATS DES ESSAIS DE RÉSISTANCE À LA COMPRESSION UNIAXIALE	69
TABLEAU 16 : RÉSULTATS DES ESSAIS DE RÉSISTANCE À LA COMPRESSION TRIAXIALE	69
TABLEAU 17 : RÉSULTATS DES ESSAIS DE RÉSISTANCE EN TENSION INDIRECTE	70
TABLEAU 18 : RÉSISTANCES MOYENNES EN COMPRESSION UNIAXIALE ET EN TENSION ET MODULES DE YOUNG MOYENS DES ÉPROUVETTES DE REMBLAI	71
TABLEAU 19 : PARAMÈTRES DES CRITÈRES DE RUPTURE DE MOHR-COULOMB ET DE HOEK & BROWN	72
TABLEAU 20 : RÉSISTANCES EN COMPRESSION UNIAXIALE DES ÉPROUVETTES DE REMBLAI TESTÉES PAR NIOBEC	73
TABLEAU 21 : COMPOSANTES DES TENSEURS DE CONTRAINTES SELON LE RÉFÉRENTIEL NEV	78
TABLEAU 22 : AMPLITUDE ET ORIENTATION DES CONTRAINTES PRINCIPALES EN CONSIDÉRANT UNE PLONGÉE POSITIVE VERS LE BAS	78
TABLEAU 23 : COMPARAISON ENTRE LES CONTRAINTES VERTICALES MESURÉES ET CELLES CALCULÉES À PARTIR DU POIDS VOLUMIQUE MOYEN DE LA ROCHE	79
TABLEAU 24 : AMPLITUDES DES CONTRAINTES PRINCIPALES ET VERTICALES	83
TABLEAU 25 : LIMITES DES DOMAINES DE CALCUL DE CHACUN DES BLOCS MINIERS	95
TABLEAU 26 : PARAMÈTRES GÉOMÉCANIQUES DU MASSIF ROCHEUX	98
TABLEAU 27 : PARAMÈTRES MÉCANIQUES DU REMBLAI MINIER	98
TABLEAU 28 : CONTRAINTES APPLIQUÉES	100

LISTE DES FIGURES

FIGURE 1 : MÉTHODE PAR CHANTIERS OUVERTS	2
FIGURE 2 : MÉTHODE PAR LONGS TROUS ET CHARGES CONCENTRÉES (VCR) (a) CHANTIERS PRIMAIRES ET (b) SECONDAIRES [HAMRIN, 2001]	4
FIGURE 3 : VUE SCHÉMATIQUE EN SECTION.....	5
FIGURE 4 : VUE SCHÉMATIQUE EN PERSPECTIVE [G. ALAUZET-BROUARD, COMMUNICATION PERSONNELLE, 2015]	5
FIGURE 5 : ORGANIGRAMME DE LA MÉTHODOLOGIE	7
FIGURE 6 : COMPORTEMENT DU MASSIF ROCHEUX AUTOUR D'UNE EXCAVATION [KAISER ET AL., 2000]	11
FIGURE 7 : COMPARAISON DES ENVELOPPES DE RUPTURE DES CRITÈRES [EBERHARDT, 2012]	15
FIGURE 8 : ESTIMATION DU GSI À PARTIR DES CARACTÉRISTIQUES DE LA MASSE ROCHEUSE [MARINOS & HOEK, 2000]	23
FIGURE 9 : EFFET D'ÉCHELLE [HOEK, 2000]	25
FIGURE 10 : CONTRAINTE VERTICALE (a) ET RATIO (k) ENTRE LA CONTRAINTE HORIZONTALE MOYENNE ET LA CONTRAINTE VERTICALE (b) EN FONCTION DE LA PROFONDEUR [BROWN & HOEK, 1978]	31
FIGURE 11 : COEFFICIENT DE PRESSION DES TERRES EN CONSIDÉRANT σ_{HMOY} (a) ET EN CONSIDÉRANT σ_{Hmax} ET σ_{Hmin} (b) [HERGET, 1987]	33
FIGURE 12 : PRINCIPAUX EFFETS LIÉS À LA RÉALISATION D'UNE EXCAVATION [CHARETTE ET HADJIGEORGIOU, 2009]	36
FIGURE 13 : GÉOLOGIE DE LA RÉGION DU SAGUENAY–LAC-SAINT-JEAN.....	41
FIGURE 14 : VUE EN PLAN ET EN COUPE DU COMPLEXE ALCALIN DE SAINT-HONORÉ.....	42
FIGURE 15 : ÉCHELLE POUR ESTIMER LA QUANTITÉ DE MINÉRAUX	44
FIGURE 16 : CLÉ D'IDENTIFICATION DES LITHOLOGIES PRINCIPALES DANS LA MINE	45
FIGURE 17 : DISTRIBUTION DES RÉSULTATS EN FONCTION DE LA PROFONDEUR POUR LA RÉSISTANCE (a) EN COMPRESSION ET (b) EN TENSION	49
FIGURE 18 : DISTRIBUTION DES RÉSULTATS EN FONCTION DE LA PROFONDEUR POUR (a) LE MODULE DE YOUNG ET (b) LE COEFFICIENT DE POISSON.....	50
FIGURE 19 : RÉSULTATS DES ESSAIS DE RÉSISTANCE (a) À LA COMPRESSION UNIAXIALE ET (b) EN TENSION	52
FIGURE 20 : DIAGRAMMES POUR LES ESSAIS DE DÉFORMABILITÉ : MODULE DE YOUNG (a) ET (b) COEFFICIENT DE POISSON	53
FIGURE 21 : ENVELOPPES DE RUPTURE DES CRITÈRES DE MOHR-COULOMB ET DE HOEK & BROWN POUR (a) LA CARBONATITE ET (b) LA SYÉNITE.....	56
FIGURE 22 : ENVELOPPES DE RUPTURE DES CRITÈRES DE MOHR-COULOMB ET DE HOEK & BROWN POUR LA CARBONATITE ET LA SYÉNITE	57
FIGURE 23 : STÉRÉOGRAMME ENTRE LES NIVEAUX 350 ET 442 MÈTRES DE LA ZONE NORD [LAJOIE, 2010].....	60
FIGURE 24 : STÉRÉOGRAMME ENTRE LES NIVEAUX 350 ET 442 MÈTRES DE LA ZONE SUD [LAJOIE, 2010]	61
FIGURE 25 : CALCUL DU NGI	64
FIGURE 26 : CALCUL DU RMR_{89}	65
FIGURE 27 : CALCUL DU GSI	66
FIGURE 28 : ENVELOPPES DE RUPTURE POUR LE CRITÈRE DE HOEK & BROWN	67
FIGURE 29 : ENVELOPPES DE RUPTURE DES CRITÈRES DE MOHR-COULOMB ET DE HOEK & BROWN	72

FIGURE 30 : COMPOSANTES DES TENSEURS DE CONTRAINTES (a) ET CONTRAINTES PRINCIPALES (b) EN FONCTION DE LA PROFONDEUR.....	80
FIGURE 31 : COEFFICIENTS K SELON (a) WINDSOR (2003, CITÉ DANS BRADY & BROWN, 2006) ET (b) ARJANG & HERGET (1997).....	80
FIGURE 32 : CONTRAINTES PRINCIPALES MAJEURES (a) ET INTERMÉDIAIRES (b) DANS LE BOUCLIER CANADIEN MODIFIÉE DE ARJANG & HERGET (1990, TIRÉE DE MARTIN ET AL., 2003).....	81
FIGURE 33 : CONTRAINTES PRINCIPALES MAJEURES (a) ET MINEURES (b) DANS LE BOUCLIER CANADIEN MODIFIÉE DE MALONEY & KAISER (2006).....	82
FIGURE 34 : ORIENTATIONS DES CONTRAINTES PRINCIPALES MESURÉES AUX NIVEAUX (a) 305 m, (b) 442 m, (c) 640 m ET (d) 732 m.....	84
FIGURE 35 : COURBES DE TENDANCE (a) ET AMPLITUDE DES CONTRAINTES HORIZONTALES EN FONCTION DE LA PROFONDEUR (b).....	86
FIGURE 36 : VUE SCHÉMATIQUE EN PERSPECTIVE [G. ALAUZET-BROUARD, COMMUNICATION PERSONNELLE, 2016].....	93
FIGURE 37 : VUE SCHÉMATIQUE EN SECTION.....	95
FIGURE 38 : AJUSTEMENT DU CRITÈRE DE MOHR-COULOMB AU CRITÈRE DE HOEK & BROWN [TOUITOU, 2002].....	97
FIGURE 39 : CONTRAINTES INITIALES VERTICALES (a) ET HORIZONTALES (b) DANS LE BLOC MINIER IV.....	101
FIGURE 40 : VUE EN COUPE DES CHANTIERS PRIMAIRES EXCAVÉS DU BLOC # IV – σ_1 (a) et σ_3 (b).....	106
FIGURE 41 : VUE EN COUPE DES CHANTIERS PRIMAIRES EXCAVÉS DU BLOC # IV – CONTRAINTES DIFFÉRENTIELLES.....	107
FIGURE 42 : VUE EN COUPE DES CHANTIERS PRIMAIRES EXCAVÉS DU BLOC # IV – CONTRAINTES EN TENSION.....	108
FIGURE 43 : VUE EN COUPE DES CHANTIERS PRIMAIRES REMBLAYÉS DU BLOC # IV – σ_1 (a) et σ_3 (b).....	110
FIGURE 44 : VUE EN COUPE DES CHANTIERS PRIMAIRES REMBLAYÉS DU BLOC # IV – CONTRAINTES DIFFÉRENTIELLES.....	111
FIGURE 45 : VUE EN COUPE DES CHANTIERS PRIMAIRES REMBLAYÉS DU BLOC # IV – CONTRAINTES EN TENSION.....	112
FIGURE 46 : VUE EN COUPE DES CHANTIERS SECONDAIRES EXCAVÉS DU BLOC # IV – σ_1 (a) et σ_3 (b).....	113
FIGURE 47 : VUE EN COUPE DES CHANTIERS SECONDAIRES EXCAVÉS DU BLOC # IV – CONTRAINTES DIFFÉRENTIELLES.....	114
FIGURE 48 : VUE EN COUPE DES CHANTIERS SECONDAIRES EXCAVÉS DU BLOC # IV – CONTRAINTES EN TENSION.....	115
FIGURE 49 : VUE EN COUPE DES CHANTIERS PRIMAIRES EXCAVÉS DU BLOC # VI – σ_1 (a) et σ_3 (b).....	117
FIGURE 50 : VUE EN COUPE DES CHANTIERS PRIMAIRES EXCAVÉS DU BLOC # VI – CONTRAINTES DIFFÉRENTIELLES.....	118
FIGURE 51 : VUE EN COUPE DES CHANTIERS PRIMAIRES EXCAVÉS DU BLOC # VI – CONTRAINTES EN TENSION.....	119
FIGURE 52 : VUE EN COUPE DES CHANTIERS PRIMAIRES EXCAVÉS DES BLOCS # V ET VI – σ_1 (a) et σ_3 (b).....	120
FIGURE 53 : VUE EN COUPE DES CHANTIERS PRIMAIRES EXCAVÉS DES BLOCS # V ET VI – CONTRAINTES DIFFÉRENTIELLES.....	121
FIGURE 54 : VUE EN COUPE DES CHANTIERS PRIMAIRES EXCAVÉS DES BLOCS # V ET VI – CONTRAINTES EN TENSION.....	122
FIGURE 55 : VUE EN COUPE DES CHANTIERS PRIMAIRES REMBLAYÉS DES BLOCS # V ET VI – σ_1 (a) et σ_3 (b).....	123
FIGURE 56 : VUE EN COUPE DES CHANTIERS PRIMAIRES REMBLAYÉS DES BLOCS # V ET VI – CONTRAINTES DIFFÉRENTIELLES.....	124
FIGURE 57 : VUE EN COUPE DES CHANTIERS PRIMAIRES REMBLAYÉS DES BLOCS # V ET VI – CONTRAINTES EN TENSION.....	125
FIGURE 58 : VUE EN COUPE DES CHANTIERS SECONDAIRES EXCAVÉS DU BLOC # VI – σ_1 (a) et σ_3 (b).....	127
FIGURE 59 : VUE EN COUPE DES CHANTIERS SECONDAIRES EXCAVÉS DU BLOC # VI – CONTRAINTES DIFFÉRENTIELLES.....	128
FIGURE 60 : VUE EN COUPE DES CHANTIERS SECONDAIRES EXCAVÉS DU BLOC # VI – CONTRAINTES EN TENSION.....	129
FIGURE 61 : VUE EN COUPE DES CHANTIERS SECONDAIRES EXCAVÉS DES BLOCS # V ET VI – σ_1 (a) et σ_3 (b).....	130

FIGURE 62 : VUE EN COUPE DES CHANTIERS SECONDAIRES EXCAVÉS DES BLOCS # V ET VI – CONTRAINTES DIFFÉRENTIELLES.....	131
FIGURE 63 : VUE EN COUPE DES CHANTIERS SECONDAIRES EXCAVÉS DES BLOCS # V ET VI – CONTRAINTES EN TENSION	132
FIGURE 64 : VUE EN COUPE DES CHANTIERS PRIMAIRES EXCAVÉS DU BLOC # VII – σ_1 (a) et σ_3 (b).....	134
FIGURE 65 : VUE EN COUPE DES CHANTIERS PRIMAIRES EXCAVÉS DU BLOC # VII – CONTRAINTES DIFFÉRENTIELLES	135
FIGURE 66 : VUE EN COUPE DES CHANTIERS PRIMAIRES EXCAVÉS DU BLOC # VII – CONTRAINTES EN TENSION	136
FIGURE 67 : VUE EN COUPE DES CHANTIERS PRIMAIRES REMBLAYÉS DU BLOC # VII – σ_1 (a) et σ_3 (b).....	138
FIGURE 68 : VUE EN COUPE DES CHANTIERS PRIMAIRES REMBLAYÉS DU BLOC # VII – CONTRAINTES DIFFÉRENTIELLES	139
FIGURE 69 : VUE EN COUPE DES CHANTIERS PRIMAIRES REMBLAYÉS DU BLOC # VII – CONTRAINTES EN TENSION	140
FIGURE 70 : VUE EN COUPE DES CHANTIERS SECONDAIRES EXCAVÉS DU BLOC # VII – σ_1 (a) et σ_3 (b).....	141
FIGURE 71 : VUE EN COUPE DES CHANTIERS SECONDAIRES EXCAVÉS DU BLOC # VII – CONTRAINTES DIFFÉRENTIELLES	142
FIGURE 72 : VUE EN COUPE DES CHANTIERS SECONDAIRES EXCAVÉS DU BLOC # VII – CONTRAINTES EN TENSION	143

À papa, maman, Julien et Charles

REMERCIEMENTS

Il me fait plaisir d'écrire ces quelques lignes pour vous remercier M. Saeidi et M. Rouleau de m'avoir encouragée à poursuivre mes études à la maîtrise et de m'avoir fait confiance pour mener à terme ce projet de recherche. Je me sens privilégiée d'avoir été votre étudiante. Vous m'avez toujours amenée à me dépasser et vous avez su m'encourager tout au long de cet ambitieux projet. Vous m'avez offert une occasion de travailler avec des gens compétents sur un projet stimulant qui m'a permis d'acquérir non seulement des connaissances spécifiques en lien avec mon sujet de recherche, mais aussi de développer mon esprit d'analyse. Vous m'avez également proposé de vous assister en tant qu'aide pédagogique dans certains de vos cours. Cela m'a permis de développer mes habiletés de communication verbale et de synthèse. C'était une belle preuve de confiance et c'est un défi que j'ai grandement apprécié relever. Cela m'a aussi permis de mieux connaître Maryse Doucet et David Noël qui ont été deux collègues précieux.

Je tiens également à remercier Gabrielle Alauzet-Brouard, ingénieure responsable en contrôle de terrain et forage - dynamitage, pour son temps et ses conseils ainsi que le personnel de la mine Niobec qui m'a toujours réservé un accueil chaleureux. Ils m'ont ouvert les portes de leur monde et m'ont permis de participer à un projet innovant et favorable à l'avancement socio-économique de la région.

J'aimerais aussi adresser un merci spécial à Marie-Amélie Boucher dont la passion pour la recherche est communicative et déteint sur ses disciples. Je souhaite aussi inclure les membres du groupe de recherche R2eau dans ces remerciements pour les occasions d'échanges hebdomadaires amicales et constructives.

De plus, j'aimerais souligner l'importance du rôle que mes parents et mon frère ont joué dans ma réussite. Sans leur soutien et leurs conseils, souvent utiles, je n'aurais pu arriver là où je suis et tout ce que je pourrai écrire ici ne sera jamais assez pour marquer leur contribution à faire de moi la personne que je suis aujourd'hui. Merci. Merci également aux amis, ils se reconnaîtront, qui ont été là depuis le début de cette aventure ainsi qu'à ceux qui se sont ajoutés en cours de route. Mon parcours au deuxième cycle m'a ouvert de larges horizons dans le domaine de l'ingénierie et j'en suis très heureuse.

Clicours.COM

CHAPITRE 1

INTRODUCTION

L'exploitation de mines souterraines est souvent plus coûteuse que celle de mines à ciel ouvert en raison des difficultés liées à l'extraction du minerai à de grandes profondeurs et des risques plus élevés en matière de santé et de sécurité au travail que présente ce type d'exploitation. Les effets d'une excavation dans un massif rocheux sont complexes et dépendent de plusieurs facteurs. Une mauvaise compréhension du comportement du massif rocheux où ont lieu des activités minières pourrait avoir des conséquences graves sur celles-ci et c'est pourquoi une bonne connaissance des propriétés de celui-ci et des contraintes qui y sont en place est essentielle lors du design d'une mine et du choix d'une méthode d'extraction pour garantir la sécurité des travailleurs et assurer la production minière.

1.1. PROBLÉMATIQUE

La mine Niobec exploite un important gisement de niobium situé dans la municipalité de Saint-Honoré dans la région du Saguenay–Lac-Saint-Jean. La découverte du gisement s'est faite en 1967 par la Société Québécoise d'exploitation minière (SOQUEM), tandis que la production du concentré de niobium a débuté en 1976, soit deux ans après le début des travaux de construction de la mine en 1974.

Entre les années 1976 et 1994, le concentré de pyrochlore a été vendu par la mine Niobec principalement sur les marchés européen, américain, japonais et canadien. La production de ferroniobium à partir de 1994, suite à la construction d'une usine de conversion afin de transformer le concentré de pyrochlore en ferroniobium, a permis à la mine de gagner de nouveaux marchés et d'accroître sa production. La mine Niobec produit aujourd'hui entre 8 et 10 % du volume mondial de ferroniobium, ce qui en fait un des trois principaux producteurs.

La demande mondiale en ferroniobium a progressivement augmenté au fil des ans et la mine a dû procéder à des travaux d'expansion afin d'extraire une plus grande quantité de minerai pour pouvoir augmenter sa capacité de production. La découverte de plusieurs lentilles, situées plus en

profondeur dans le gisement, a favorisé le développement de plusieurs chantiers sur différents niveaux.

La mine Niobec est la seule exploitation souterraine de niobium dans le monde. La méthode d'exploitation actuelle consiste à créer des ouvertures dont l'emplacement et la taille sont déterminés par l'étendue de la minéralisation. La dimension usuelle des chantiers ouverts est d'environ 24 mètres de large par 60 mètres de longueur et 90 mètres de hauteur. L'extraction de la carbonatite dans les chantiers se fait par le dynamitage de trous verticaux d'un diamètre de 17 centimètres forés sur toute la hauteur de ceux-ci. Le soutirage du minerai se fait alors à la base du chantier. Il est concassé une première fois sous terre avant d'être hissé à la surface où il le sera une seconde fois avant d'être envoyé à l'usine de concentration. Afin de garantir la stabilité de la mine, des piliers horizontaux et verticaux sont laissés en place entre les différentes ouvertures, ce qui a pour effet de diviser la mine en blocs miniers. La figure 1 illustre bien la méthode d'exploitation par chantiers ouverts actuellement employée par la mine.

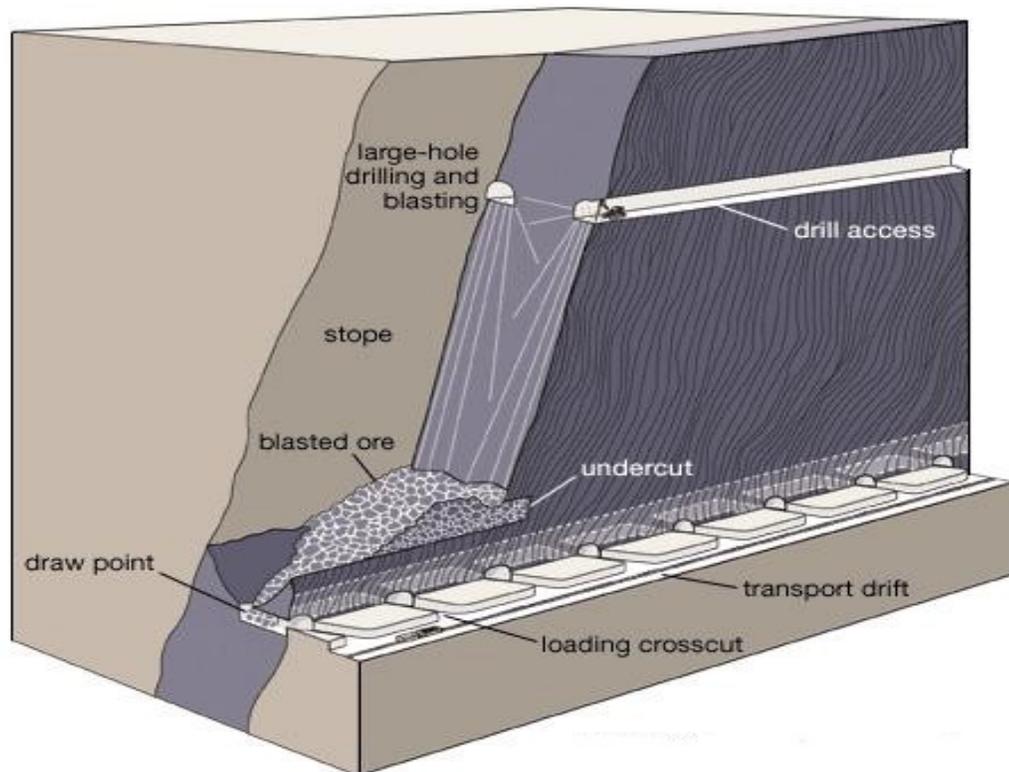


FIGURE 1 : MÉTHODE PAR CHANTIERS OUVERTS¹

¹ <http://www.britannica.com/EBchecked/topic/384099/mining/81268/Underground-mining>

La stabilité des différents ouvrages de la mine est primordiale afin de garantir la sécurité des travailleurs et le bon fonctionnement des opérations pour la poursuite des travaux de minage. Cependant, les activités de minage, qui ont lieu de plus en plus en profondeur, ainsi que l'augmentation de la production, sollicitent de façon importante les différents piliers verticaux et horizontaux, et accentuent les problèmes de stabilité qui peuvent être observés. Des événements sismiques avec coups de terrain sont survenus suite à des sautages de production au cours des dernières années. Des effondrements ont été observés dans des chantiers, notamment au toit de ceux-ci ainsi qu'à des intersections de galeries. Des dommages, en général mineurs, ont aussi été notés dans des galeries actives. Il s'agit de chutes et de projections de roches le long des murs et des piliers ainsi que de ruptures de boulons.

1.2. DESCRIPTION DU PROJET ET OBJECTIFS

Différents projets d'expansion ont permis à la mine d'accroître sa productivité au fil des ans. Afin de répondre à la demande mondiale toujours croissante en ferriobium, Niobec souhaite augmenter encore sa production annuelle de façon à assurer sa compétitivité et sa pérennité. Différentes méthodes de minage peuvent être envisagées afin de poursuivre l'exploitation du gisement qui montre une continuité en profondeur.

Le remblayage des chantiers souterrains avec les rejets d'exploitation contribuerait à la stabilité des ouvertures créées dans le massif rocheux et augmenterait la production en permettant la récupération d'une partie du minerai laissé dans les piliers. Ceci serait également favorable à la réduction des problèmes environnementaux liés au stockage des rejets en surface. La figure 2, qui schématise la méthode d'exploitation par longs trous et charges concentrées (*Vertical Crater Retreat* ou VCR), permet de mieux saisir en quoi consiste le remblayage des ouvertures créées en vue de récupérer une partie du minerai perdu dans les piliers laissés pour assurer la stabilité.

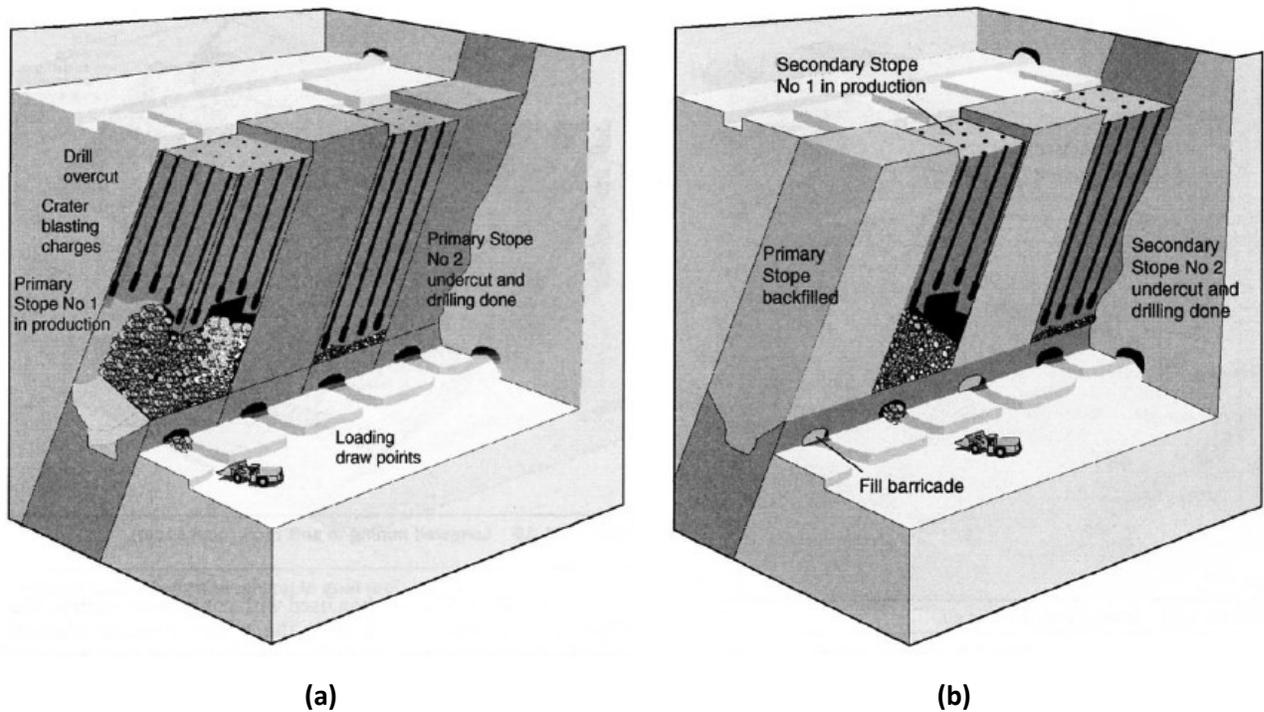


FIGURE 2 : MÉTHODE PAR LONGS TROUS ET CHARGES CONCENTRÉES (VCR) (a) CHANTIERS PRIMAIRES ET (b) SECONDAIRES [HAMRIN, 2001]

Il s'agit en fait de procéder, dans un premier temps, au remblayage des chantiers situés de part et d'autre des piliers verticaux laissés en place afin de venir dans un second temps extraire la carbonatite d'une partie de ces derniers. L'idée est d'assurer la stabilité de la mine en remplissant les ouvertures créées lors des opérations de minage pour venir chercher le centre des piliers verticaux qui contient un important volume de minerai qui ne pourrait pas être récupéré autrement. La largeur actuelle des piliers laissés en place est d'environ 25 mètres. Deux bandes de roc d'une largeur minimale de 5 mètres devront tout de même être laissées en place.

Le présent projet consiste donc à analyser l'effet du remblayage souterrain des chantiers de la mine Niobec sur leur stabilité et à vérifier l'intérêt d'utiliser cette méthode de minage pour poursuivre l'exploitation du gisement. Les analyses seront effectuées premièrement pour les chantiers souterrains des blocs miniers IV, V et VI compris entre les niveaux 488 et 732 mètres (1600 et 2400 pieds) actuellement en exploitation, puis pour les chantiers du futur bloc d'exploitation VII situé sous le niveau 732 mètres (2400 pieds). La figure 3 présente une vue

schématique en section de la mine Niobec tandis que la figure 4 montre une vue en perspective des chantiers exploités.

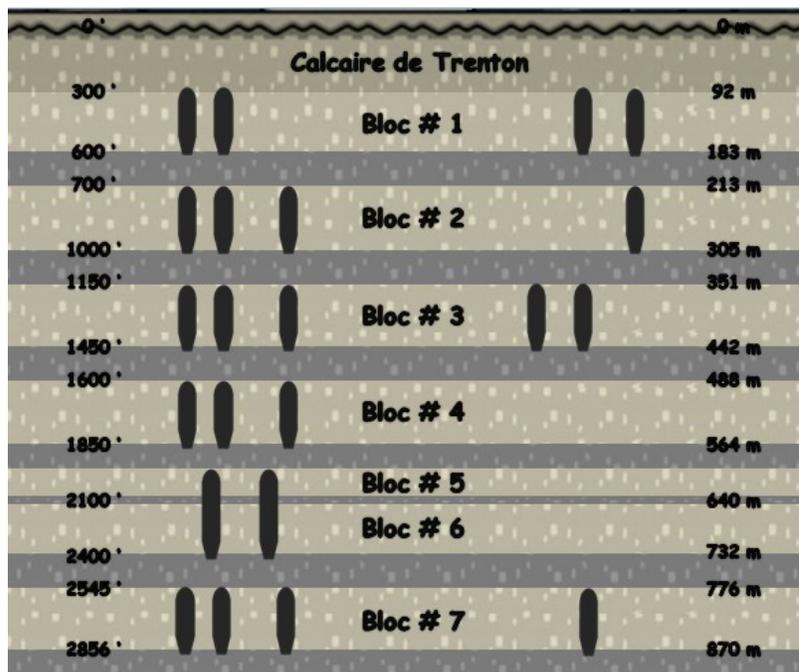


FIGURE 3 : VUE SCHÉMATIQUE EN SECTION

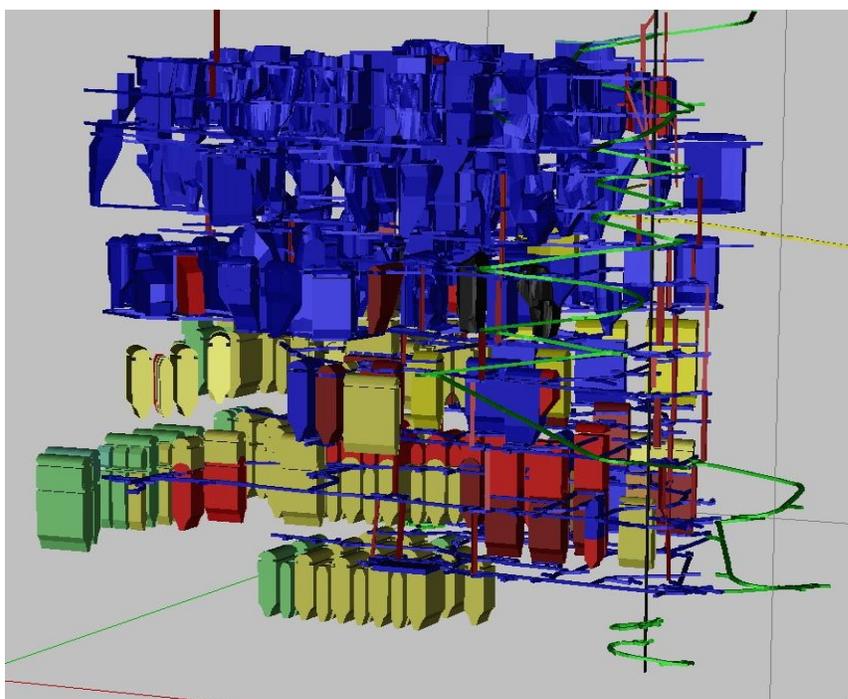


FIGURE 4 : VUE SCHÉMATIQUE EN PERSPECTIVE [G. ALAUZET-BROUARD, COMMUNICATION PERSONNELLE, 2015]

1.2.1. OBJECTIFS

L'objectif principal du présent projet de recherche est de vérifier s'il est possible de récupérer une partie du minerai présent dans les piliers laissés en place pour assurer la stabilité des ouvrages souterrains de la mine sans nuire à celle-ci.

Plus spécifiquement, le projet vise à atteindre les objectifs suivants :

- déterminer les caractéristiques du remblai minier;
- déterminer les propriétés mécaniques de la roche intacte;
- déterminer les caractéristiques structurales des discontinuités;
- classer le massif rocheux;
- déterminer les paramètres géomécaniques du massif rocheux;
- déterminer les contraintes *in situ* à l'intérieur du massif rocheux;
- évaluer la distribution des contraintes induites par la présence des ouvertures créées dans le massif rocheux après les opérations de minage dans les piliers et dans le remblai;
- analyser le comportement des piliers verticaux laissés entre deux chantiers de façon permanente ou temporaire pour assurer la stabilité de la mine;
- analyser l'effet du remblayage des chantiers de la mine sur leur stabilité.

1.3. MÉTHODOLOGIE

Cette section présente brièvement les grandes étapes (figure 5) du projet qui ont permis de déterminer, dans un premier temps, les paramètres à considérer comme données d'entrée pour la modélisation numérique et de vérifier la stabilité de la mine dans un second temps.

Les différentes études réalisées pour caractériser le massif rocheux de la mine Niobec d'un point de vue structural et mécanique ont été passées en revue. La classification du massif a par la suite été effectuée et les paramètres géomécaniques ont été déterminés. Ces derniers constituent les données d'entrée du modèle numérique réalisé à l'aide du logiciel FLAC-2D (Itasca, 2015). Les mesures effectuées pour connaître les contraintes *in situ* à différentes profondeurs dans la mine ont aussi été analysées afin de déterminer l'évolution des contraintes à l'intérieur du massif rocheux. Finalement, l'analyse du comportement des piliers verticaux laissés entre les différentes

ouvertures ainsi que celle de l'effet du remblayage des chantiers de la mine sur leur stabilité a été effectuée.

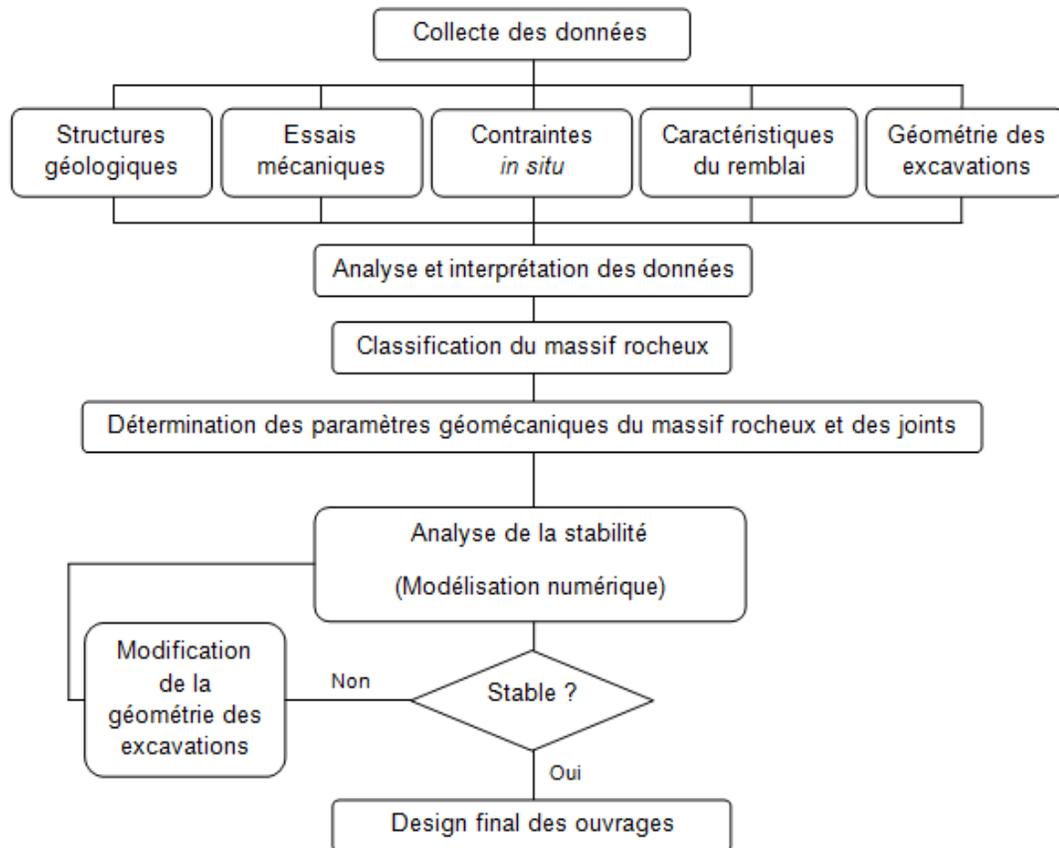


FIGURE 5 : ORGANIGRAMME DE LA MÉTHODOLOGIE

1.3.1. DÉTERMINER LES PARAMÈTRES GÉOMÉCANIQUES DU MASSIF ROCHEUX

Plusieurs essais en laboratoire ont été effectués sur des échantillons préparés à partir de segments de carottes de roche extraites dans plusieurs secteurs de la mine afin de connaître les propriétés mécaniques de la roche intacte du massif. Les résultats des essais qui ont été réalisés jusqu'à présent par Bétournay (1986), Labrie (1987 et 1997), Desbiens (1997), Corthésy (2000a), Labrie et Conlon (2005), Lajoie (2010) et par Grenon (2013) ont été regroupés dans une base de données afin d'en faciliter l'analyse (G. Alauzet-Brouard, communication personnelle, 2015). Les données recueillies ont fait l'objet de plusieurs études autant à l'interne qu'à l'externe. Beaucoup de ces résultats sont regroupés dans le mémoire de maîtrise de Lajoie (2010) ainsi que dans le mémorandum technique présentant la révision des propriétés mécaniques des différentes unités géologiques observées à la mine Niobec réalisée par Golder Associés Ltée (2012a). Les données ont également été révisées par Itasca (2014) au cours de l'étude de faisabilité effectuée par

rapport au projet de poursuivre l'exploitation de la mine à l'aide d'une méthode d'exploitation par blocs foudroyés. C'est à cette occasion d'ailleurs que des essais supplémentaires de résistance en compression uniaxiale et en tension indirecte ont été réalisés par le laboratoire de mécanique des roches de l'Université Laval (LMR)(Grenon, 2013). Plusieurs essais ont également été menés en laboratoire pour déterminer les propriétés mécaniques du remblai minier.

Les données provenant des diverses campagnes de cartographie et de forage effectuées depuis l'ouverture de la mine pour caractériser les discontinuités et la géométrie du réseau de fractures observées dans le massif rocheux encaissant de la mine Niobec ont aussi été étudiées afin de procéder à la classification de celui-ci. Les systèmes de classification employés dans le cadre du présent projet pour décrire la qualité du roc sont la classification RMR, la classification NGI et le paramètre GSI. Les paramètres géomécaniques du massif rocheux ont pu être déterminés par la suite.

1.3.2. DÉTERMINER LE CHAMP DE CONTRAINTES NATUREL PRÉSENT DANS LE MASSIF

Plusieurs campagnes de mesure des contraintes *in situ* ont été réalisées par le laboratoire de CANMET en 1986 (Golder, 2012b) et par le laboratoire de mécanique des roches de l'École Polytechnique en 2000 et en 2013 (Corthésy, 2000b, 2013a et 2013b) afin de déterminer le champ de contraintes naturel présent dans le massif rocheux de la mine Niobec. Les données recueillies ont fait l'objet de plusieurs études. Lajoie (2010) et Golder Associés Ltée (2012b) ont passé en revue les mesures des contraintes *in situ* effectuées à la mine Niobec lors des campagnes réalisées par B. Arjang en 1986 (Golder, 2012b) et par R. Corthésy en 2000 (Corthésy, 2000b) sur les niveaux 305 et 442 mètres (1000 et 1450 pieds). Les données des niveaux 305, 442, 640 et 732 mètres (1000, 1450, 2100 et 2400 pieds) ont également été révisées par Itasca (2014). Les résultats des mesures effectuées ont été regroupés afin d'être étudiés. Ils ont également été comparés à ceux des mesures réalisées ailleurs dans le Bouclier canadien et dans le monde afin de déterminer l'évolution des pressions de terrain à l'intérieur du massif rocheux de la mine.

1.3.3. ÉVALUER LA STABILITÉ DES CHANTIERS PAR LA MODÉLISATION NUMÉRIQUE

Le logiciel FLAC-2D (Fast Lagrangian Analysis of Continua) développé par Itasca (Itasca, 2015) pour résoudre des problèmes de géotechnique, impliquant aussi bien la mécanique des sols que celle des roches, est un logiciel de modélisation numérique bi-dimensionnelle basé sur la méthode

des différences finies explicites. Le logiciel permet de simuler le comportement en deux dimensions de milieux continus soumis à diverses sollicitations. Par conséquent, il est particulièrement bien adapté pour le cas de la mine Niobec puisque les études structurales réalisées au fil des ans ont permis d'établir que le massif rocheux de la mine est densément fracturé (Lajoie, 2010; Golder, 2012c et Itasca, 2014). Ce dernier peut donc être modélisé en le considérant comme étant un milieu homogène équivalent.

1.4. APERÇU DES CHAPITRES SUIVANTS

Afin d'évaluer la stabilité de la mine tout comme l'effet du remblayage des chantiers sur celle-ci de même que la possibilité d'exploiter les chantiers secondaires telle qu'envisagée par Niobec, un modèle numérique a été développé à l'aide du logiciel FLAC-2D (Itasca 2015) pour étudier la distribution des contraintes induites par les opérations de minage dans les piliers et dans le remblai. Les chapitres qui suivent présentent les résultats et les conclusions qui peuvent être tirées des travaux réalisés pour évaluer la stabilité des différents ouvrages de la mine.

Les notions de mécanique des roches pertinentes dans le cadre de l'étude menée et plus particulièrement les travaux réalisés par d'autres auteurs ayant permis de définir le cadre théorique et méthodologique du projet de recherche pour répondre aux questions soulevées sont abordées dans le chapitre 2. Le contexte géologique de la mine Niobec est décrit dans le chapitre 3 alors que les données concernant la géométrie du réseau de fractures, les essais mécaniques effectués sur des échantillons de roche intacte et sur le remblai, et les contraintes mesurées *in situ* sont présentées et traitées dans les chapitres 4 et 5. Les relations proposées dans le chapitre 5 pour décrire l'état initial des contraintes dans le massif et les valeurs déterminées dans le chapitre 4 des paramètres géomécaniques du massif rocheux et du remblai minier sont reprises dans le chapitre 6 qui présente le modèle numérique développé pour évaluer la stabilité des ouvrages de la mine ainsi que les résultats obtenus. Le chapitre 7 propose une discussion relativement aux travaux menés et à la distribution des contraintes induites dans les piliers et dans le remblai. Certaines pistes de recherches futures y sont aussi présentées. Enfin, le chapitre 8 revient quant à lui sur les résultats et les conclusions qui peuvent être tirées des travaux menés dans le cadre de cette étude.

CHAPITRE 2

REVUE DE LITTÉRATURE

La conception d'ouvrages souterrains nécessite de procéder à l'étude du massif rocheux dans lequel la construction est prévue. La nature des différentes discontinuités qui peuvent être présentes dans un massif ainsi que leur orientation à l'intérieur de celui-ci peuvent avoir un impact sur la stabilité d'un ouvrage s'y trouvant. La nature du roc ainsi que sa qualité sont également des paramètres à ne pas négliger dans l'analyse de la stabilité d'un ouvrage souterrain tout comme les contraintes en place et celles induites lors de son excavation.

L'orientation de l'excavation par rapport aux discontinuités présentes et aux contraintes *in situ* peut limiter les problèmes d'instabilité en réduisant le nombre de blocs de roche potentiellement instables ainsi que les effets du champ de contraintes. Les discontinuités observées dans un massif rocheux constituent des plans de faiblesse qui ont pour effet de le diviser en une série de blocs lorsque plusieurs d'entre elles se croisent. Plus la taille des excavations sera grande, plus les risques d'y retrouver des blocs instables seront élevés, puisque les chances de rencontrer des plans de faiblesse dans le massif rocheux seront augmentées. Les excavations peuvent être conçues et orientées de façon à tirer profit de la forme naturellement stable d'un massif rocheux et à minimiser les contraintes induites aux abords de leurs parois ou encore de façon à contrôler la rupture de la roche jusqu'à ce que le massif se stabilise. Également, les problèmes d'instabilité qui peuvent être observés seront limités si l'excavation est localisée dans une couche de roche compétente plutôt que dans une couche de roche de mauvaise qualité. Cependant, dans le cas d'une mine, l'orientation des excavations est en bonne partie déterminée par la forme et l'orientation du gisement à exploiter.

Les mécanismes d'instabilité des excavations sont influencés autant par le degré de fracturation du massif rocheux que par les contraintes induites au voisinage de celles-ci. La figure 6, tirée de Kaiser (2000), montre neuf modes d'instabilité souterraine qui peuvent être observés selon le degré de fracturation du massif rocheux et le niveau de contraintes s'y trouvant.

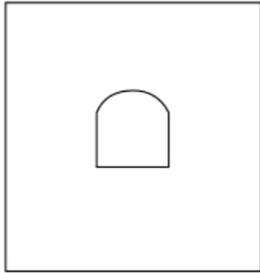
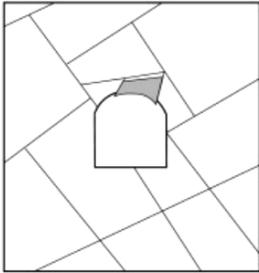
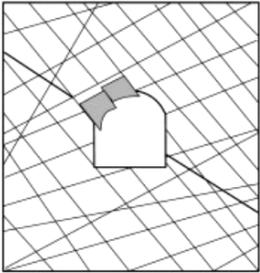
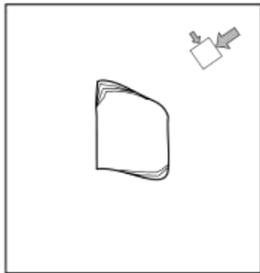
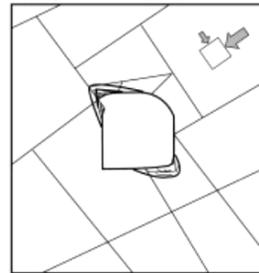
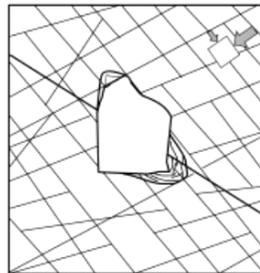
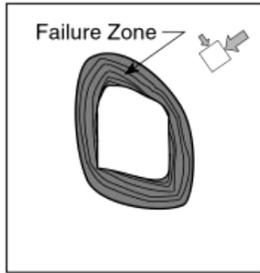
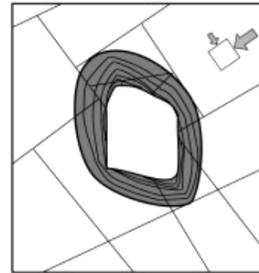
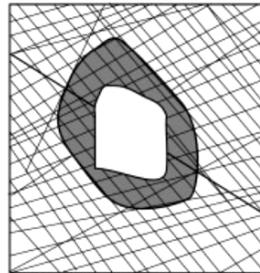
	Massive ($RMR > 75$)	Moderately Fractured ($50 > RMR < 75$)	Highly Fractured ($RMR < 50$)
Low In-Situ Stress ($\sigma_1 / \sigma_c < 0.15$)	 <p>Linear elastic response.</p>	 <p>Falling or sliding of blocks and wedges.</p>	 <p>Unravelling of blocks from the excavation surface.</p>
Intermediate In-Situ Stress ($0.15 > \sigma_1 / \sigma_c < 0.4$)	 <p>Brittle failure adjacent to excavation boundary.</p>	 <p>Localized brittle failure of intact rock and movement of blocks.</p>	 <p>Localized brittle failure of intact rock and unravelling along discontinuities.</p>
High In-Situ Stress ($\sigma_1 / \sigma_c > 0.4$)	 <p>Failure Zone Brittle failure around the excavation .</p>	 <p>Brittle failure of intact rock around the excavation and movement of blocks.</p>	 <p>Squeezing and swelling rocks. Elastic/plastic continuum.</p>

FIGURE 6 : COMPORTEMENT DU MASSIF ROCHEUX AUTOUR D'UNE EXCAVATION [KAISER ET AL., 2000]

« Lorsque les excavations sont creusées dans un massif rocheux dans lequel les contraintes sont faibles à modérées, leur stabilité est surtout contrôlée par le régime structural, caractérisé par la présence de joints ou d'autres plans de faiblesse. [...] Si la matrice rocheuse est très altérée ou fragmentée, le comportement global s'assimile plutôt à de l'écoulement [...]. Lorsque des

excavations sont creusées dans un massif rocheux aux contraintes très élevées, la rupture procède par l'écaillage fragile et la formation de plaques dans le cas d'un massif rocheux avec peu de joints, ou par un comportement beaucoup plus ductile pour un massif rocheux avec beaucoup de joints. La phase finale de rupture survient avec le glissement des blocs le long des discontinuités, entraînant leur effondrement. Cette rupture est souvent accompagnée d'un soulèvement du plancher et d'une convergence majeure des parois. » (Charette et Hadjigeorgiou, 2009). Il est important de mentionner également qu'il n'y a pas de profondeur définie à laquelle les effondrements cessent d'être causés par les structures géologiques (Lajoie, 2010).

Des méthodes de modélisation numérique peuvent être utilisées pour simuler le comportement de la roche autour des excavations et étudier les divers modes d'instabilité et les mécanismes de rupture possibles. Le choix d'une méthode ou d'une autre dépend alors entre autres du degré de fracturation du massif rocheux qui peut être perçu comme étant un assemblage de blocs ou un milieu continu équivalent, du niveau de contraintes en place, des mécanismes de rupture anticipés et des lois de comportement proposées pour approcher le comportement réel du massif.

2.1. ANALYSE DES DISCONTINUITÉS

Des campagnes de cartographie et de forage peuvent être réalisées afin d'obtenir les données nécessaires pour déterminer les propriétés des discontinuités et caractériser la géométrie du réseau de fractures. Les caractéristiques importantes des discontinuités concernent, entre autres, l'orientation des fractures, leur espacement, leur fréquence, leur persistance, leur forme et leur ouverture (Hoek, 2000; Brady & Brown, 2006). La rugosité des surfaces des discontinuités ainsi que le profil des parois et leur degré d'altération sont également des paramètres importants à noter. L'espacement entre deux discontinuités adjacentes est déterminé en mesurant la distance sur une traverse qui sépare les deux points où elles l'interceptent tandis que la fréquence est déterminée en comptant le nombre de discontinuités présentes sur une unité de distance. La persistance d'une discontinuité, quant à elle, fait référence à son étendue dans son propre plan. Les discontinuités sont rarement lisses et planes et les aspérités qu'elles comportent rendent leur surface rugueuse. L'espace entre les épontes d'une discontinuité correspond à l'ouverture de cette dernière. Dans certains cas, des matériaux de remplissage peuvent s'y trouver.

Le logiciel *DIPS* (Rocscience, 2018) permet de reporter dans un stéréogramme les données de pendage et de direction de pendage qui définissent l'orientation des différentes discontinuités qui peuvent être observées dans un massif rocheux. C'est un outil très utile qui permet de compiler les observations effectuées et de reconstruire le réseau de fractures présent à l'intérieur du massif rocheux. L'analyse des plans des discontinuités à l'aide de projections stéréographiques permet d'identifier les familles de fractures présentes dans le massif rocheux et de vérifier si celles-ci s'interceptent d'une façon qui favorise la création de blocs qui peuvent engendrer des instabilités.

Les données recueillies au cours des diverses campagnes de cartographie et de forage menées depuis l'ouverture de la mine (Frenette, 2001; Lajoie, 2010 et Golder, 2012c) ont permis de déterminer les caractéristiques importantes de la structure géologique du massif rocheux.

2.2. ESSAIS MÉCANIQUES

Différents essais mécaniques peuvent être effectués sur des échantillons de roche afin de déterminer les propriétés mécaniques de la roche intacte. On considère qu'une roche est intacte si elle ne contient aucune cassure significative. La section qui suit présente les descriptions des essais à réaliser afin de déterminer la résistance de la roche (Hoek, 2000; Brady & Brown, 2006). Il est à noter que des versions antérieures des normes auxquelles il est fait référence ont pu être employées lors des diverses campagnes de caractérisation effectuées pour déterminer les propriétés mécaniques de la roche intacte du massif de la mine Niobec (Bétournay, 1986; Labrie, 1987 et 1997; Desbiens, 1997; Corthésy, 2000a; Labrie et Conlon, 2005; Lajoie, 2010 et Grenon, 2013). Une revue des résultats obtenus lors de ces campagnes a été effectuée. Des essais ont également été menés sur des échantillons du remblai minier actuellement en place dans certains des chantiers de la mine pour déterminer ses propriétés mécaniques dans le cadre de cette étude.

2.2.1. RÉSISTANCE À LA COMPRESSION UNIAXIALE

L'essai de résistance à la compression uniaxiale selon la norme ASTM D 2938-95 (2002) consiste à appliquer une charge axiale sur un échantillon de roche et à l'augmenter progressivement jusqu'à la rupture de l'éprouvette. Cet essai destructif est utilisé pour déterminer la capacité d'une roche à supporter des charges sans pression de confinement et est donc représentatif des conditions en surface d'un massif rocheux.

La résistance à la compression uniaxiale est calculée en divisant la charge axiale appliquée conduisant à la rupture par l'aire de la surface axiale de l'éprouvette (équation 1). La contrainte est induite dans la roche par le déplacement des plateaux de chargement entre lesquels l'éprouvette est mise en place.

$$C_o = \sigma_1 = \frac{P}{A} \quad (1)$$

C_o : Résistance à la compression uniaxiale [N/mm^2]

σ_1 : Contrainte axiale à la rupture [N/mm^2]

P : Charge axiale à la rupture [N]

A : Aire moyenne de la surface axiale [mm^2]

2.2.2. RÉSISTANCE À LA COMPRESSION TRIAXIALE

L'essai de résistance à la compression triaxiale ASTM D 2664-04 (2004) permet d'étudier le comportement d'une roche lorsqu'elle est soumise à une pression de confinement non nulle. L'essai consiste à charger axialement une éprouvette de roche alors qu'une pression latérale constante lui est appliquée. Le chargement de l'éprouvette se fait jusqu'à sa rupture qui survient au moment où la résistance de la roche en compression pour une certaine pression de confinement est atteinte. Les essais de résistance à la compression triaxiale permettent de reproduire les conditions de confinement auxquelles est soumis un échantillon de roche situé en profondeur et d'évaluer les paramètres de résistance au cisaillement de ce dernier.

L'application d'une pression de confinement permet en général à la roche de supporter non seulement de plus grandes charges de compression mais aussi de présenter une plus grande valeur de résistance au cisaillement. Également, la rupture d'une roche dure est généralement moins soudaine et violente lorsque la pression de confinement est plus importante. La résistance à la compression triaxiale peut ainsi être déterminée en effectuant le rapport de la charge axiale à la rupture sur la surface axiale moyenne de l'éprouvette (équation 2).

$$\sigma_1 = \frac{P}{A} \quad (2)$$

σ_1 : Contrainte axiale à la rupture [N/mm^2]

P : Charge axiale à la rupture [N]

A : Aire moyenne de la surface axiale [mm^2]

Les enveloppes des critères de rupture de Mohr-Coulomb et de Hoek & Brown peuvent être tracées à partir des résultats de cet essai. Les paramètres de rupture de chacun des critères pour la roche intacte sont également déterminés à partir de celui-ci.

Le critère de Mohr-Coulomb est plus souvent employé en raison de sa simplicité, mais l'enveloppe de rupture du critère de Hoek & Brown est plus proche de ce qui est observé dans la réalité pour la gamme de contraintes étudiées dans le roc. Lorsque l'on compare les enveloppes de rupture des deux critères (figure 7), on constate que pour des valeurs de contraintes pas trop élevées, les courbes sont très proches l'une de l'autre mais, qu'à mesure que les valeurs des contraintes augmentent, les courbes s'éloignent l'une de l'autre. Le critère de Mohr-Coulomb surestime alors la résistance de la roche par rapport au critère de Hoek & Brown. « Dans le plan des contraintes principales, [l]e critère [de Mohr-Coulomb] ne prend pas en compte la forme arrondie de la courbe de rupture observée expérimentalement aux faibles contraintes et pour les sollicitations en traction » comme mentionne Martin (2007).

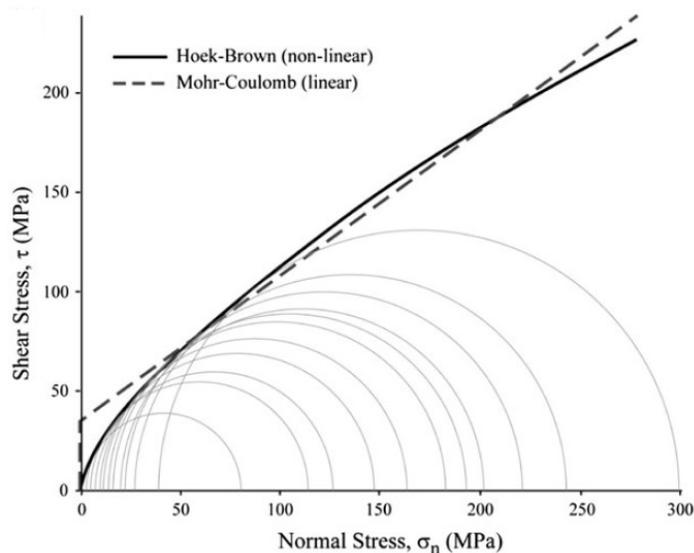


FIGURE 7 : COMPARAISON DES ENVELOPPES DE RUPTURE DES CRITÈRES [EBERHARDT, 2012]

L'emploi du critère de rupture de Mohr-Coulomb se limite également à la modélisation du comportement d'une roche saine contrairement à celui du critère de Hoek & Brown qui convient à la modélisation du massif rocheux dans sa globalité. Le critère de rupture de Hoek & Brown convient mieux pour décrire la réponse des massifs qui comportent des discontinuités car ses paramètres (m_b , s et a), déterminés pour le massif rocheux, permettent de prendre en

considération la fracturation de la masse rocheuse lors de l'évaluation du comportement et de la résistance mécanique de la roche (Hoek et al., 2002). Le calcul des paramètres géomécaniques du massif rocheux (m_b , s et a) nécessite de connaître au préalable la résistance à la compression de la roche intacte σ_{ci} , le paramètre du critère de rupture de Hoek & Brown pour la roche intacte m_i et la valeur du *Geological Strength Index* (GSI) attribuée au massif rocheux. Par ailleurs, une cohésion « équivalente » et un angle de frottement « équivalent » peuvent être déterminés en ajustant le critère de Mohr-Coulomb à celui de Hoek & Brown afin que ses paramètres tiennent compte eux aussi de la présence de discontinuités.

2.2.2.1. CRITÈRE DE RUPTURE DE MOHR-COULOMB POUR LA ROCHE INTACTE

Le critère de rupture de Mohr-Coulomb (Hoek, 2000; Brady & Brown, 2006) est basé sur la rupture en cisaillement de la roche. Le traçage de l'enveloppe de rupture de Mohr à partir des cercles du même nom permet d'observer la relation qui existe dans un échantillon de roche entre la résistance au cisaillement et la contrainte normale qui agissent sur son plan de rupture. Cette enveloppe n'est toutefois pas linéaire et c'est pourquoi on lui préfère l'enveloppe de rupture de Mohr-Coulomb qui constitue une approximation linéaire acceptable.

L'enveloppe de rupture de Mohr-Coulomb peut être obtenue en traçant une droite tangente aux cercles de Mohr dont la taille ainsi que la position dans le graphique de l'enveloppe de rupture dépendent des contraintes principales déterminées lors de l'essai de résistance à la compression triaxiale pour certaines pressions de confinement. Les axes principaux du graphique correspondent à la résistance au cisaillement et aux contraintes principales à la rupture. Les paramètres à la rupture de Mohr-Coulomb peuvent ainsi être déterminés graphiquement. L'angle de frottement interne φ correspond alors à la tangente de la pente de la droite de l'enveloppe de rupture tandis que la cohésion c est égale à la valeur de l'ordonnée à l'origine qui correspond au point d'intersection entre la droite de l'enveloppe de rupture et l'axe de la résistance au cisaillement.

L'enveloppe de rupture de Mohr-Coulomb peut aussi être déterminée en reportant les résultats expérimentaux dans un graphique de la contrainte axiale en fonction de la pression de confinement. La droite qui relie alors les différents points correspond à l'enveloppe de rupture. Les paramètres de rupture peuvent à ce moment être déterminés à partir de la relation qui existe

entre ceux-ci et les contraintes principales (équation 3). L'insertion d'une courbe de tendance dans le graphique de l'enveloppe de rupture tracé à partir des contraintes axiales et des pressions de confinement supportées par les éprouvettes lors des essais permet de relier les résultats expérimentaux à la relation entre les contraintes principales et les paramètres de rupture de Mohr-Coulomb.

$$\sigma_1 = \sigma_3 \tan\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right)^2 + 2c \tan\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right) \quad (3)$$

σ_1 : Contrainte principale majeure à la rupture [N/mm^2]

σ_3 : Contrainte principale mineure à la rupture [N/mm^2]

φ : Angle de frottement interne [$^\circ$]

c : Cohésion [N/mm^2]

2.2.2.2. CRITÈRE DE RUPTURE DE HOEK & BROWN POUR LA ROCHE INTACTE

Les résultats des essais triaxiaux peuvent être employés afin de déterminer les paramètres du critère de rupture de Hoek & Brown, m_i et σ_{ci} , pour la roche intacte en procédant au traçage d'une droite de régression linéaire (Hoek, 1988). Ceux-ci permettent alors d'exprimer la valeur de la contrainte axiale en fonction de la pression de confinement qui est établie par l'équation générale de ce critère (équation 4). Les paramètres du critère de rupture de Hoek & Brown sont dépendants du matériau et du nombre de discontinuités présentes dans les échantillons de roche étudiés.

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \left(m \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a \quad (4)$$

σ_1 et σ_3 : Contraintes effectives principales à la rupture [N/mm^2]

σ_{ci} : Résistance uniaxiale en compression de la roche intacte [N/mm^2]

m : Paramètre du critère de rupture de Hoek & Brown pour le massif rocheux [–]

a et s : Paramètres dépendants des caractéristiques du massif rocheux [–]

La résistance à la compression uniaxiale et le paramètre du critère de rupture de Hoek & Brown pour la roche intacte doivent être déterminés dans un premier temps à partir des résultats expérimentaux de l'essai triaxial afin que le critère de rupture de Hoek & Brown puisse être employé pour déterminer la résistance du massif rocheux ainsi que sa déformabilité. L'équation du critère de rupture pour la roche intacte prend alors la forme qui suit (équation 5) dans laquelle

les paramètres a et s sont respectivement égaux à 0,5 et 1 puisque les échantillons de roche sur lesquels les essais triaxiaux sont réalisés sont considérés comme étant intacts (Hoek, 1988).

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \left(m_i \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + 1 \right)^{0.5} \quad (5)$$

L'équation 5 peut alors être réécrite sous la forme suivante (équations 6 et 7) :

$$y = m_i \sigma_{ci} x + \sigma_{ci}^2 \quad (6)$$

$$\text{où } x = \sigma_3 \text{ et } y = (\sigma_1 - \sigma_3)^2 \quad (7)$$

Les résultats des n essais triaxiaux réalisés peuvent alors être employés pour calculer la résistance uniaxiale en compression σ_{ci} et le paramètre du critère de rupture de Hoek & Brown pour la roche intacte m_i .

2.2.3. RÉSISTANCE EN TENSION

L'essai Brésilien ASTM D 3967-08 (2008) consiste à appliquer une charge latérale sur une éprouvette de roche dont on souhaite déterminer la résistance en tension afin de connaître le comportement du massif rocheux dont elle provient lorsqu'il est soumis à des charges de traction. La résistance à la tension est déterminée en effectuant le rapport de la charge axiale à la rupture sur le diamètre équivalent de l'éprouvette (équation 8). La résistance en compression d'une roche devrait normalement être de 10 à 30 fois supérieure à sa résistance en tension.

$$T_o = \sigma_t = \frac{2P}{\pi LD} \quad (8)$$

T_o : Résistance en tension [N/mm^2]

σ_t : Contrainte axiale à la rupture [N/mm^2]

P : Charge axiale à la rupture [N]

L : Longueur moyenne de l'éprouvette [mm]

D : Diamètre moyen de l'éprouvette [mm]

La résistance en tension d'une roche peut aussi être obtenue à partir d'un essai en tension uniaxiale. La réalisation d'un tel essai est toutefois compliquée et dispendieuse. L'essai en tension uniaxiale est intéressant car il n'impose pas de plan de fissuration mais la réalisation d'un essai Brésilien demeure l'option la plus intéressante car il est beaucoup moins difficile à réaliser.

2.2.4. PROPRIÉTÉS ÉLASTIQUES

L'essai de détermination des propriétés élastiques ASTM D 3148-02 (2002) permet de vérifier la déformabilité d'un échantillon de roche en le soumettant à des charges axiales sans pression de confinement. Cet essai non destructif permet de mesurer les déformations axiale et longitudinale que subit une éprouvette de roche lorsqu'on lui applique une charge axiale. Les graphiques des contraintes en fonction des déformations mesurées peuvent être tracés afin de calculer le module de Young (E) ainsi que le coefficient de Poisson (ν) de la roche (équations 9 et 10). Les modules d'élasticité en cisaillement (G) et volumétrique (K) peuvent également être calculés à partir des résultats de cet essai (équations 11 et 12) (ASTM D 3148-02, 2002).

$$E = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\varepsilon_a} \quad (9) \quad \text{et} \quad \nu = -\frac{\Delta\varepsilon_c}{\Delta\varepsilon_a} \quad (10)$$

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad (11) \quad \text{et} \quad K = \frac{E}{3(1 - 2\nu)} \quad (12)$$

$\Delta\sigma$: Variation de la contrainte axiale [N/mm^2]

$\Delta\varepsilon_a$: Variation de la déformation axiale [$\mu\varepsilon$]

$\Delta\varepsilon_c$: Variation de la déformation latérale [$\mu\varepsilon$]

E : Module de Young [kN/mm^2]

ν : Coefficient de Poisson [–]

G : Module d'élasticité en cisaillement [kN/mm^2]

K : Module d'élasticité volumétrique [kN/mm^2]

2.2.5. RÉSISTANCE AU CISAILLEMENT

L'essai de cisaillement direct ASTM D 5607-08 (2008) permet d'étudier la résistance au cisaillement de la roche intacte ou encore des discontinuités naturelles ou artificielles. On entend par discontinuité naturelle toute interruption physique de la continuité de la roche tandis qu'une discontinuité artificielle correspond plutôt à une interface entre deux matériaux par exemple la roche et le béton, ou la roche et le remblai. Les paramètres de résistance au cisaillement d'un échantillon de roche intacte peuvent être déterminés en réalisant un essai de résistance à la compression triaxiale. L'intérêt de réaliser un essai de cisaillement direct vient donc du fait qu'il permet d'étudier le comportement au cisaillement des discontinuités qui peuvent être présentes dans un massif rocheux.

Les déplacements relatifs des épontes dans les directions normale u_n et tangentielle u_t au plan de cisaillement sont mesurés au cours de l'essai afin d'être en mesure de tracer la courbe de la contrainte de cisaillement en fonction du déplacement tangentiel. La résistance au pic τ_p et la résistance résiduelle τ_r peuvent être déterminées à partir de cette courbe. Les discontinuités sont rarement lisses et planes et les aspérités qu'elles comportent sont à l'origine d'une imbrication mécanique qui modifie leur comportement au cisaillement. La résistance au pic correspond à la valeur de la contrainte de cisaillement qui entraîne la rupture des irrégularités des épontes tandis que la résistance résiduelle correspond à la résistance au cisaillement des surfaces en contact une fois les irrégularités écrêtées. L'angle de frottement φ de la roche et l'angle de dilatance δ , c'est-à-dire l'angle d'inclinaison des facettes des irrégularités des épontes, peuvent également être déterminés à partir des résultats obtenus.

Les paramètres comme le *JCS* (*Joint Compressive Strength*) et le *JRC* (*Joint Roughness Coefficient*) peuvent être déterminés par des essais directs effectués sur le terrain. Le paramètre *JCS* est utilisé pour décrire la résistance à la compression de la surface des discontinuités. Le paramètre *JRC*, quant à lui, décrit la rugosité des discontinuités.

2.3. SYSTÈMES DE CLASSIFICATION DU MASSIF ROCHEUX

Différents systèmes de classification des massifs rocheux ont été développés au fil des ans afin d'avoir en main des outils permettant d'estimer les propriétés globales des massifs rocheux et d'anticiper, dans certains cas, leur comportement. L'intérêt d'élaborer de tels systèmes vient également du besoin d'avoir des outils de communication comportant des définitions claires et reconnues par l'ensemble des personnes œuvrant dans le domaine de la mécanique des roches. La plupart de ces systèmes de classification reposent sur une description quantitative des propriétés et des caractéristiques du massif rocheux susceptibles d'influencer son comportement. L'exercice consiste à attribuer des valeurs numériques aux différents facteurs ou paramètres spécifiques à un système de classification afin d'obtenir une note globale correspondant à une classe déterminée décrivant la qualité du roc et son comportement. La classification d'un massif rocheux à l'aide de plus d'un système est recommandée afin de dresser un portrait plus juste de ses propriétés. Les systèmes de classification les plus connus sont le *Rock Quality Designation* (RQD) développé par Deere et al. (1967, cité dans Hoek et al., 1995), l'indice RMR (*Rock Mass Rating*) développé par

Bieniawski (1976 et 1989, cité dans Hoek et al., 1995), la classification NGI (*Norwegian Geotechnical Institute*) développée par Barton et al. (1974) et le paramètre GSI (*Geological Strength Index*) d'après Marinos et Hoek (2000).

L'analyse des données recueillies lors des campagnes de cartographie menées à la mine (Frenette, 2001; Lajoie, 2010 et Golder, 2012c) a permis de décrire la qualité du roc d'après l'indice RMR, la classification NGI et le paramètre GSI. La qualité du massif rocheux de la mine Niobec a aussi été décrite par Golder Associés Ltée (2012d).

2.3.1. CLASSIFICATION RQD

Le RQD est un indice qui permet de mesurer la fréquence des discontinuités et d'évaluer le degré d'altération de la roche. Il consiste à diviser la somme des fragments d'une carotte par la longueur totale de celle-ci afin de déterminer le pourcentage de récupération de cette dernière. Les fragments récupérés de la carotte doivent avoir une longueur supérieure ou égale à 10 centimètres pour qu'ils soient considérés dans le calcul. Le RQD est facile et peu coûteux à obtenir. Il ne tient cependant pas compte de l'orientation des discontinuités et de leur continuité entre autres. Le RQD est utilisé dans beaucoup d'autres systèmes de classification en tant que paramètre puisqu'il ne peut pas, à lui seul, décrire le système de discontinuités d'un massif.

2.3.2. INDICE RMR

L'indice RMR (*Rock Mass Rating*) développé par Bieniawski (1976 et 1989, cité dans Hoek et al., 1995) repose sur la pondération de six paramètres qui correspondent à la résistance à la compression uniaxiale, au RQD, à l'espacement des discontinuités, à la nature des joints, aux conditions hydrogéologiques et à l'orientation des discontinuités. La somme des différentes valeurs associées à chacun des paramètres (équation 13) permet de déterminer l'indice RMR auquel une classe de roche est associée et pour laquelle un temps de tenue moyen et de portée sans soutènement, un angle de friction du massif rocheux, une cohésion et une qualité de roc sont définis. La classification RMR a été modifiée plusieurs fois depuis sa première publication en 1974 (Hoek et al., 1995). Il est, par conséquent, important de spécifier quelle version du RMR est utilisée en lui ajoutant un indice. Les versions les plus utilisées sont celles proposées en 1976 et en 1989 (Armatys, 2012).

$$RMR = A + B + C + D + E + F \quad (13)$$

RMR : Indice de qualité pour le système de classification RMR [–]

A : Résistance à la compression uniaxiale [N/mm^2]

B : RQD [%]

C : Espacement des discontinuités [mm]

D : Nature des joints [–]

E : Conditions hydrogéologiques [–]

F : Orientation des discontinuités [–]

2.3.3. CLASSIFICATION NGI

La classification NGI (*Norwegian Geotechnical Institute*) a été développée par Barton et al. (1974). L'indice de qualité du massif rocheux *Q* est obtenu par la multiplication de trois quotients (équation 14) qui permettent de tenir compte de l'indice du degré de fracturation et de la grosseur des blocs du massif, de la résistance au cisaillement des discontinuités et du facteur relatif à des contraintes actives.

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a} \times \frac{J_w}{SRF} \quad (14)$$

Q : Indice de qualité pour le système de classification NGI [–]

RQD : Paramètre de la qualité du roc [%]

J_n : Nombre de familles de joints [–]

J_r : Rugosité des joints [–]

J_a : Altération des joints [–]

J_w : Paramètre hydraulique [–]

SRF : Paramètre de réduction relatif aux contraintes [–]

2.3.4. PARAMÈTRE GSI

La classification GSI (*Geological Strength Index*) (Hoek, 1994; Hoek & al., 1995 et Hoek & Brown, 1998, cité dans Hoek & Marinos, 2007) a été introduite afin de disposer d'un système qui permette de considérer l'influence de la fracturation de la masse rocheuse et des conditions géologiques pouvant être observées sur le terrain dans la définition des paramètres (*m_b*, *s* et *a*) du critère de rupture de Hoek & Brown. L'estimation du GSI se fait à partir du tableau descriptif proposé par Marinos & Hoek (2000) (figure 8), qui indique l'intervalle dans lequel peut varier la

valeur du GSI selon les caractéristiques de la masse rocheuse observées. Ces dernières dépendent des conditions de surface des discontinuités observées sur le terrain et de leur structure.

<p>GEOLOGICAL STRENGTH INDEX FOR JOINTED ROCKS (Hoek and Marinos, 2000)</p> <p>From the lithology, structure and surface conditions of the discontinuities, estimate the average value of GSI. Do not try to be too precise. Quoting a range from 33 to 37 is more realistic than stating that GSI = 35. <u>Note that the table does not apply to structurally controlled failures.</u> Where weak planar structural planes are present in an unfavourable orientation with respect to the excavation face, these will dominate the rock mass behaviour. The shear strength of surfaces in rocks that are prone to deterioration as a result of changes in moisture content will be reduced if water is present. When working with rocks in the fair to very poor categories, a shift to the right may be made for wet conditions. Water pressure is dealt with by effective stress analysis.</p>		<p>SURFACE CONDITIONS</p> <p>VERY GOOD Very rough, fresh unweathered surfaces</p> <p>GOOD Rough, slightly weathered, iron stained surfaces</p> <p>FAIR Smooth, moderately weathered and altered surfaces</p> <p>POOR Slickensided, highly weathered surfaces with compact coatings or fillings or angular fragments</p> <p>VERY POOR Slickensided, highly weathered surfaces with soft clay coatings or fillings</p> <p>DECREASING SURFACE QUALITY →</p>				
<p>STRUCTURE</p>		<p>DECREASING INTERLOCKING OF ROCK PIECES ↓</p>				
	<p>INTACT OR MASSIVE - intact rock specimens or massive in situ rock with few widely spaced discontinuities</p>	90			N/A	N/A
	<p>BLOCKY - well interlocked undisturbed rock mass consisting of cubical blocks formed by three intersecting discontinuity sets</p>	80	70	60		
	<p>VERY BLOCKY- interlocked, partially disturbed mass with multi-faceted angular blocks formed by 4 or more joint sets</p>		50	40		
	<p>BLOCKY/DISTURBED/SEAMY - folded with angular blocks formed by many intersecting discontinuity sets. Persistence of bedding planes or schistosity</p>		30	20		
	<p>DISINTEGRATED - poorly interlocked, heavily broken rock mass with mixture of angular and rounded rock pieces</p>			10		
	<p>LAMINATED/SHEARED - Lack of blockiness due to close spacing of weak schistosity or shear planes</p>	N/A	N/A			

FIGURE 8 : ESTIMATION DU GSI À PARTIR DES CARACTÉRISTIQUES DE LA MASSE ROCHEUSE [MARINOS & HOEK, 2000]

Des relations ont aussi été proposées afin d'estimer la valeur du GSI à partir d'autres classifications (Hoek & Marinos, 2007) (équations 15 à 17). Une attention particulière doit être portée à la version du RMR qui est utilisée car les équations pour évaluer le GSI changent entre les versions de 1976 et de 1989. De plus, des valeurs égales à 10 et à 0 doivent être attribuées aux coefficients E et F liés aux conditions hydrogéologiques et à l'orientation des discontinuités lors de l'évaluation du RMR_{76} alors que des valeurs égales à 15 et à 0 doivent être attribuées aux coefficients E et F lors de celle du RMR_{89} . Le quotient qui permet de tenir compte du facteur relatif aux contraintes actives n'est, quant à lui, pas considéré dans la détermination de l'indice de qualité du massif rocheux Q' (équation 18).

$$\mathbf{GSI = RMR_{76} \quad \text{pour } RMR_{76} > 18 \quad (15)}$$

$$\mathbf{GSI = RMR_{89} - 5 \quad \text{pour } RMR_{89} > 23 \quad (16)}$$

$$\mathbf{GSI = 9\ln(Q') + 44 \quad \text{pour } RMR_{76} < 18 \text{ ou } RMR_{89} < 23 \quad (17)}$$

$$\mathbf{Q' = \frac{RQD}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a} \quad (18)}$$

GSI : Indice de qualité pour le système de classification GSI [-]

RMR : Indice de qualité pour le système de classification RMR [-]

Q' : Indice de qualité pour le système de classification NGI [-]

RQD : Paramètre de la qualité du roc [%]

J_n : Nombre de familles de joints [-]

J_r : Rugosité des joints [-]

J_a : Altération des joints [-]

La version du RMR datant de 1976 a été considérée par Golder (2012d) pour décrire le roc du massif de la mine Niobec tandis que la version datant de 1989 a été considérée dans le cadre du présent projet.

2.4. PARAMÈTRES GÉOMÉCANIQUES DU MASSIF ROCHEUX

Les résultats des essais de laboratoire effectués sur des échantillons de roche intacte ne peuvent pas être reliés directement au comportement du massif rocheux. Les différents éléments structuraux qui peuvent être présents dans le massif peuvent avoir une grande influence sur le

comportement de ce dernier et sur sa résistance. L'échelle à laquelle existent ces discontinuités par rapport à la taille des échantillons rend difficile l'extrapolation des résultats des essais à l'ensemble du massif rocheux. Les systèmes de classification et les résultats des essais de laboratoire doivent être utilisés pour déterminer les paramètres géomécaniques du massif rocheux pour tenir compte de l'effet d'échelle (figure 9). Ces derniers correspondent aux paramètres des critères de rupture de Mohr-Coulomb et de Hoek & Brown.

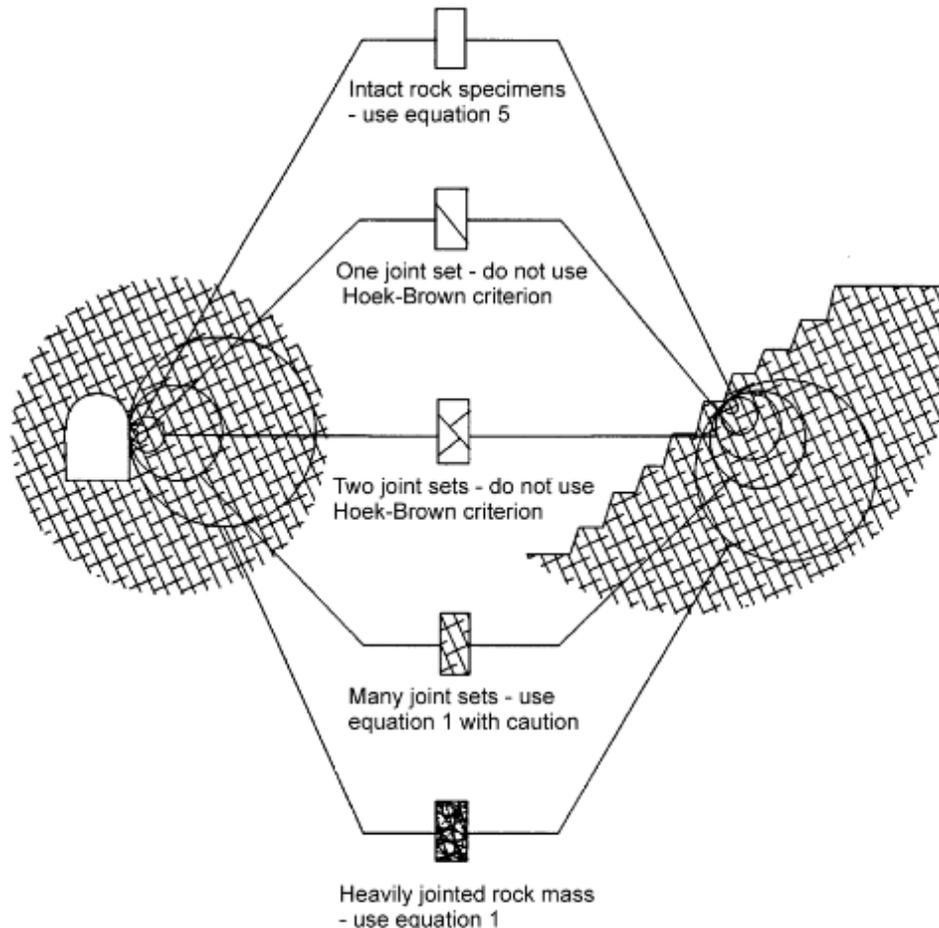


FIGURE 9 : EFFET D'ÉCHELLE [HOEK, 2000]

2.4.1. CRITÈRE DE RUPTURE DE HOEK & BROWN

Les paramètres du critère de rupture de Hoek & Brown (m_b , s et a) pour le massif rocheux peuvent être déterminés à partir du GSI et des résultats obtenus suite à un essai de résistance à la compression triaxiale sur la roche intacte (Hoek et al., 2002). Le GSI, comme il a été mentionné plus tôt, peut être estimé à partir du tableau proposé par Marinos & Hoek (2000) ou à partir des

relations basées sur l'indice RMR (Hoek & Brown, 1997) et la classification NGI (Hoek & Marinos, 2007). La résistance uniaxiale en compression σ_{ci} et le paramètre du critère de rupture de Hoek & Brown pour la roche intacte m_i sont déterminés à partir des résultats expérimentaux des essais de résistance à la compression uniaxiale et triaxiale comme il a été mentionné précédemment.

L'enveloppe de rupture du critère de Hoek & Brown est déterminée à partir de l'équation du critère de rupture suivante (équation 19) :

$$\sigma_1' = \sigma_3' + \sigma_{ci} \left(m_b \frac{\sigma_3'}{\sigma_{ci}} + s \right)^a \quad (19)$$

σ_1' et σ_3' : Contraintes effectives principales à la rupture [N/mm^2]

σ_{ci} : Résistance uniaxiale en compression de la roche intacte [N/mm^2]

m_b : Paramètre du critère de rupture de Hoek & Brown pour le massif rocheux [-]

a et s : Paramètres dépendant des caractéristiques du massif rocheux [-]

Le critère de rupture a été actualisé à plusieurs reprises au fil des ans et les relations entre ses différents paramètres (m_b , s et a) et le GSI ont été revues (équations 20 à 22) tandis que le facteur de perturbation D a été introduit (Eberhardt, 2012). Le facteur de perturbation D , qui apparaît dans les équations présentées ci-dessous, permet de tenir compte des perturbations entraînées par les opérations de dynamitage et le relâchement des contraintes dans le massif rocheux (Hoek et al., 2002). La résistance en compression uniaxiale du massif rocheux σ'_c et la résistance en tension σ'_t peuvent être calculées à l'aide des équations 23 et 24 (Hoek & al., 2002). La résistance en compression σ'_{cm} et le module d'élasticité E_{rm} du massif rocheux peuvent aussi être déterminés (Hoek et Diederichs, 2006) (équations 25 et 26).

$$m_b = m_i \exp\left(\frac{GSI - 100}{28 - 14D}\right) \quad (20)$$

$$s = \exp\left(\frac{GSI - 100}{9 - 3D}\right) \quad (21)$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} (e^{-GSI/15} - e^{-20/3}) \quad (22)$$

$$\sigma'_c = \sigma_{ci} s^a \quad (23)$$

$$\sigma'_t = \frac{-s\sigma_{ci}}{m_b} \quad (24)$$

$$\sigma'_{cm} = \sigma_{ci} \frac{(m_b + 4s - a(m_b - 8s))(m_b/4 + s)^{a-1}}{2(1+a)(2+a)} \quad (25)$$

$$E_{rm} = E_i \left(0.02 + \frac{1 - D/2}{1 + e^{((60+15D-GSI)/11)}} \right) \quad (26)$$

2.4.2. CRITÈRE DE RUPTURE DE MOHR-COULOMB

Les paramètres du critère de rupture de Mohr-Coulomb (c' et φ') pour le massif rocheux peuvent être déterminés à partir des paramètres géomécaniques m_b , s et a du critère de rupture de Hoek & Brown. Il s'agit en fait de calculer pour plusieurs pressions de confinement σ_3' les valeurs des contraintes axiales σ_1' en utilisant l'équation du critère de rupture de Hoek & Brown (équation 27). La dérivée partielle de σ_1' par rapport à σ_3' doit aussi être calculée (équation 28). Les équations de Balmer (1952, cité dans Hoek et al., 1995) sont ensuite utilisées pour évaluer les contraintes normale et de cisaillement (équations 29 et 30). L'angle de frottement interne φ' et la cohésion c' pour le massif rocheux peuvent alors être déterminés en effectuant une régression linéaire.

$$\sigma_1' = \sigma_3' + \sigma_{ci} \left(m_b \frac{\sigma_3'}{\sigma_{ci}} + s \right)^a \quad \text{pour } \sigma_t < \sigma_3' < \sigma_{ci}/4 \quad (27)$$

$$\frac{\partial \sigma_1'}{\partial \sigma_3'} = 1 + a \times m_b \left(m_b \frac{\sigma_3'}{\sigma_{ci}} + s \right)^{a-1} \quad (28)$$

$$\sigma_n = \sigma_3' + \frac{\sigma_1' - \sigma_3'}{1 + \partial \sigma_1' / \partial \sigma_3'} \quad (29)$$

$$\tau = (\sigma_n - \sigma_3') \sqrt{\partial \sigma_1' / \partial \sigma_3'} \quad (30)$$

σ_1' et σ_3' : Contraintes effectives principales à la rupture [N/mm^2]

σ_{ci} : Résistance uniaxiale en compression de la roche intacte [N/mm^2]

m_b : Paramètre du critère de rupture de Hoek & Brown pour le massif rocheux [-]

a et s : Paramètres dépendant des caractéristiques du massif rocheux [-]

σ_t : Résistance en tension [N/mm^2]

σ_n : Contrainte normale [N/mm^2]

τ : Contrainte de cisaillement [N/mm^2]

$\frac{\partial \sigma_1'}{\partial \sigma_3'}$: Dérivée partielle de σ_1' par rapport à σ_3' [-]

L'angle de frottement interne φ' et la cohésion c' pour le massif rocheux peuvent aussi être déterminés à partir des équations 31 et 32 (Hoek et al., 2002).

$$\varphi' = \sin^{-1} \left[\frac{6am_b(s + m_b\sigma_{3n}')^{a-1}}{2(1+a)(2+a) + 6am_b(s + m_b\sigma_{3n}')^{a-1}} \right] \quad \text{où } \sigma_{3n}' = \frac{\sigma_{3max}'}{\sigma_{ci}} \quad \text{et } \sigma_{3max}' = \frac{\sigma_{ci}}{4} \quad (31)$$

$$c' = \frac{\sigma_{ci}[(1+2a)s + (1-a)m_b\sigma_{3n}'](s + m_b\sigma_{3n}')^{a-1}}{(1+a)(2+a)\sqrt{1 + (6am_b(s + m_b\sigma_{3n}')^{a-1})/((1+a)(2+a))}} \quad (32)$$

Le domaine plastique est défini par les critères de rupture de Mohr-Coulomb et de Hoek & Brown dans les modèles élastoplastiques portant les mêmes noms qui sont intégrés à la plupart des logiciels de modélisation en mécanique des roches, alors que la composante élastique des déformations observées suit quant à elle la loi de Hooke dans ces modèles. Le critère de rupture de Hoek & Brown a été choisi pour caractériser le comportement de la roche en phase plastique alors que c'est le critère de Mohr-Coulomb qui a été choisi pour modéliser le comportement du remblai minier. Le logiciel RocData 5.0, commercialisé par la compagnie Rocscience (2017), a été utilisé pour déterminer les paramètres géomécaniques du massif rocheux.

2.5. CONTRAINTES EN PLACE

« L'exécution de travaux ou d'essai *in situ* se traduit par une perturbation plus ou moins importante de l'état initial des terrains, qui engendre des déformations, une redistribution des contraintes et la recherche d'un nouvel état d'équilibre. Les déformations peuvent être estimées au moyen de modèles de comportement des matériaux qui prennent en compte l'histoire des sollicitations et d'une méthode de résolution numérique (comme, par exemple, les éléments finis). L'état de contraintes initiales exerce ainsi une influence importante sur la réponse d'un massif de sol ou de roche aux sollicitations qu'on lui applique. La modélisation des ouvrages de géotechnique doit donc prendre en compte la détermination de l'état initial des contraintes, qui peut être déduit de mesures ou estimé a priori. » (Mestat, 1998)

2.5.1. CONTRAINTES NATURELLES

« Selon le repère choisi, le tenseur contrainte est caractérisé soit par ses six composantes dans un repère quelconque (souvent le repère géographique) soit par ses valeurs principales (σ_1 ,

σ_2 , σ_3) et ses directions principales [...]. Les contraintes principales sont rangées par valeurs décroissantes (les compressions étant toujours comptées positives en mécanique des roches), σ_1 contrainte majeure, σ_2 contrainte intermédiaire et σ_3 contrainte mineure. L'orientation des contraintes dépend du contexte tectonique général, et de la proximité éventuelle de surfaces libres (surface du sol ou cavité souterraine) ou d'éléments structuraux importants (failles, plis, discordances, hétérogénéités, etc.). Il est donc souvent hasardeux de vouloir pronostiquer *a priori*, l'orientation et l'ordre des directions principales.

« Néanmoins, en l'absence de toute mesure, quelques principes simples permettent dans certains cas d'évaluer l'orientation de certaines directions principales. Il est notamment fréquent d'admettre que la direction verticale est principale. Cette condition est exactement vérifiée en l'absence d'effets dus au relief si le matériau est homogène ou stratifié horizontalement. Elle est fréquemment satisfaite lorsque le site considéré est profond et éloigné de toute perturbation structurale. Dans ces conditions, on admet souvent que la composante verticale est égale au poids d'une colonne de terrain de section unité [...]. Toutefois, en présence d'un relief important, ou d'effets de structures, il peut arriver que la composante verticale, bien que principale, soit plus petite que ce poids. D'ailleurs, en présence de relief ou d'effets structuraux, il est bien difficile d'apprécier *a priori* la profondeur au-delà de laquelle la direction verticale redevient principale, la difficulté venant pour beaucoup d'une connaissance trop imparfaite de la structure et des lois de comportement des matériaux impliqués. Lorsque la direction verticale est principale (composante verticale σ_v), on appelle respectivement σ_H et σ_h les composantes horizontales maximale et minimale. [...] » (Comité français de mécanique des roches, 2000)

Il est admis que l'état de contraintes initial peut être défini par les contraintes principales verticale et horizontale en l'absence de mesures et lorsque le terrain est formé de couches horizontales homogènes. La contrainte verticale agissant dans le massif rocheux résulte à ce moment du poids des terres. Cela signifie qu'au repos, la contrainte verticale initiale dans le massif rocheux correspond à la contrainte engendrée par le poids propre de la couche de roc se trouvant au-dessus d'un élément unitaire situé à une profondeur donnée. Elle est calculée en multipliant le poids volumique des couches de roc par leur épaisseur (équation 33). Le poids volumique de la plupart des roches est compris entre 25 et 27 kN/m³ (Fairhurst, 2003).

$$\sigma_v = \sum \gamma_i z_i \quad (33)$$

σ_v : Contrainte verticale [N/mm^2]

γ_i : Poids volumique du roc [kN/m^3]

z_i : Profondeur à laquelle la contrainte verticale est calculée [m]

La contrainte horizontale qui s'exerce sur un élément de roc est alors supposée proportionnelle à la contrainte verticale. La contrainte verticale qui s'exerce sur le roc tend à comprimer ce dernier qui cherche alors à se déformer horizontalement. La déformation horizontale du roc est toutefois limitée puisque celui-ci est confiné dans son milieu. Il se crée, par conséquent, une contrainte horizontale qui dépend de la capacité du roc à se déformer selon ce plan. Le rapport entre la contrainte horizontale et la contrainte verticale s'exprime au moyen du coefficient de pression des terres désigné par la lettre K (équation 34) :

$$K = \frac{\sigma_h}{\sigma_v} \quad (34)$$

K : Coefficient de pression des terres [–]

σ_h : Contrainte horizontale [N/mm^2]

σ_v : Contrainte verticale [N/mm^2]

Cependant, « ce coefficient est un paramètre de comportement [qui] n'est pas intrinsèque à un matériau. En effet, les expérimentations ont montré qu'il varie avec la profondeur et qu'il dépend des propriétés du sol, et de l'histoire des contraintes horizontale et verticale. Le coefficient [K] est ainsi perturbé à chaque étape de la formation d'un massif de sol. Cette complexité et la variation importante qui l'accompagne rendent sa détermination très délicate ». (Mestat, 1998)

Différentes formules ont été présentées au cours des années pour décrire les variations observées en fonction de la profondeur des contraintes verticales et horizontales. Brown & Hoek (1978) ont regroupé les données de mesures de contraintes *in situ* effectuées dans différentes parties du monde et à différentes profondeurs dans les deux graphiques présentés à la figure 10 afin d'étudier les variations observées en fonction de la profondeur des contraintes verticales mesurées et du ratio (k) entre la contrainte horizontale moyenne et la contrainte verticale. Les

résultats qu'ils ont obtenus leur ont permis de remarquer que la contrainte verticale mesurée tend à augmenter linéairement avec le poids des terres et que le ratio (k) est, pour pratiquement l'ensemble des données utilisées, compris dans l'intervalle décrit par les limites inférieure et supérieure suivantes (équation 35) :

$$\frac{100}{z} + 0,3 \leq k \leq \frac{1500}{z} + 0,5 \quad (35)$$

k : Ratio entre la contrainte horizontale moyenne et la contrainte verticale [–]

z : Profondeur à laquelle la contrainte verticale est calculée [m]

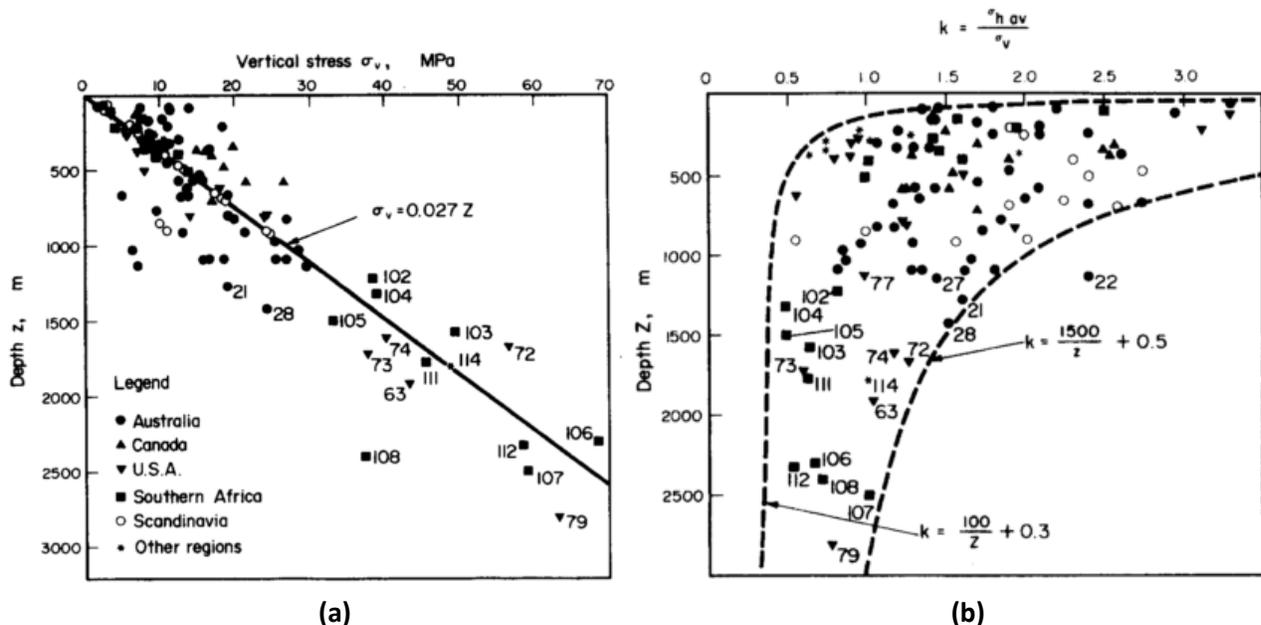


FIGURE 10 : CONTRAINTE VERTICALE (a) ET RATIO (k) ENTRE LA CONTRAINTE HORIZONTALE MOYENNE ET LA CONTRAINTE VERTICALE (b) EN FONCTION DE LA PROFONDEUR [BROWN & HOEK, 1978]

Les résultats obtenus ont également permis d'observer que la contrainte horizontale est supérieure à la contrainte verticale à de faibles profondeurs. Bien qu'Herget (1974) ait relevé des contraintes horizontales inférieures ou égales à la contrainte verticale, 75 % des données compilées lors de son étude indiquaient que les contraintes horizontales mesurées étaient plus grandes. « L'évidence de contraintes horizontales plus fortes que les verticales est venue des tunnels en Scandinavie, dont la forme stable est aplatie [...] ». (Mestat, 1998) Les mesures effectuées par Hast (1958, cité dans Brown & Hoek, 1978) et par plusieurs autres chercheurs un peu partout dans le monde, au cours des vingt années qui ont suivi, indiquent qu'il s'agirait de la règle plutôt que de l'exception. Il est cependant important de mentionner que ce constat

n'empêche aucunement d'observer des situations où les contraintes horizontales mesurées sont plus faibles ou égales à la contrainte verticale, notamment en Australie (Worotnicki & Denham (1976), cité dans Brown & Hoek, 1978). Les résultats obtenus ont aussi permis de constater que la dispersion des mesures est beaucoup plus grande à de faibles profondeurs. Pour des profondeurs inférieures à 500 mètres, le coefficient de pression des terres peut effectivement varier de 0,5 à 3,5 tandis qu'il varie de 0,35 à 1,25 à une profondeur de 2000 mètres. La dispersion observée s'explique en partie par le fait que les mesures des contraintes sont souvent aux limites de la précision des techniques employées et que les caractéristiques géologiques et topographiques varient d'un point de mesure à un autre (Brown & Hoek, 1978). Plusieurs auteurs ont d'ailleurs plutôt cherché à déterminer, à partir des résultats obtenus pour une région précise ou pour des sites présentant les mêmes caractéristiques géologiques, des relations empiriques afin de décrire l'évolution des contraintes d'un secteur particulier.

La base de données étudiée par Brown & Hoek (1978) a été mise à jour par Windsor (2003, cité dans Brady & Brown, 2006). La contrainte verticale varie linéairement avec la profondeur selon un poids des terres égal à 27 kN/m³. Le coefficient de pression des terres est quant à lui compris dans l'intervalle décrit par les limites inférieure et supérieure suivantes (équation 36) :

$$0,3 \leq K \leq \frac{1500}{z} + 0,3 \quad (36)$$

K : Coefficient de pression des terres [–]

z : Profondeur à laquelle la contrainte verticale est calculée [m]

Les mêmes observations peuvent être faites par rapport à la dispersion des résultats à de faibles profondeurs. Cependant, la variabilité observée des valeurs du coefficient *K* diminue avec la profondeur et ce dernier tend à égaler la contrainte verticale. Ce dernier point appuie la suggestion que Talobre (1957, cité dans Hoek & Brown, 1980) avait faite en se référant aux travaux de Heim (1912, cité dans Hoek & Brown, 1980) portant sur la difficulté pour la roche de supporter de grands écarts par rapport à l'amplitude des contraintes auxquelles elle est soumise. Talobre a proposé de considérer un coefficient de pression des terres *K=1* pour décrire la tendance de la contrainte horizontale à égaler la contrainte verticale. Sa suggestion, connue sous le nom « règle de Heim », donne une approximation acceptable des contraintes horizontales qui peuvent être observées à de grandes profondeurs.

D'autres auteurs (Herget, 1987; Arjang & Herget, 1997; Martin et al., 2003 et Maloney & Kaiser, 2006) ont proposé des formules pour décrire les contraintes présentes dans le Bouclier canadien à différentes profondeurs. Herget (1987) a calculé et reporté dans un graphique les changements en fonction de la profondeur dans le Bouclier canadien du ratio entre la contrainte horizontale moyenne et la contrainte verticale. Les résultats obtenus par Herget (1987; figure 11) se superposent bien à ceux obtenus par Brown & Hoek (1978) jusqu'à une profondeur de 1000 mètres; profondeur au-delà de laquelle des divergences assez importantes peuvent être observées entre les relations proposées pour décrire l'évolution du coefficient de pression des terres. C'est pour cela que des expressions pour décrire l'évolution des ratios entre les contraintes horizontales minimale et maximale en fonction de la profondeur ont été proposées.

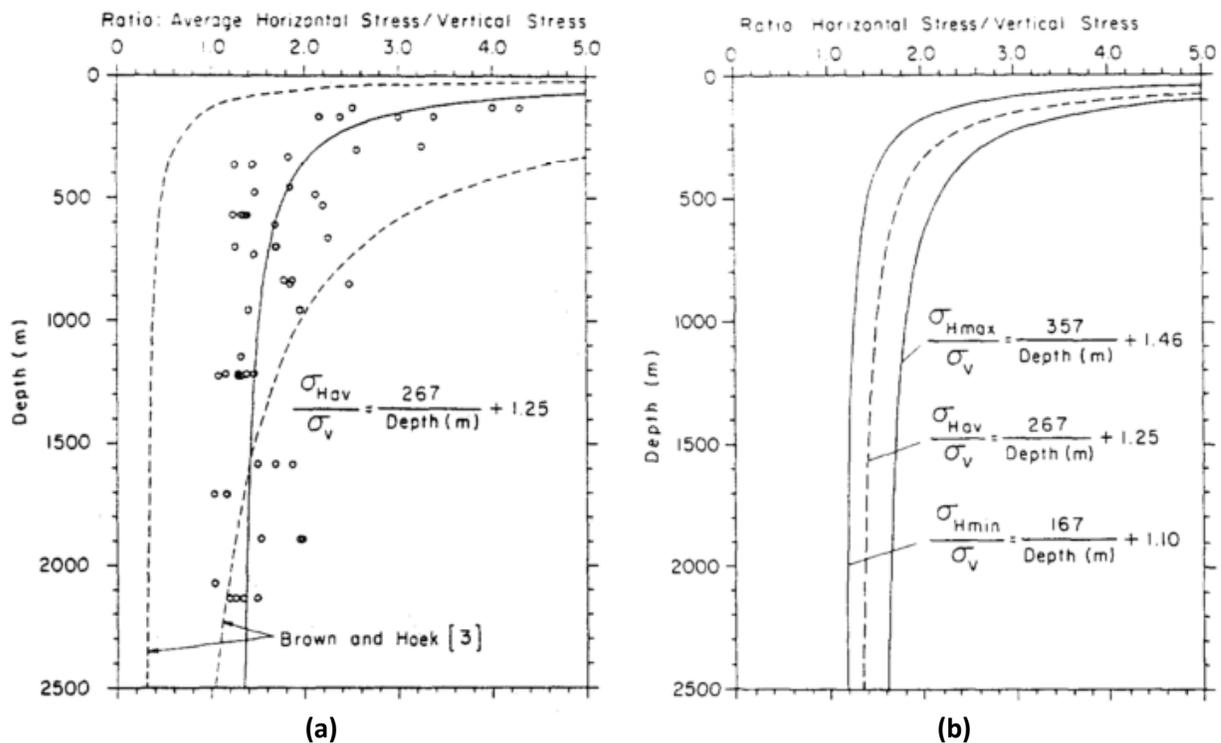


FIGURE 11 : COEFFICIENT DE PRESSION DES TERRES EN CONSIDÉRANT σ_{HMOY} (a) ET EN CONSIDÉRANT σ_{Hmax} ET σ_{Hmin} (b) [HERGET, 1987]

Ces résultats ont été mis à jour par Arjang & Herget (1997) à l'occasion d'une étude regroupant les résultats de 214 mesures de contraintes effectuées sur 39 sites miniers situés à l'intérieur du Bouclier canadien. Il ressort que les contraintes principales majeure et intermédiaire sont respectivement égales aux contraintes horizontales maximale et minimale. La contrainte principale mineure correspond, quant à elle, à la contrainte verticale mesurée qui varie encore

une fois linéairement en fonction de la profondeur et du poids des terres. Les orientations des différentes contraintes principales ont aussi été déterminées à partir des observations reportées dans des stéréogrammes sur l'orientation des contraintes mesurées. Le coefficient de pression des terres décroît également avec la profondeur sauf que les rapports de σ_{Hmax}/σ_v et de σ_{Hmin}/σ_v s'approchent respectivement d'une valeur moyenne égale à 2,0 et à 1,0 à une profondeur excédant 1000 mètres.

Arjang & Herget (1997) mentionnent également dans leur étude que la dispersion des mesures traduit l'hétérogénéité des terrains sur lesquels elles sont effectuées. Les excavations réalisées dans des massifs fracturés amplifient les variations qui peuvent être observées des champs de contraintes et peuvent même conduire à des instabilités lors de la redistribution des contraintes pour atteindre un nouvel état d'équilibre. Martin & Chandler (1993) ont eux aussi examiné l'effet des structures géologiques observées dans un massif rocheux sur les mesures obtenues. Leur conclusion est que l'influence de telles structures sur l'amplitude et l'orientation des contraintes, qu'il s'agisse de microfissures ou de failles, est non négligeable. Leur recherche a permis de montrer que l'amplitude des contraintes peut augmenter ou diminuer de façon significative à proximité de telles structures et que lorsqu'elles sont traversées, l'orientation des contraintes peut même subir une rotation allant jusqu'à un angle de 90°. De plus, le module de déformation du roc, dont l'influence sur l'amplitude des contraintes mesurées a été démontrée, dépend de la rigidité et de l'espacement des joints (Martin & Chandler, 1993).

Maloney & Kaiser (2006) ont quant à eux proposé de diviser les 1500 premiers mètres du Bouclier canadien en trois zones pour décrire l'évolution des contraintes en fonction de la profondeur. La première zone est comprise entre 0 et 300 mètres, la deuxième entre 300 et 600 mètres et la troisième entre 600 et 1500 mètres. Des expressions pour décrire l'évolution de l'amplitude des contraintes principales en fonction de la profondeur ont été déterminées pour les zones 1 et 3. La dispersion des amplitudes mesurées dans la zone comprise entre 300 et 600 mètres ne permet pas de déterminer de telles expressions. Les auteurs considèrent qu'il s'agit d'ailleurs d'une zone de transition entre la première zone, où la présence de structures géologiques favorise un relâchement des contraintes, et la troisième pour laquelle le champ de contraintes ne semble pas être perturbé.

Finalement, bien que le champ de contraintes *in situ* puisse être estimé à partir de ces formules, il demeure que l'utilisation de techniques de mesure des contraintes en place comme la fracturation hydraulique ou le surcarottage pour déterminer les pressions de terrain est essentielle lors d'une campagne de caractérisation géomécanique et structurale complète. Les avantages et les inconvénients de plusieurs techniques de mesure des contraintes *in situ* ont été détaillés par Fairhurst (2003) et Ljunggren et al. (2003).

Plusieurs campagnes de mesure des contraintes *in situ* ont été réalisées par le laboratoire de CANMET en 1986 (Golder, 2012b) et par le laboratoire de mécanique des roches de l'École Polytechnique en 2000 et en 2013 (Corthésy, 2000b, 2013a et 2013b) afin de déterminer le champ de contraintes naturel présent dans le massif rocheux de la mine Niobec. Les données recueillies ont été étudiées et comparées aux mesures réalisées ailleurs dans le Bouclier canadien et dans le monde afin de déterminer l'évolution des pressions de terrain à l'intérieur du massif rocheux.

2.5.2. CONTRAINTES INDUITES

Les effets d'une excavation dans un massif rocheux sont complexes et dépendent de plusieurs facteurs. La figure 12, tirée de Charette et Hadjigeorgiou (2009), montre les principaux effets liés à la réalisation d'une excavation, notamment la perturbation du champ de contraintes. L'amplitude des contraintes et leur orientation sont modifiées au pourtour des ouvertures créées dans le massif rocheux et les parois des excavations deviennent des plans principaux de contraintes. Il faut alors déterminer si les concentrations de contraintes générées entraînent la rupture du roc autour des ouvertures créées ou si le niveau de contraintes dans le massif rocheux demeure acceptable.

La contrainte différentielle est souvent utilisée pour évaluer l'effet des contraintes induites sur le massif rocheux en périphérie d'une excavation et le risque de rupture de la roche. L'indicateur d'instabilité *BSR* (*Brittle Shear Ratio*) compare la contrainte différentielle à celle de la résistance en compression uniaxiale de la roche intacte (équation 37). Lorsque le rapport de l'une sur l'autre est supérieur à 0,7, cela signifie qu'il y a de fortes chances que des dommages assez importants soient constatés dans le massif rocheux ou encore qu'une rupture soudaine de ce dernier survienne. La différence entre les contraintes principales majeure et mineure, lorsqu'elle est divisée par deux, correspond à la contrainte maximale de cisaillement d'après le cercle de

Mohr. La rupture par cisaillement peut être vérifiée de cette façon. La présence de contraintes en tension est également un bon indicateur d'instabilité (Shnorhokian et al., 2015).

$$BSR = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_{ci}} > 0,7 \rightarrow \text{Instable} \quad (37)$$

BSR : Indicateur d'instabilité [-]

σ_1 : Contrainte principale majeure à la rupture [N/mm^2]

σ_3 : Contrainte principale mineure à la rupture [N/mm^2]

σ_{ci} : Résistance uniaxiale en compression de la roche intacte [N/mm^2]

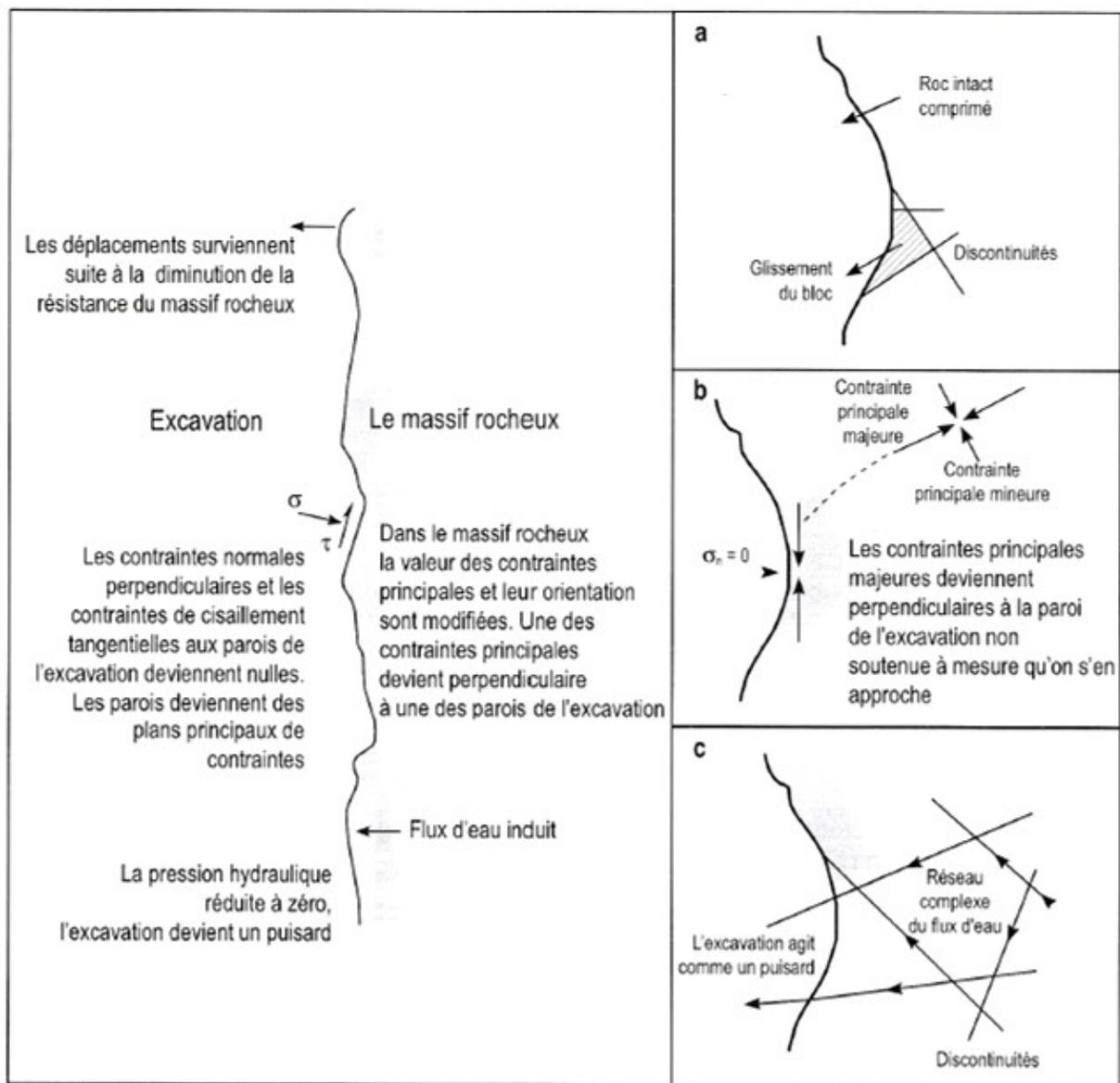


FIGURE 12 : PRINCIPAUX EFFETS LIÉS À LA RÉALISATION D'UNE EXCAVATION [CHARETTE ET HADJIGEORGIU, 2009]

2.6. REMBLAI MINIER

Le remblayage des chantiers des exploitations minières souterraines est devenu une pratique courante. Or, l'état actuel des connaissances relatives à cette pratique nécessite que certains aspects liés notamment aux propriétés mécaniques des remblais miniers et à leur interaction avec le massif rocheux encaissant fassent l'objet de recherches plus approfondies. On ignore encore les vraies valeurs des coefficients de Poisson des remblais miniers et aucune loi de comportement appropriée pour décrire leur comportement mécanique n'a encore été proposée (Benzaazoua et al., 2005).

On a développé différents types de remblais dont le comportement et les propriétés mécaniques diffèrent (Belem et al., 2000; Benzaazoua et al., 2002, 2005). Il demeure toutefois que les remblais cimentés sont des matériaux cohérents qui évoluent dans le temps et qui sont beaucoup plus déformables que le massif rocheux encaissant. Les différences entre les propriétés des deux matériaux rendent complexe l'étude des interactions mécaniques qui se développent entre le roc et le remblai. Le remblai a tendance à se consolider sous l'effet de son propre poids après sa mise en place dans un chantier et ceci a pour conséquence de générer des transferts de charges entre le remblai et le massif rocheux. Le mouvement du remblai lorsqu'il se tasse crée des contraintes de cisaillement le long des épontes des chantiers. Le transfert des contraintes du remblai aux parois des chantiers est associé au phénomène d'effet d'arche décrit initialement par Janssen (1895, cité dans Aubertin et al., 2008) et introduit par la suite en géotechnique par Marston (1930, cité dans Aubertin et al., 2008). Des solutions ont été développées au cours des dernières années pour estimer les pressions induites dans les chantiers remblayés (Aubertin et al., 2003; Li et al., 2003, 2008).

2.7. MODÉLISATION NUMÉRIQUE

Le calcul des contraintes aux abords des parois d'une excavation peut vite devenir ardu selon sa forme et son orientation. La proximité d'autres ouvertures ainsi que la présence de discontinuités dans le massif rocheux modifient également la distribution des contraintes induites au voisinage de celle-ci. Le développement d'un modèle analytique qui peut considérer tous ces paramètres pour évaluer la stabilité d'une ouverture dans le roc n'est pas possible. Pour cette raison, l'utilisation de la modélisation numérique pour évaluer la stabilité des ouvrages souterrains

dans le domaine de la mécanique des roches est en plein essor comme dans bien d'autres domaines liés à l'ingénierie. Les méthodes numériques les plus couramment utilisées pour résoudre les problèmes de mécanique des roches sont la méthode des éléments finis (MEF), la méthode des différences finies (MDF) et la méthode des éléments distincts (MED) (Frenette, 2001).

La méthode des éléments finis consiste à diviser le massif rocheux en un certain nombre d'éléments géométriques simples reliés entre eux par des nœuds sur lesquels les équations aux dérivées partielles, rendues linéaires et décrivant le comportement du massif, sont résolues. La méthode des différences finies est semblable à celle des éléments finis. Elle exploite toutefois des approximations de dérivées plutôt que des approximations d'intégrales comme le fait la méthode des éléments finis. Ces méthodes peuvent être utilisées pour modéliser des milieux continus (Frenette, 2001; Charette et Hadjigeorgiou, 2009). La méthode des différences finies est celle qui est la plus utilisée dans le domaine de la mécanique des roches.

La méthode numérique de type éléments distincts est employée afin de vérifier la stabilité des excavations contrôlées par un régime structural. Il s'agit d'un modèle discontinu qui considère la blocométrie du massif rocheux lors de l'analyse de la stabilité. Chacun des blocs créés par l'intersection de plusieurs familles de discontinuités présentes dans le massif est modélisé. Le massif rocheux est ainsi représenté comme étant un assemblage de blocs dont les interactions de contact présentent un comportement non linéaire.

Le logiciel FLAC-2D (Fast Lagrangian Analysis of Continua) développé par Itasca (Itasca, 2015) pour résoudre des problèmes de géotechnique, impliquant aussi bien la mécanique des sols que celle des roches, est un logiciel de modélisation numérique bi-dimensionnelle basé sur la méthode des différences finies explicites. Le logiciel permet de simuler le comportement en deux dimensions de milieux continus soumis à diverses sollicitations. Le logiciel permet aussi de vérifier la stabilité d'ordre structural dans une certaine mesure en permettant de modéliser quelques plans de discontinuité.

Il existe une version en trois dimensions du logiciel. La version en deux dimensions nécessite toutefois des temps de calcul plus courts et permet aussi de construire des maillages plus fins

autour des zones d'intérêt sans risquer de dépasser la capacité de calcul des ordinateurs utilisés pour résoudre les systèmes d'équations derrière le modèle. FLAC-2D (Itasca, 2015) est également plus simple d'utilisation que sa version en trois dimensions. La méthode de calcul sur laquelle s'appuie FLAC pour faire ses analyses en plasticité est moins gourmande en ressources informatiques que la méthode des éléments finis.

Plusieurs modèles constitutifs sont également disponibles dans FLAC-2D pour décrire le comportement des matériaux. La possibilité d'appliquer des propriétés mécaniques différentes à certaines régions du modèle pour simuler le comportement du remblai minier et de la roche est un élément qui a aussi joué dans la décision de choisir ce logiciel pour effectuer les analyses. Plus de détails à ce sujet sont donnés dans le chapitre 6 concernant le modèle numérique développé pour évaluer la stabilité des ouvrages de la mine.

CHAPITRE 3

CONTEXTE GÉOLOGIQUE DE LA MINE NIOBEC

La mine Niobec exploite la carbonatite du complexe alcalin de Saint-Honoré. Celui-ci est situé dans la municipalité du même nom, qui se trouve au nord de la ville de Saguenay. L'intrusion de la carbonatite dans les roches de la province structurale de Grenville du Bouclier canadien (figure 13) est survenue à la toute fin du Précambrien (650 millions d'années) ou au début du Cambrien (584 millions d'années) (Thivierge et al., 1983). Plusieurs dépôts dans le secteur de la mine recouvrent le complexe alcalin. La région de Saint-Honoré a été entièrement recouverte par les glaces lors de la dernière période glaciaire survenue au Wisconsinien et ayant affectée l'Amérique du Nord entre - 85 000 ans et - 7 000 ans (CERM-PACES, 2013). L'épaisseur des dépôts meubles laissés suite à la fonte des glaciers dans le secteur de la mine varie entre 1 et 25 mètres. Une mince couche de sol organique en surface recouvre un dépôt silteux et silto-argileux laissé par la mer Laflamme tandis qu'un dépôt de till glaciaire recouvre le dépôt de calcaire de Trenton causé par la transgression marine datant de l'Ordovicien (environ 470 millions d'années) (Tremblay, 1993). L'épaisseur moyenne du dépôt de calcaire est de 75 mètres. Le gisement exploité par la mine Niobec se trouve sous ce dernier.

3.1. DESCRIPTION DU MASSIF ROCHEUX

La mine Niobec se situe dans la partie sud du complexe alcalin de Saint-Honoré (figure 14) qui occupe une superficie d'environ 25 km². Le gisement est composé de carbonatite et de roches silicatées alcalines. La carbonatite, qui peut avoir une composition soit dolomitique, soit calcitique est entourée par la syénite, qui se retrouve également sous forme de bandes ou de fragments dont la taille peut varier de quelques centimètres à une dizaine de mètres dans cette dernière. Le noyau du complexe alcalin est composé de carbonatite dolomitique tandis que les carbonatites dolomitiques et calcitiques forment un collier autour du noyau. Les roches alcalines feldspathiques et à feldspathoïdes dessinent quant à elles un croissant en plan autour des carbonatites du centre du complexe. Une masse triangulaire de syénite à cancrinite et grenat est localisée sur la bordure sud-est du complexe tandis qu'une zone de fénitisation s'étend tout autour de celui-ci (Thivierge

et al., 1983; Tremblay, 1993). Les zones de minéralisation économique dans le gisement correspondent à des lentilles subverticales irrégulières orientées d'est en ouest et dont l'épaisseur varie entre 73 et 171 mètres (240 et 560 pieds) (Frenette, 2001).

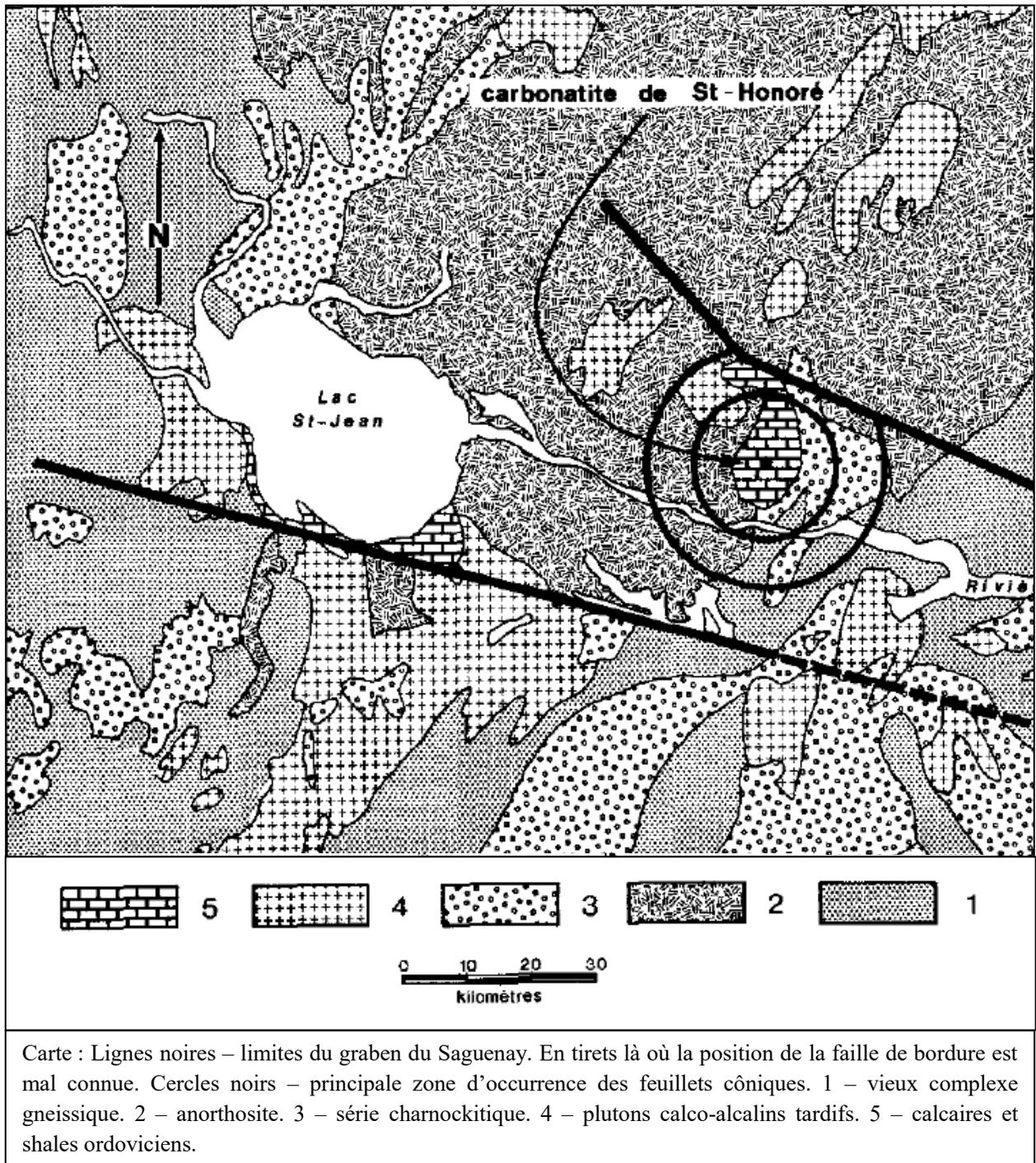


FIGURE 13 : GÉOLOGIE DE LA RÉGION DU SAGUENAY-LAC-SAINT-JEAN

(Modifiée de Thivierge et al., 1983)

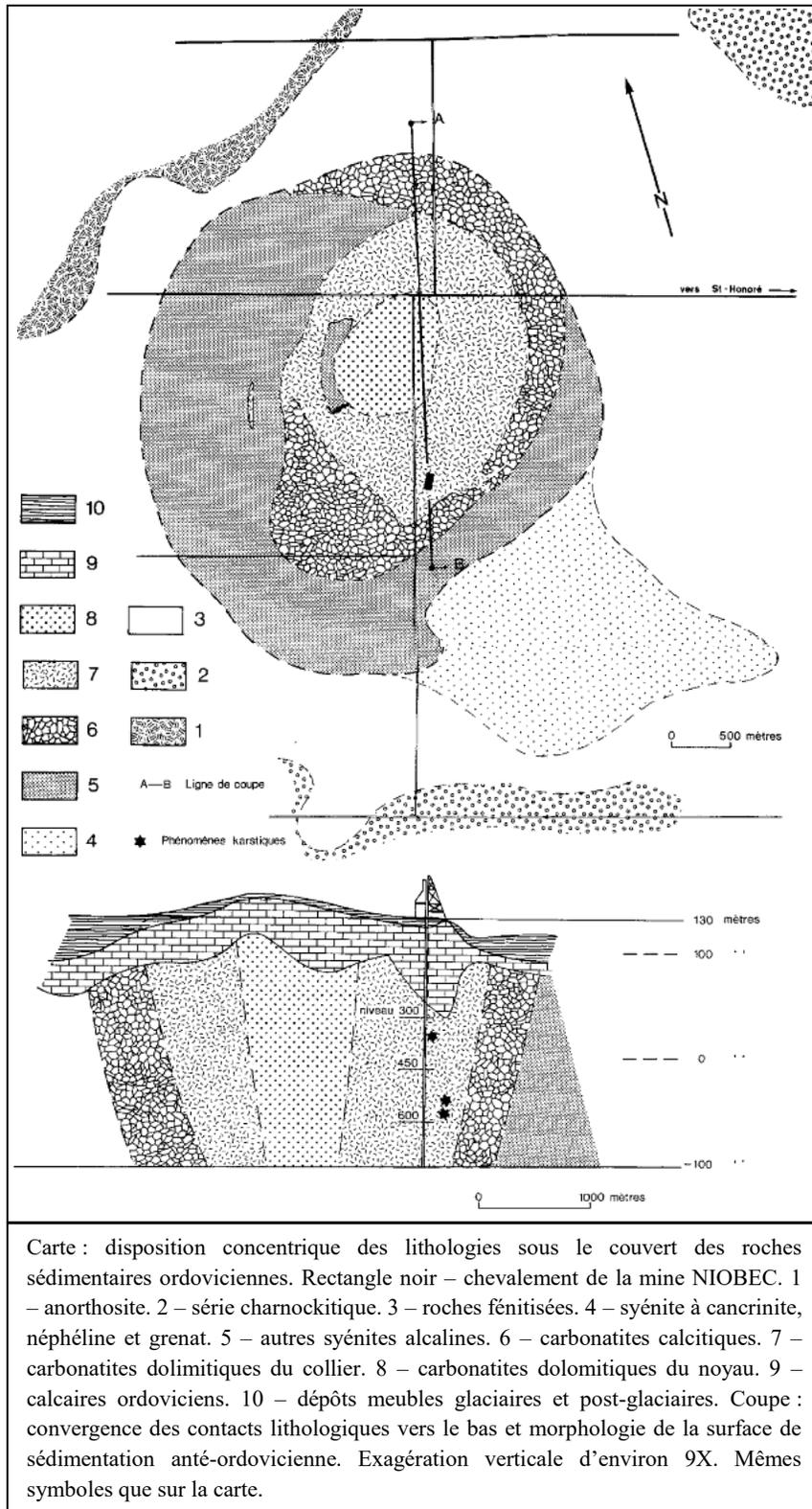


FIGURE 14 : VUE EN PLAN ET EN COUPE DU COMPLEXE ALCALIN DE SAINT-HONORÉ
(Modifiée de Thivierge et al., 1983)

3.2. MINÉRALOGIE DE BASE ET LITHOLOGIES DE LA MINE

La carbonatite, la syénite et la carbonatite bréchique ou syénite bréchique sont les trois principales unités géologiques qui composent le massif rocheux de la mine. La carbonatite, qui est compétente, peut contenir différents minéraux accessoires tels que la magnétite, la biotite, l'apatite, la chlorite et la pyrite dont les concentrations varient entre 1 et 10 %. Ces minéraux sont souvent présents sous forme de foliation dans la carbonatite sans que la résistance de cette dernière en soit toutefois affectée. La carbonatite peut être massive à bréchique et elle peut être altérée en hématite à différents degrés. La carbonatite est dite bréchique lorsqu'elle contient de 15 à 90 % de fragments de syénite. Ces derniers peuvent être partiellement ou totalement altérés en chlorite, ce qui a pour effet de diminuer la résistance de la carbonatite bréchique. La résistance de la syénite varie avec son degré d'altération. Elle peut être elle aussi massive ou bréchique. (Lajoie, 2010)

Un système de classification basé sur la composition minéralogique de la roche a été élaboré afin d'uniformiser l'information dans la base de données concernant la description géologique des carottes de forage. Le document connu sous le nom de *Guide des unités géologiques* est le document de référence utilisé par les géologues de la mine pour décrire les carottes (L-M. Tremblay, communication personnelle, 2015). Les diverses roches formant le complexe alcalin sont codifiées en utilisant leurs minéraux principaux pour les classer en différentes lithologies. Ces dernières sont regroupées en trois catégories. La première se distingue par une dominance de syénite tandis que la seconde se distingue par une dominance de carbonatite. La troisième catégorie regroupe les lithologies qui sont associées à des cas particuliers. De ces trois catégories, deux groupes se distinguent d'après la composition de la roche. Si celle-ci est constituée de plus de 95 % d'une seule lithologie, elle appartient au groupe des lithologies primaires tandis que si elle est composée de moins de 95 % d'une lithologie majeure, elle fera plutôt partie du groupe des lithologies secondaires dans lequel le regroupement de deux lithologies est possible pour décrire et désigner une roche. À ce moment, la lithologie majeure sera inscrite en premier et la lithologie mineure en second. Les codes utilisés pour désigner les différentes lithologies identifiées à la mine Niobec vont débiter par la lettre « S » si la roche étudiée contient entre 50 et 95 % de fragments de syénite et par « C » si elle en contient moins de 5 %. La lithologie mineure sera indiquée à la suite du préfixe « S » pour les cas où la roche contient entre 50 et 95 % de fragments de syénite. Si la roche contient plutôt entre 5 et 49 % de syénite, le suffixe « S » sera ajouté au type de

carbonatite. La roche est désignée par le code « Si » ou « Sa » si plus de 95 % de syénite est présente dans cette dernière et si elle est altérée (Sa) ou non (Si) en chlorite. La figure 15 présente l'échelle pour estimer la quantité de minéraux présents dans la roche. En se référant aux règles qui suivent, tirées du *Guide* mentionné plus haut, et à la clé d'identification des lithologies principales de la mine (figure 16), il est possible d'identifier et de décrire les différentes lithologies présentes.

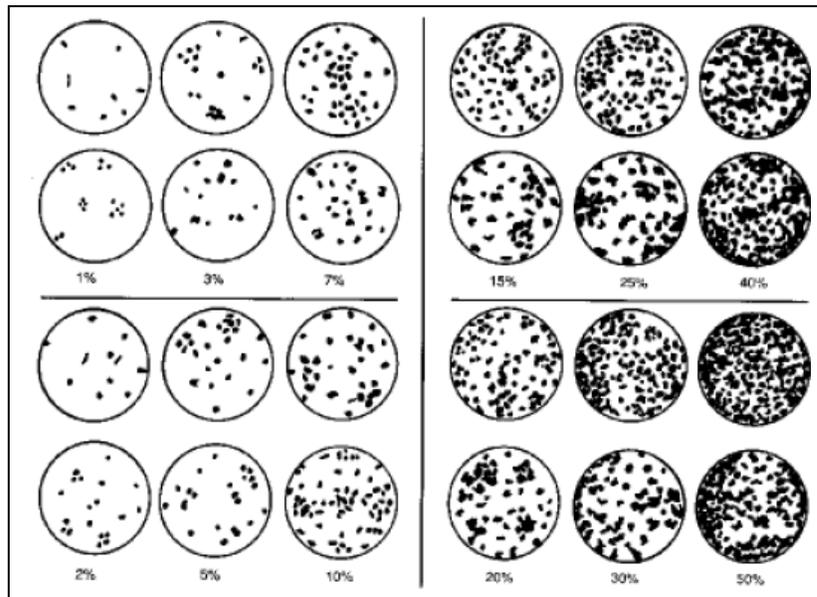


FIGURE 15 : ÉCHELLE POUR ESTIMER LA QUANTITÉ DE MINÉRAUX

(Tirée du *Guide des unités géologiques* (L-M. Tremblay, communication personnelle, 2015))

1. Lorsqu'il y a majorité de syénite (début par « S ») :

- a) Si plus de 95 % de syénite : « Si » ou « Sa »;
- b) Si entre 50 et 95 % de syénite : « S__ » où « __ » représente la lithologie mineure. (ex. SC3A, SC3NB, etc.)

2. Lorsqu'il y a majorité de carbonates (début par « C ») :

- a) Si moins de 5 % de syénite : « C__ » où « __ » représente le type de carbonatite;
- b) Si entre 5 et 49 % de syénite : « C__S » où « __ » représente le type de carbonatite.

3. Cas par cas pour les lithologies « autres ».

* Les lithologies secondaires ne peuvent regrouper qu'une lithologie primaire carbonatitique et une lithologie primaire syénitique. Dans ce cas, la lithologie majeure est inscrite en premier et la lithologie mineure en deuxième.

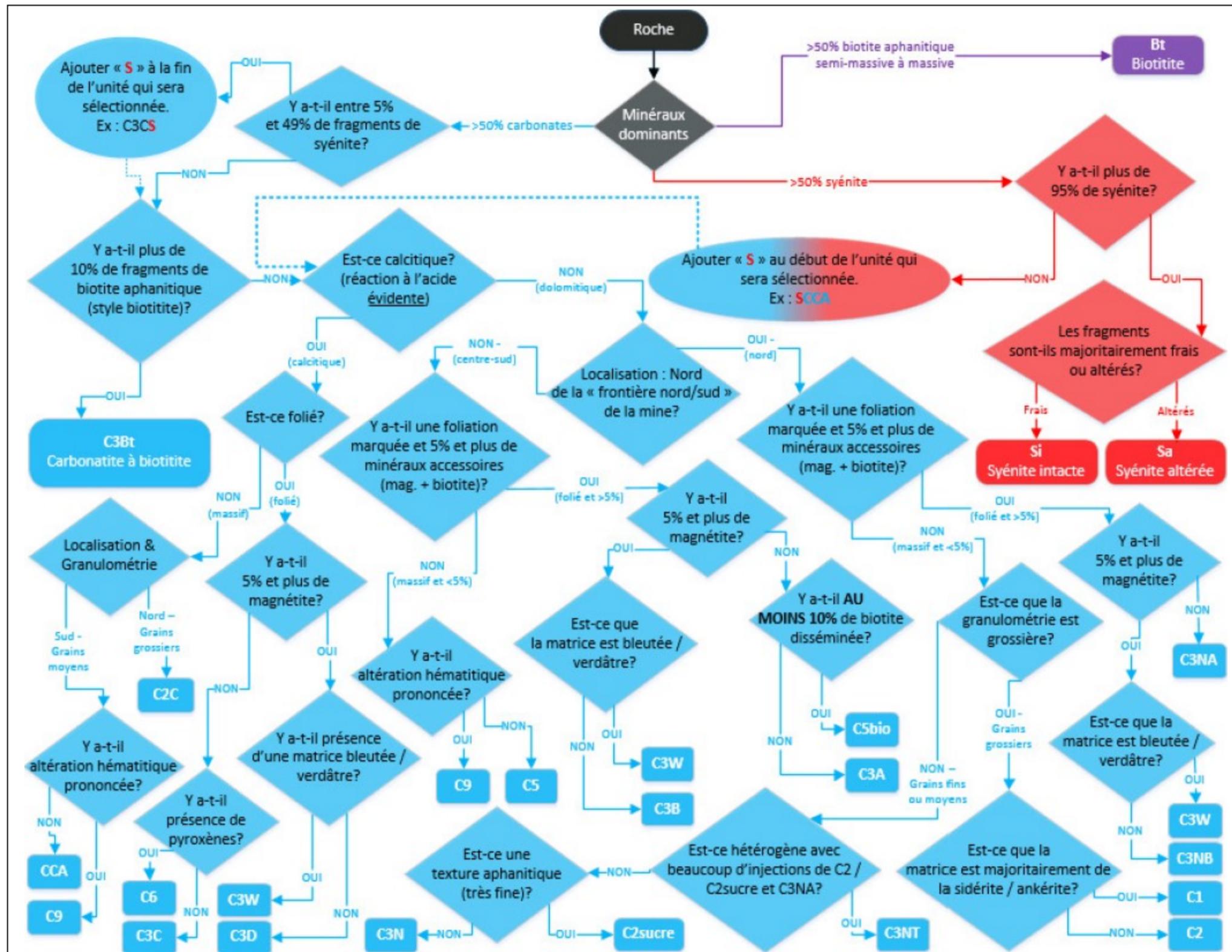


FIGURE 16 : CLÉ D'IDENTIFICATION DES LITHOLOGIES PRINCIPALES DANS LA MINE
 (Modifiée du Guide des unités géologiques (L-M. Tremblay, communication personnelle, 2015))

Le tableau 1 présente les codes géologiques établis et utilisés par la mine Niobec afin de décrire les différentes lithologies observées à travers le massif rocheux.

TABLEAU 1 : CODES DES LITHOLOGIES EN VIGUEUR

(Modifié du *Guide des unités géologiques* (L-M. Tremblay, communication personnelle, 2015))

1.	C1	13.	C3CS	25.	C3W	37.	SC2	49.	SCCA
2.	C2	14.	C3D	26.	C5	38.	SC3A	50.	BR
3.	C2C	15.	C3DS	27.	C5bio	39.	SC3B	51.	Bt
4.	C2CS	16.	C3N	28.	C5S	40.	SC3C	52.	Cal
5.	C2S	17.	C3NA	29.	C6	41.	SC3N	53.	LAMP
6.	C2sucre	18.	C3NAS	30.	C6S	42.	SC3NA	54.	SM
7.	C3A	19.	C3NB	31.	C9	43.	SC3NB	55.	Vide
8.	C3AS	20.	C3NBS	32.	C9S	44.	SC3NC		
9.	C3B	21.	C3NS	33.	CCA	45.	SC3NT		
10.	C3BS	22.	C3NT	34.	CCAS	46.	SC5		
11.	C3Bt	23.	C3NTC	35.	Si	47.	SC5bio		
12.	C3C	24.	C3NTS	36.	Sa	48.	SC9		

* Carbonatite majoritaire (1 à 34), syénite majoritaire (35 à 49) et autres (50 à 55)

Il est important de noter que plusieurs codes géologiques utilisés dans le passé pour décrire les lithologies des échantillons testés lors des campagnes d'essais mécaniques menées en laboratoire ont changé depuis. Ainsi, les correspondances actuelles des codes C5A, C5B, C5N, C5NA, C3, CCA(C3C), C5-C5bio et C5-bio-30%Sy, auxquels faisaient référence certains auteurs, sont respectivement C5, C3B, C3N, C3NA, C3A, C3C, C5bio et C5S (G. Alauzet-Brouard, communication personnelle, 2015). Ces changements ont été pris en considération lors de l'analyse des résultats obtenus suite aux essais de laboratoire effectués jusqu'à présent pour déterminer les propriétés mécaniques de la roche et caractériser le massif rocheux exploité par la mine Niobec.

CHAPITRE 4

CARACTÉRISATION ET DÉTERMINATION DES PARAMÈTRES GÉOMÉCANIQUES DU MASSIF ROCHEUX

Différentes campagnes de cartographie et de forage ont eu lieu au cours des années afin de caractériser le massif rocheux encaissant de la mine Niobec. Ce chapitre passe en revue les résultats des différents essais qui ont été menés en laboratoire pour déterminer les propriétés mécaniques de la roche intacte et du remblai minier. Il présente également les caractéristiques des discontinuités ainsi que la géométrie du réseau de fractures observées à la mine. Ces données sont nécessaires pour procéder à la classification du massif rocheux et à la détermination de ses paramètres géomécaniques. L'interprétation des données ayant permis de déterminer les paramètres géomécaniques du massif rocheux d'après les différents critères de rupture développés à partir des résultats des essais de laboratoire et des systèmes de classification est également présentée dans ce chapitre.

4.1. REVUE DES ESSAIS EFFECTUÉS ET DES RÉSULTATS OBTENUS

Différentes campagnes de caractérisation du massif rocheux exploité par la mine Niobec ont été menées au fil des ans afin de déterminer les paramètres géomécaniques des différents types de roche qui y sont observés. Plusieurs séries d'essais en laboratoire ont été effectuées sur des échantillons préparés à partir des segments de carottes forées dans plusieurs secteurs de la mine afin de connaître les propriétés géomécaniques de la roche du massif mais également afin de vérifier si celles-ci varient ou non avec la profondeur et en fonction des lithologies rencontrées. À cette fin, les résultats des essais qui ont été réalisés par Bétournay (1986), Labrie (1987 et 1997), Desbiens (1997), Corthésy (2000a), Labrie et Conlon (2005), Lajoie (2010) et par Grenon (2013) ont été regroupés dans une base de données afin d'en faciliter l'analyse (G. Alauzet-Brouard, communication personnelle, 2015). Les détails des campagnes d'essais en laboratoire menées antérieurement par ces autres auteurs sont présentés à l'annexe A. Beaucoup de ces résultats sont regroupés dans le mémoire de maîtrise de Lajoie (2010) ainsi que dans le memorandum technique présentant la révision des propriétés mécaniques des différentes unités géologiques observées à la mine Niobec réalisée par Golder Associés Ltée (2012a). Les données ont également

été révisées par Itasca (2014) au cours de l'étude de faisabilité effectuée par rapport au projet de poursuivre l'exploitation de la mine à l'aide d'une méthode d'exploitation par blocs foudroyés. C'est à cette occasion d'ailleurs que des essais supplémentaires de résistances en compression uniaxiale et en tension indirecte ont été réalisés par Grenon (2013).

Ainsi, il s'agissait donc pour cette partie du projet, de rassembler et de faire une revue de l'ensemble des résultats obtenus pour les essais de laboratoire effectués jusqu'à présent sur des échantillons provenant du massif rocheux de la mine pour en déterminer les propriétés mécaniques. Les résultats ont été compilés puis analysés. Le tableau 2 présente la compilation des essais effectués en laboratoire au cours des campagnes réalisées pour déterminer les propriétés mécaniques de la roche intacte du massif.

TABLEAU 2 : COMPILATION DES ESSAIS RÉALISÉS POUR DÉTERMINER LES PROPRIÉTÉS MÉCANIQUES DE LA ROCHE DU MASSIF

Campagne d'essai	Type d'essai réalisé et nombre d'éprouvettes testées				
	Brésilien	Flexion	Compression uniaxiale	Compression triaxiale	Déformabilité
Bétournay, 1986	22	10	24 ¹		34 ²
Labrie, 1987	155 ³		79 ⁴	14	12
Labrie, 1997	25		6	12	18
Desbiens, 1997	16	16	35	31	17 ⁵
Corthésy, 2000a	17		17	6	
Labrie et Conlon, 2005			5		5
Lajoie, 2010	9	11	26	19	5 ⁶
Grenon, 2013	43 ⁷		43 ⁸		
Total d'essais réalisés	287	37	235	82	91
Total d'essais considérés	247	37	191	82	50

¹ Sur les 24 essais réalisés, seuls les résultats de 10 essais ont été considérés dans le calcul de la résistance moyenne en compression uniaxiale.

² Les essais pour déterminer les modules d'élasticité en compression et en flexion ont été réalisés sur 34 éprouvettes or, seuls 10 modules d'élasticité sur 24 en compression ont pu être calculés en plus des modules de flexion.

³ Sur les 155 essais réalisés, 10 ont été rejetés.

⁴ Sur les 79 essais réalisés, 7 ont été rejetés.

⁵ Sur les 17 essais réalisés, 2 ont été rejetés.

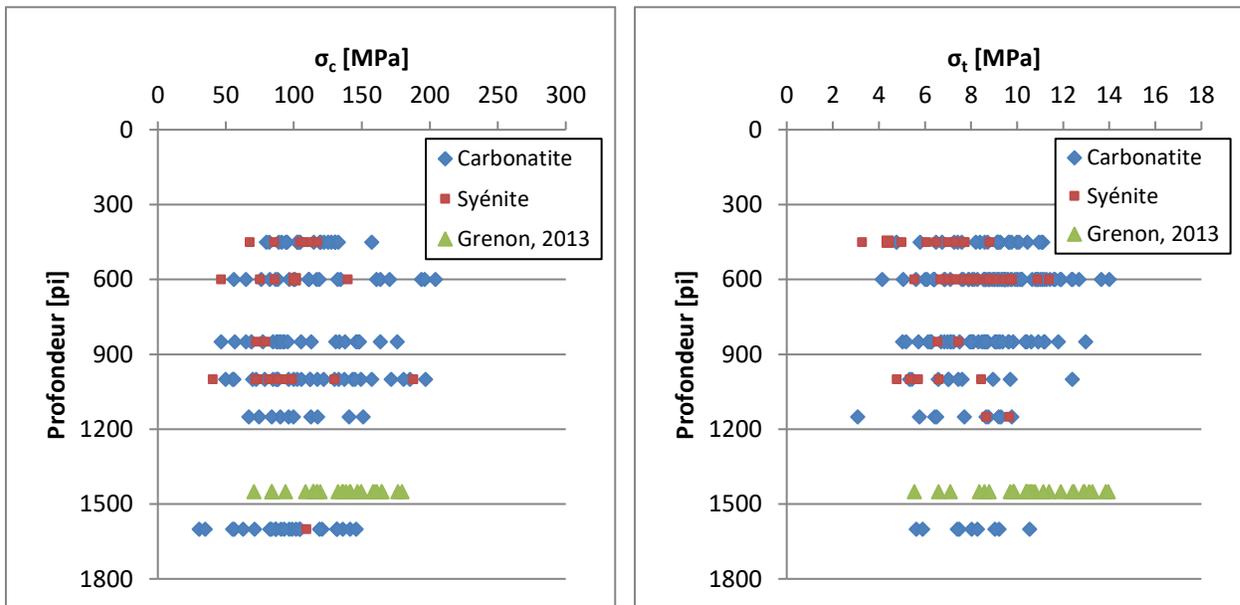
⁶ Des problèmes sont survenus lors des essais et la collecte des données n'a pas été possible.

⁷ Sur les 43 essais réalisés, 8 ont été rejetés.

⁸ Sur les 43 essais réalisés, 13 ont été rejetés.

4.2. PROPRIÉTÉS MÉCANIQUES DE LA ROCHE INTACTE

Le massif rocheux de la mine Niobec est composé de carbonatite et de syénite dont les teneurs en minéraux accessoires varient. Les résultats des essais mécaniques effectués ont été regroupés selon les lithologies d'une part et selon la profondeur à laquelle les échantillons ont été prélevés d'autre part. L'analyse des résultats sur les propriétés mécaniques de la roche intacte montre que celles-ci varient surtout selon les lithologies rencontrées plutôt que selon la profondeur. C'est le cas de la résistance en compression et de la résistance en tension (figure 17), ainsi que du module de Young et du coefficient de Poisson (figure 18). La revue des essais effectués en laboratoire a effectivement permis de constater que les propriétés mécaniques de la roche varient beaucoup plus lorsque l'on compare les propriétés moyennes calculées pour les différents matériaux à l'intérieur d'une même campagne d'essais (tableaux 3 et 4).



*Le forage S-3929, d'où proviennent les échantillons testés par Grenon (2013), part du niveau 442 mètres (1450 pieds) et termine sa course au niveau 640 mètres (2100 pieds).

(a) (b)
FIGURE 17 : DISTRIBUTION DES RÉSULTATS EN FONCTION DE LA PROFONDEUR POUR LA RÉSISTANCE (a) EN COMPRESSION ET (b) EN TENSION

Plusieurs regroupements lithologiques pourraient aussi être testés. Un premier regroupement pourrait comparer les résistances des unités dites massives contenant peu de minéraux accessoires (C5, C3N et CCA) avec celles des unités foliées et contenant beaucoup de minéraux accessoires (C3C, C3A, C3NA, C3B et C3D). Un second pourrait comparer les résistances des unités calcitiques (C3C, C3D et CCA), des unités dolomitiques (C3A, C3B, C5, C3N et C3NA) et des syénites

tandis qu'un troisième pourrait comparer les résistances des unités du nord (C3N, C3NA et C3NT) avec toutes les autres unités (L-M. Tremblay, communication personnelle, 2015).

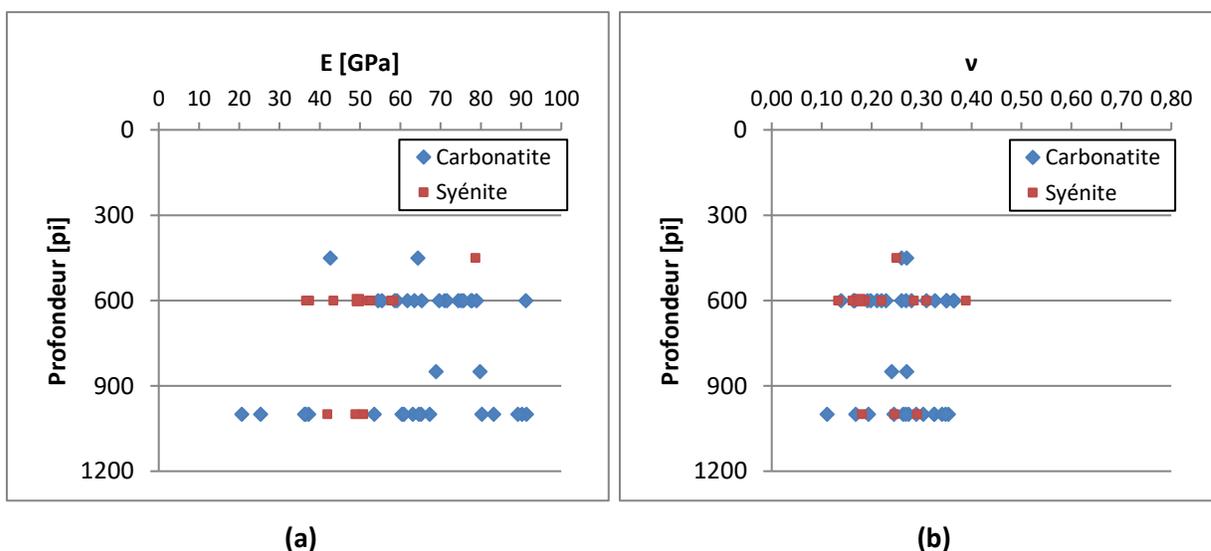


FIGURE 18 : DISTRIBUTION DES RÉSULTATS EN FONCTION DE LA PROFONDEUR POUR (a) LE MODULE DE YOUNG ET (b) LE COEFFICIENT DE POISSON

TABLEAU 3 : MODULES DE YOUNG ET COEFFICIENTS DE POISSON MOYENS POUR CHACUNE DES LITHOLOGIES

Campagnes d'essai et lithologies	Module de Young			Coefficient de Poisson		
	E moy. [GPa]	s [GPa]	Nbr testés	v moy. [MPa]	s	Nbr testés
Labrie (1987)						
C5	77,40	2,23	4	0,30	0,04	4
C3A	55,75	18,60	2	0,26	0,02	2
C3C	58,15	5,16	2	0,31	0,06	2
C3N	64,40	-----	1	0,26	-----	1
Sy	37,00	0,57	2	0,26	0,05	3
Labrie (1997)						
C5	64,85	7,39	6	0,24	0,09	6
C3N	74,38	10,65	6	0,23	0,08	6
Sy intacte	53,39	4,52	3	0,25	0,12	3
Sy altérée	51,25	7,28	3	0,19	0,08	3
Desbiens (1997)						
C5	76,15	18,42	2	0,31	0,06	2
C5bio	90,25	-----	1	0,29	-----	1
C3A	59,66	5,64	3	0,19	0,08	3
C3N	84,95	5,74	3	0,32	0,01	3
C3NB	64,28	3,52	3	0,23	0,05	3
Sy altérée	47,21	4,68	3	0,24	0,06	3
Labrie et Conlon (2005)						
C3B	36,66	0,51	3	0,34	0,00	2

* s = Écart-type

TABLEAU 4 : RÉISTANCES MOYENNES EN COMPRESSION ET EN TENSION POUR CHACUNE DES LITHOLOGIES

Campagnes d'essai et lithologies	Résistance à la compression uniaxiale			Résistance en tension		
	$\sigma_{c \text{ moy.}}$ [MPa]	s [MPa]	Nbr testés	$\sigma_{t \text{ moy.}}$ [MPa]	s [MPa]	Nbr testés
Labrie (1987)						
C5	120,15	35,81	40	9,64	1,71	68
C3A	93,93	29,68	5	7,25	1,39	19
C3C	85,58	21,81	7	8,99	1,35	18
C3N	109,25	23,30	9	8,46	2,06	13
Sy intacte	99,06	16,94	7	8,23	1,21	15
Sy altérée	68,70	16,48	4	5,72	1,29	11
Labrie (1997)						
C5	107,19	35,23	2	7,04	2,02	9
C3N	147,99	68,04	2	10,25	1,42	7
Sy intacte	139,71	-----	1	8,97	0,64	5
Sy altérée	85,75	-----	1	8,96	1,63	4
Desbiens (1997)						
C5	126,47	32,31	6	8,66	1,48	2
C5S	121,89	-----	1	-----	-----	-----
C3A	106,15	72,41	2	-----	-----	-----
C3B	117,89	13,69	4	7,76	1,69	2
C3N	118,19	38,10	5	6,07	1,19	3
C3NA	115,89	56,24	3	12,94	-----	1
C3NB	163,10	29,37	3	7,97	1,35	2
Sy intacte	87,92	10,63	4	5,69	1,28	2
Sy altérée	83,30	28,93	6	6,50	1,70	3
Corthésy (2000a)						
C5S	111,94	36,02	5	7,01	1,16	5
C3C	94,61	13,95	5	9,25	0,42	4
Sy	-----	-----	-----	9,16	0,70	2
Labrie et Conlon (2005)						
C3B	66,45	13,85	5	-----	-----	-----
Lajoie (2010)						
C5	116,21	27,78	2	-----	-----	-----
C5bio	97,74	6,86	3	-----	-----	-----
C3A	89,03	36,08	9	8,59	1,72	5
C3AS	67,38	35,23	3	-----	-----	-----
C3B	104,91	30,47	7	7,14	1,05	4
SC5	109,30	-----	1	-----	-----	-----
Grenon (2013)						
C5	141,63	-----	1	11,22	3,73	2
C3A	134,94	31,13	11	11,06	1,10	11
C3B	134,27	20,98	6	10,22	2,83	8
C3C	108,12	29,18	5	9,25	1,65	6
C3A/C3B	168,04	12,03	2	13,20	0,09	2
SC3C	114,17	-----	1	-----	-----	-----

* s = Écart-type

Cependant, il demeure que, globalement, les résultats obtenus pour les différents essais pour l'ensemble des lithologies démontrent très peu de variabilité. Les plus grandes différences sont constatées lorsque les unités lithologiques de la carbonatite sont séparées de celles de la syénite fortement altérée en chlorite. La résistance de ces dernières varie beaucoup avec leur degré d'altération.

Les diagrammes en boîte et moustache (figures 19 et 20) illustrent l'éparpillement des résultats pour les essais de résistance en compression uniaxiale et en tension, ainsi que pour les essais de déformabilité. Ils permettent également de comparer les séries de résultats obtenus pour les principales lithologies et d'identifier les valeurs aberrantes à exclure du calcul des moyennes arithmétiques de chacune des propriétés mécaniques. Les résultats indiquent que les propriétés mécaniques de la syénite sont en général plus faibles que celles de la carbonatite. Toutefois, la différence des moyennes calculées séparément pour la carbonatite et la syénite ne justifie pas la séparation des données et c'est pourquoi elles ont finalement été regroupées. Les résistances en tension et en compression uniaxiale de la carbonatite et de la syénite sont présentées dans le tableau 5 tandis que leurs propriétés élastiques sont indiquées dans le tableau 6. Le nombre d'échantillons testés et considérés dans les calculs des résistances et des propriétés élastiques moyennes est indiqué dans chacun des tableaux.

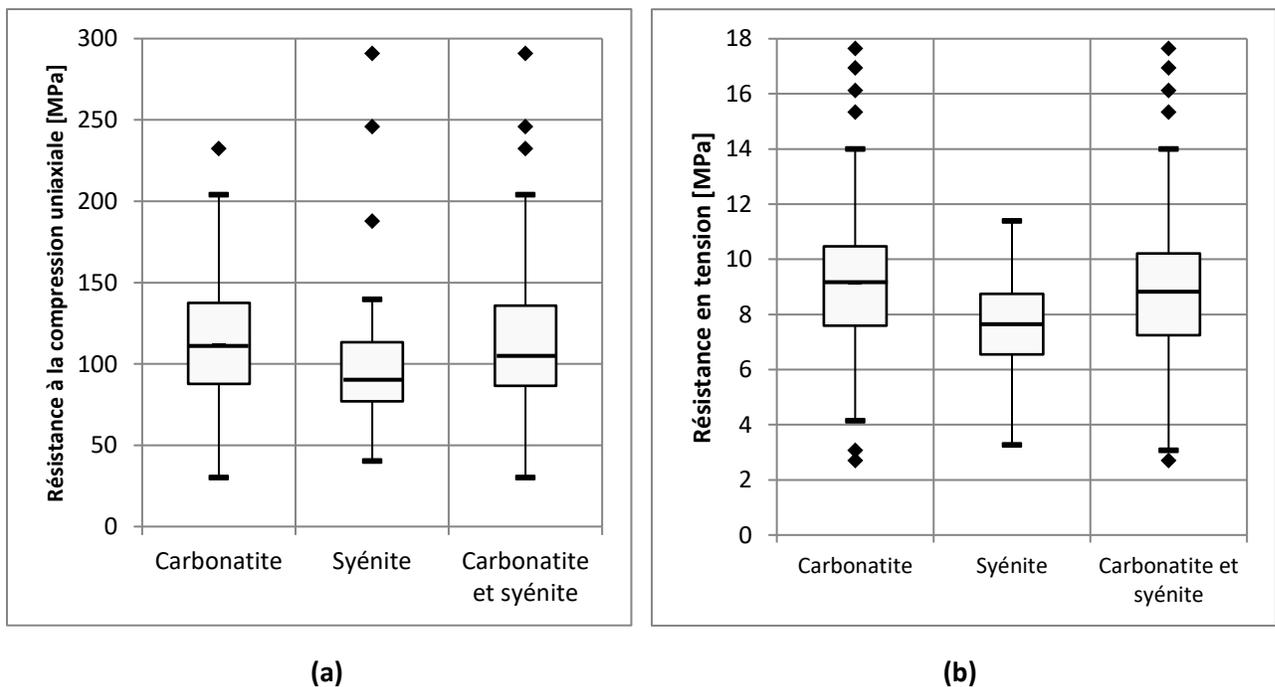
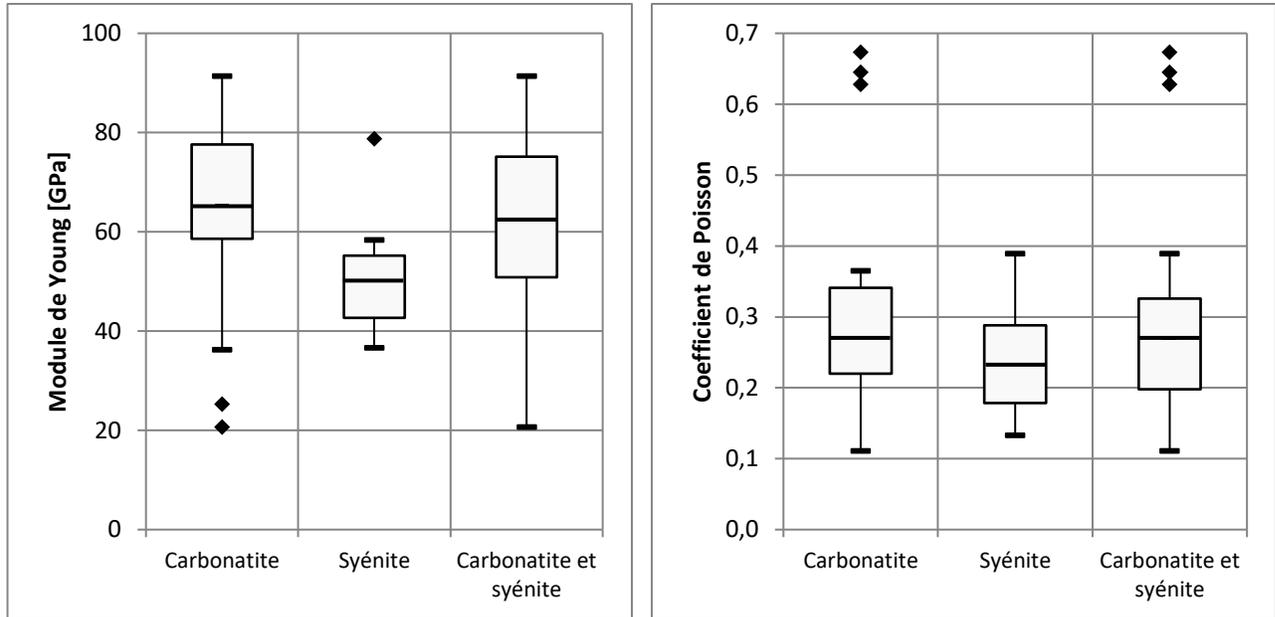


FIGURE 19 : RÉSULTATS DES ESSAIS DE RÉSISTANCE (a) À LA COMPRESSION UNIAXIALE ET (b) EN TENSION



(a)

(b)

FIGURE 20 : DIAGRAMMES POUR LES ESSAIS DE DÉFORMABILITÉ : MODULE DE YOUNG (a) ET (b) COEFFICIENT DE POISSON

TABLEAU 5 : RÉSIDENCES EN COMPRESSION UNIAXIALE ET EN TENSION DE LA CARBONATITE ET DE LA SYÉNITE

Type de roc	Résistance en compression uniaxiale			Résistance en tension		
	$\sigma_{c \text{ moy.}}$ [MPa]	s [MPa]	Nbr testés	$\sigma_{t \text{ moy.}}$ [MPa]	s [MPa]	Nbr testés
Carbonatite	113,06	35,72	153	9,05	2,06	191
Syénite	90,74	23,42	25	7,53	1,79	42
Carbonatite et syénite	110,36	35,46	179	8,75	2,12	234

* s = Écart-type

TABLEAU 6 : PROPRIÉTÉS ÉLASTIQUES DE LA CARBONATITE ET DE LA SYÉNITE

Type de roc	Module de Young			Coefficient de Poisson		
	$E_{\text{ moy.}}$ [GPa]	s [GPa]	Nbr testés	$\nu_{\text{ moy.}}$	s	Nbr testés
Carbonatite	67,12	14,68	36	0,26	0,07	35
Syénite	48,14	7,44	11	0,24	0,07	12
Carbonatite et syénite	61,41	17,19	50	0,26	0,07	47

* s = Écart-type

Desbiens (1997) a calculé la moyenne des valeurs obtenues pour les paramètres de déformation pour les essais effectués sur les éprouvettes de même minéralogie avant de

déterminer les propriétés élastiques de ces dernières. Les déformations enregistrées par Desbiens (1997) pour chacune des éprouvettes testées lors de son étude ont été reprises afin d'évaluer les propriétés élastiques de chacun des échantillons avant de calculer les modules de Young et les coefficients de Poisson moyens. Les courbes contrainte-déformation tracées pour chacun des échantillons testés sont présentées à l'annexe B. Les modules de Young ont été calculés en effectuant une régression linéaire sur les valeurs comprises entre 25 et 50 % de la contrainte maximale supportée par les éprouvettes.

Les paramètres des critères de rupture de Mohr-Coulomb et de Hoek & Brown pour la roche intacte (c , φ , m_i et σ_{ci}) ont aussi été déterminés à partir des résultats des essais de compressions uniaxiale, diamétrale et triaxiale réalisés lors des différentes campagnes d'essais. Les résultats expérimentaux ont été regroupés, dans un premier temps, de façon à déterminer les paramètres c , φ , m_i et σ_{ci} pour chacune des lithologies observées (tableau 7). À cette fin, des courbes de tendance linéaires ont été insérées dans les graphiques construits à partir des résultats des essais effectués en laboratoire. Les courbes-enveloppes des critères de rupture ont alors pu être tracées pour chacune des lithologies identifiées (annexe C).

La représentation des courbes-enveloppes permet d'observer la distribution des résultats utilisés pour évaluer les paramètres. De cette façon, il est possible de constater rapidement que la quantité de résultats disponibles varie d'une campagne à l'autre mais aussi en fonction des lithologies. Également, on peut observer que la dispersion des résultats des essais triaxiaux n'est pas toujours adéquate. Le nombre d'essais réalisés n'est pas toujours suffisant et plusieurs essais ont même été effectués à des pressions de confinement identiques. La norme ASTM D 2664-04 (2004), concernant l'essai de résistance à la compression triaxiale, indique qu'au moins trois essais sur le même matériau à des pressions de confinement différentes doivent être réalisés pour que l'enveloppe de rupture suivant le critère de Mohr-Coulomb puisse être tracée. Également, il y est mentionné qu'en raison de l'hétérogénéité de la roche et de la dispersion souvent observée des résultats, il est de bonne pratique d'effectuer au moins trois essais sur des éprouvettes de même nature pour chaque pression de confinement choisie ou sinon d'effectuer neuf essais à des pressions de confinement différentes afin de couvrir la gamme de contraintes à l'étude. Labrie (1987) indique dans son rapport que la pression de confinement appliquée aux éprouvettes au cours des essais en compression triaxiale oscillait autour de 14,5 MPa. Lors d'une campagne

subséquente, les pressions qui ont été appliquées étaient de 10 et 20 MPa (Labrie, 1997). Corthésy (2000a) a également réalisé ses essais triaxiaux en ne considérant que deux pressions de confinement différentes soit 20 et 30 MPa. Desbiens (1997) et Lajoie (2010) ont tous les deux réalisé leurs essais avec des valeurs de pressions de confinement de 6,9; 20,7; 34,5 et 48,3 MPa.

TABLEAU 7 : PARAMÈTRES DES CRITÈRES DE RUPTURE POUR CHACUNE DES LITHOLOGIES

Campagnes d'essai et lithologies	Critères de rupture					
	Mohr-Coulomb			Hoek & Brown		
	c [MPa]	ϕ [°]	R ²	m _i	σ_{ci} [MPa]	R ²
Labrie (1987)						
C5	16,72	56,56	0,8792	15,24	139,53	0,7747
C3A	12,12	55,03	0,9259	16,50	115,78	0,8722
C3C	12,68	47,71	0,8794	8,89	83,69	0,8746
C3N	14,90	56,00	0,8834	14,79	120,48	0,8185
Sy intacte	13,21	51,86	0,8549	10,71	93,75	0,8906
Sy altérée	8,67	47,24	0,8818	10,62	64,92	0,9224
Labrie (1997)						
C5	12,45	53,03	0,8488	14,51	115,28	0,7234
C3N	17,33	53,29	0,8401	13,46	148,59	0,6834
Sy intacte	14,51	51,02	0,8939	11,50	115,80	0,9101
Sy altérée	14,30	53,77	0,963	15,03	129,18	0,9437
Desbiens (1997)						
C5	17,71	48,42	0,6794	32,49	87,62	0,8581
C3A	30,85	29,66	0,7218	4,64	117,86	0,663
C3B	18,95	45,50	0,7269	17,35	108,44	0,8198
C3N	16,93	46,22	0,742	12,29	107,93	0,8171
C3NA	33,16	30,43	0,435	3,76	139,72	0,1985
C3NB	25,47	46,23	0,8138	14,48	150,62	0,7163
Sy intacte	16,26	47,29	0,8118	19,76	108,95	0,7377
Sy altérée	13,97	48,54	0,943	21,33	94,30	0,9631
Corthésy (2000a)						
C5S	15,46	45,86	0,7835	10,93	107,40	0,7487
C3C	15,82	46,91	0,8573	12,71	112,10	0,71
Lajoie (2010)						
C5	35,15	27,03	0,8549	4,49	113,68	0,71
C3A	16,42	46,59	0,8668	14,39	109,39	0,93
C3AS	21,07	34,18	0,7351	6,73	91,01	0,5693
C3B	17,80	44,02	0,8926	13,16	107,37	0,9376

* R² = Coefficient de corrélation

Les résultats expérimentaux ont également été regroupés de façon à déterminer les paramètres des critères de rupture de la roche intacte pour les lithologies où la carbonatite domine et celles où il y a plutôt dominance de syénite. Ils ont aussi été regroupés de façon à déterminer les paramètres de la roche intacte pour les différentes unités géologiques contenant de la carbonatite et de la syénite (tableau 8). Les enveloppes de rupture correspondantes sont présentées plus bas (figures 21 et 22).

TABLEAU 8 : PARAMÈTRES DES CRITÈRES DE RUPTURE DE LA CARBONATITE ET DE LA SYÉNITE

Type de roc	Critères de rupture					
	Mohr-Coulomb			Hoek & Brown		
	c [MPa]	ϕ [°]	R ²	m _i	σ_{ci} [MPa]	R ²
Carbonatite	16,40	47,32	0,7764	12,45	120,25	0,6845
Syénite	12,88	49,41	0,8820	16,60	108,42	0,8139
Carbonatite et syénite	15,82	47,65	0,7872	13,01	118,53	0,7012

* R² = Coefficient de corrélation

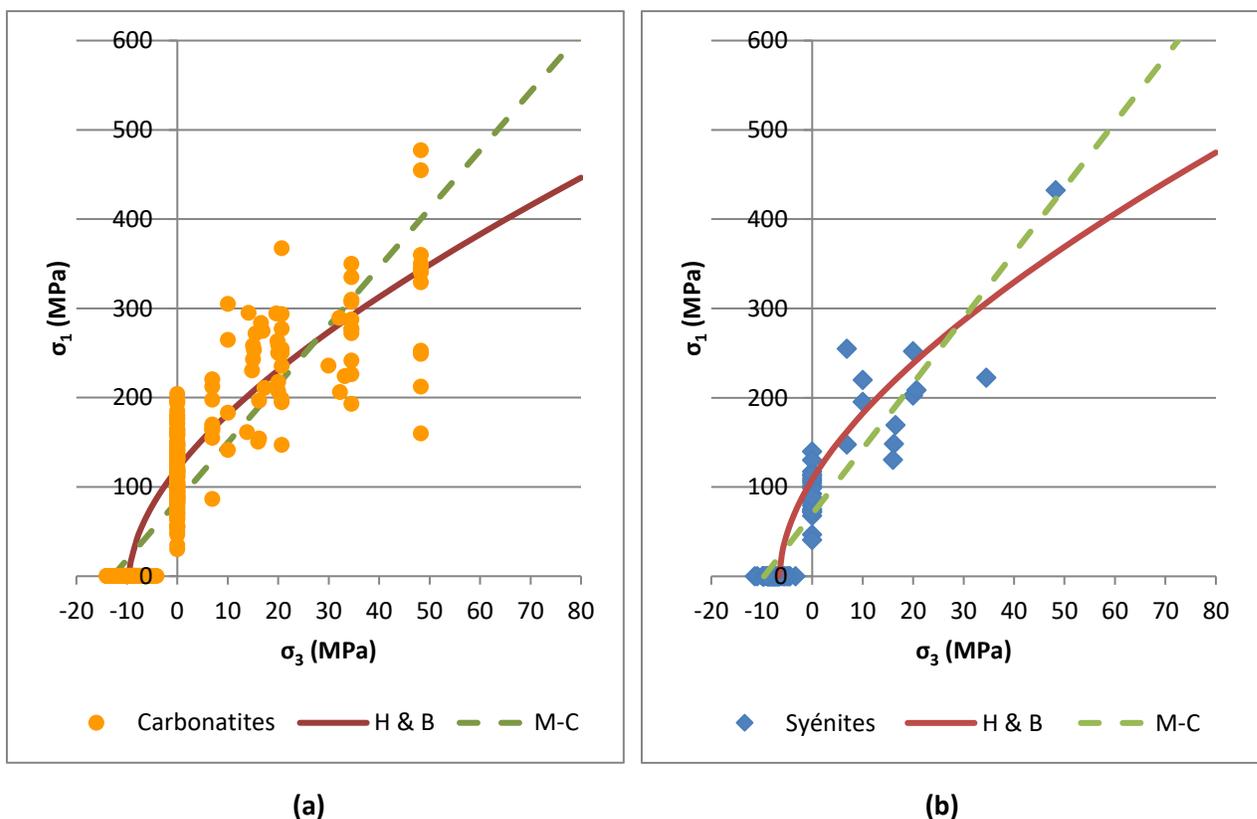


FIGURE 21 : ENVELOPPES DE RUPTURE DES CRITÈRES DE MOHR-COULOMB ET DE HOEK & BROWN POUR (a) LA CARBONATITE ET (b) LA SYÉNITE

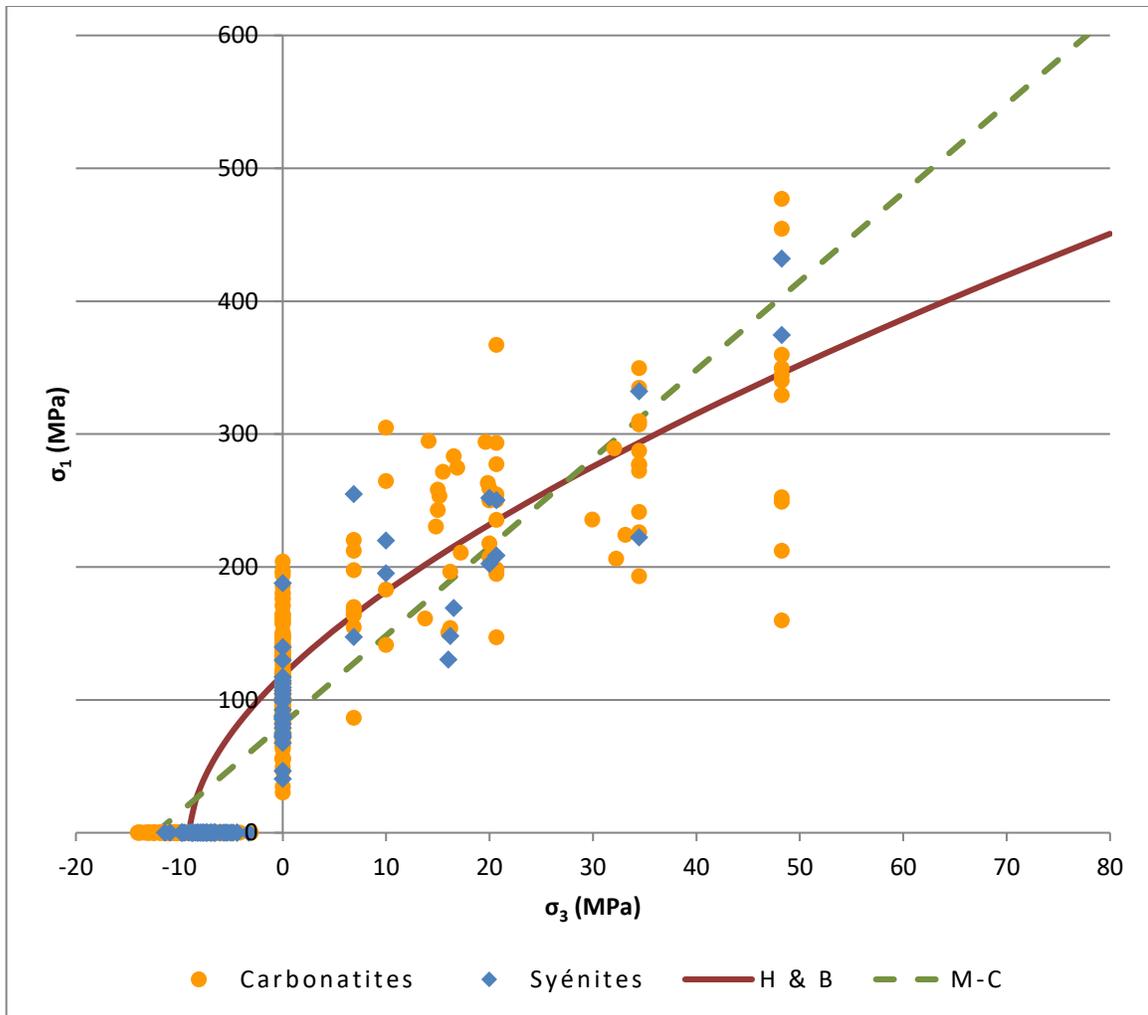


FIGURE 22 : ENVELOPPES DE RUPTURE DES CRITÈRES DE MOHR-COULOMB ET DE HOEK & BROWN POUR LA CARBONATITE ET LA SYÉNITE

Ainsi, les propriétés des différentes unités de carbonatite sont relativement constantes mis à part lorsqu'elles sont altérées ou qu'elles contiennent beaucoup de minéraux accessoires. Les éprouvettes qui donnent les valeurs les plus élevées sont celles dont la lithologie est très favorable et qui sont exemptes de fissures. Celles qui comportent une grande quantité de minéraux accessoires, un contact entre deux lithologies différentes ou encore une grande quantité de fragments de syénite altérés en chlorite présentent une résistance plus faible. En effet, selon Lajoie (2010) : « on remarque que la résistance de la syénite fraîche ou légèrement altérée s'apparente à celle de la carbonatite. Toutefois, lorsque la carbonatite contient des fragments de syénite fortement altérés en chlorite ou des fissures chloritisées la résistance de l'éprouvette est diminuée. Donc, à l'échelle du massif rocheux les bandes de syénites bréchiées et les zones de

carbonatite fortement altérée sont susceptibles de créer des instabilités. » Les secteurs pour lesquels la présence de bandes de syénite altérée a été constatée sont plus susceptibles d’engendrer des effondrements en raison du contact syénite/carbonatite qui constitue des points de faiblesse et non en raison des propriétés de la syénite qui sont à peu près équivalentes à celles de la carbonatite.

Le gisement exploité par la mine est très complexe. Sa nature ne permet pas d’identifier précisément les lithologies qui seront rencontrées dans les différents secteurs de l’exploitation. Par conséquent, il est justifié de considérer, pour la roche intacte, les propriétés déterminées à partir de l’ensemble des résultats obtenus suite aux différents essais réalisés au fil des ans. L’utilisation de valeurs moyennes pour décrire les propriétés mécaniques de la roche intacte est d’autant plus justifiée que les écarts-types calculés pour chacune d’entre elles indiquent que les résistances des échantillons testés sont bien dispersées autour des moyennes. Les coefficients de variation calculés indiquent également que les données sont relativement homogènes. De plus, comme le mentionne Frenette (2001) : « dans le cas de la mine Niobec, le massif a été considéré homogène car les différences de conditions géomécaniques sont trop locales pour le travail voulu et celui-ci a donc été classifié en une seule zone. » Le tableau 9 résume les valeurs moyennes à considérer pour caractériser les propriétés de la roche intacte de la mine Niobec.

TABEAU 9 : VALEURS MOYENNES DES PROPRIÉTÉS MÉCANIQUES DE LA ROCHE INTACTE DE LA MINE NIOBEC

Propriétés mécaniques	Carbonatite et syénite
Résistance en compression uniaxiale	$\sigma_{cmoy} = 110,4 \text{ MPa}$
Résistance en tension	$\sigma_{tmoy} = 8,8 \text{ MPa}$
Module de Young	$E_{moy} = 61,4 \text{ GPa}$
Coefficient de Poisson	$\nu_{moy} = 0,26$
Cohésion (Mohr-Coulomb)	$c = 15,8 \text{ MPa}$
Angle de frottement (Mohr-Coulomb)	$\phi = 47,7^\circ$
σ_{ci} (Hoek & Brown)	$\sigma_{ci} = 118,5 \text{ MPa}$
m_i (Hoek & Brown)	$m_i = 13,0$
Poids volumique de la roche	$\gamma = 2,839 \text{ t/m}^3$

Plusieurs éprouvettes ont également été sélectionnées pour effectuer des essais de cisaillement direct ASTM D 5607-08 (2008) afin d’étudier la résistance au cisaillement des discontinuités naturelles. L’équipement disponible au laboratoire de mécanique des roches de l’Université du Québec à Chicoutimi n’a cependant pas permis d’obtenir de bons résultats.

4.3. DISCONTINUITÉS ET RÉSEAU DE FRACTURES

Plusieurs campagnes de cartographie et de forage ont été effectuées depuis l'ouverture de la mine pour caractériser les discontinuités et la géométrie du réseau de fractures observées dans le massif rocheux encaissant de la mine Niobec. Lajoie (2010) a procédé à la cartographie des discontinuités observées principalement dans la partie nord du troisième bloc minier compris entre les niveaux 350 et 442 mètres (1150 et 1450 pieds) au cours de l'été 2005. Des levés sur parois ont été réalisés, c'est-à-dire que toutes les discontinuités majeures rencontrées sur les murs des galeries dans les secteurs ciblés lors de son étude ont été relevées systématiquement par Lajoie (2010). Les discontinuités dont la longueur était supérieure ou égale à 1,5 mètre (5 pieds) ont été considérées comme étant majeures. Seules les discontinuités majeures ont été cartographiées puisqu'elles sont plus susceptibles de jouer sur la stabilité des ouvrages compte tenu de leur taille par rapport à celle de ces derniers. Les levés ont été faits autant sur des parois orientées selon l'axe nord-sud de la mine que selon l'axe est-ouest. La longueur des parois étudiées variait entre 9 et 46 mètres (30 à 150 pieds) tandis que la hauteur des galeries était d'environ 3,8 mètres (12,5 pieds).

Les mesures effectuées par Frenette (2001), principalement dans le secteur sud du troisième bloc minier, ont été ajoutées à celles de Lajoie (2010) pour caractériser structurellement le bloc # 3. La méthode de cartographie de la ligne, qui consiste à mesurer toutes les fractures qui traversent une ligne tracée à une certaine hauteur du plancher, a été employée par Frenette (2001). Lajoie (2010) mentionne dans son mémoire que, bien que Frenette (2001) n'ait pas procédé à la cartographie systématique de toutes les discontinuités rencontrées sur une surface, il y a de fortes chances que la majorité des discontinuités majeures aient été rencontrées. La hauteur des galeries étant en général égale à 3,8 mètres (12,5 pieds), les chances de croiser la majorité des discontinuités majeures en traçant la ligne à une hauteur de 1 mètre du sol (3 pieds) sont effectivement plus grandes. L'orientation des discontinuités mesurées par Frenette (2001) a été corrigée par Lajoie (2010) car ce dernier a spécifié l'orientation de ses mesures selon la convention du pendage vers la droite et en considérant le nord de la mine comme référence. Frenette (2001) a plutôt employé la convention du pendage dans le sens de la direction en considérant le nord géographique comme référence.

Les mesures effectuées par Frenette (2001) lui ont permis d'identifier trois familles de joints pour chacun des niveaux 350 et 442 mètres (1150 et 1450 pieds) du troisième bloc minier. Elles lui ont également permis d'observer que la fracturation à l'intérieur du bloc d'exploitation # 3 change très peu et que la géologie dans le secteur sud correspond généralement à de la carbonatite dolomitique avec peu ou pas de minéraux accessoires. Les travaux menés par Lajoie (2010) au cours de l'été 2005 ont mené à l'identification d'autres familles de discontinuités. Cependant, comme il a été mentionné précédemment, Lajoie (2010) a couvert principalement le secteur nord du troisième bloc minier tandis que Frenette (2001) a recueilli ses mesures surtout dans le secteur sud. C'est pour cette raison, entre autres, que les mesures ont été regroupées en fonction des lentilles minéralisées pour chaque niveau. Cela a permis à Lajoie (2010) de constater que l'orientation des fractures diffère entre les parties nord et sud du troisième bloc d'exploitation mais qu'elle est la même pour les lentilles des niveaux 350 et 442 mètres comprises dans un même secteur. Les figures 23 et 24 montrent les stéréogrammes tracés par Lajoie (2010) pour identifier les familles de discontinuités des zones nord et sud comprises entre les niveaux 350 et 442 mètres (1150 et 1450 pieds) du troisième bloc minier tandis que les tableaux 10 et 11 donnent l'orientation des familles identifiées. Il est important de mentionner également que 50 et 40 % des joints cartographiés dans les parties nord et sud respectivement du troisième bloc minier n'ont pas pu être associés à l'une ou l'autre des familles identifiées. La présence de joints aléatoires dans le troisième bloc minier n'est donc pas à négliger.

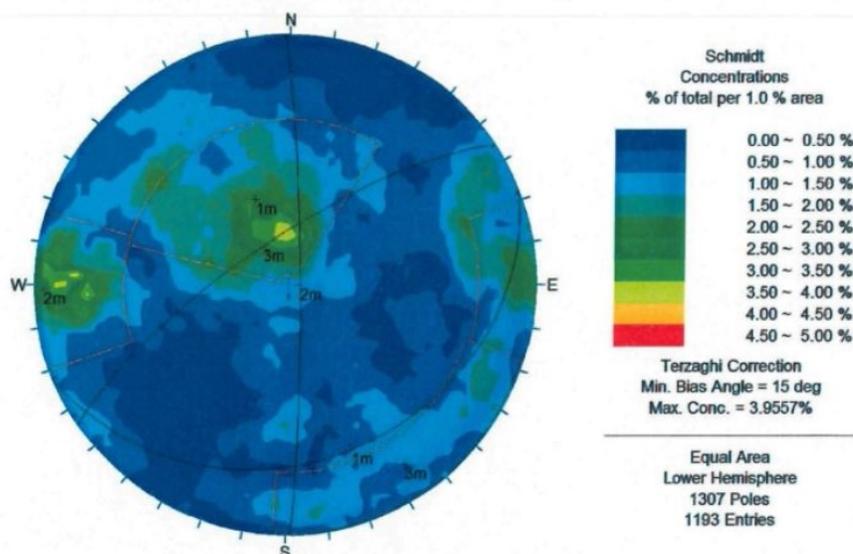


FIGURE 23 : STÉRÉOGRAMME ENTRE LES NIVEAUX 350 ET 442 MÈTRES DE LA ZONE NORD [LAJOIE, 2010]

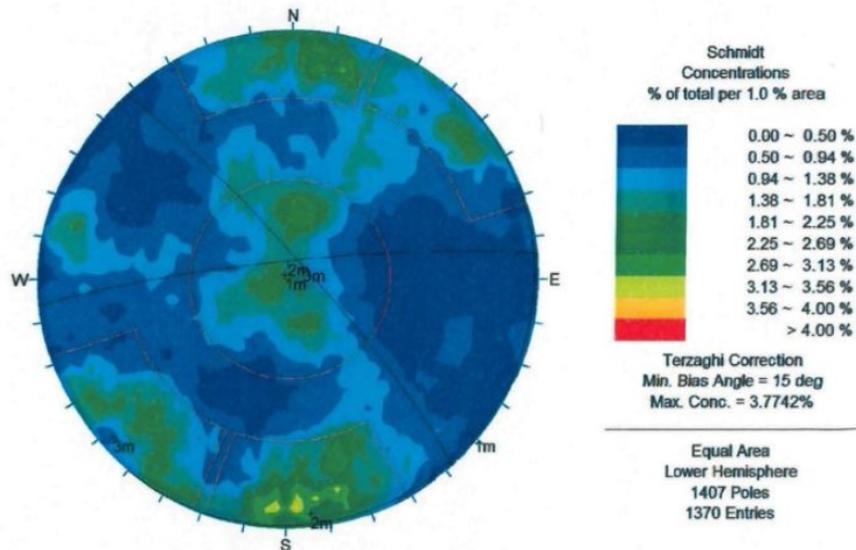


FIGURE 24 : STÉRÉOGRAMME ENTRE LES NIVEAUX 350 ET 442 MÈTRES DE LA ZONE SUD [LAJOIE, 2010]

TABLEAU 10 : ORIENTATION DES FAMILLES DE LA ZONE NORD [LAJOIE, 2010]

Famille	Direction [°]	Pendage [°]
ENE-OSO sub-horizontale	068	30
N-S sub-verticale	359	85
ENE-OSO sub-verticale	236	75

TABLEAU 11 : ORIENTATION DES FAMILLES DE LA ZONE SUD [LAJOIE, 2010]

Famille	Direction [°]	Pendage [°]
Sub-horizontale	040	02
ENE-OSO sub-verticale	264	84
NO-SE sub-verticale	318	84

Les deux premiers blocs d'exploitation ont aussi été cartographiés (Archambault, 1978; Thivierge, 1979, et Tremblay, 1993, cités dans Lajoie, 2010). Cependant, Lajoie (2010) n'a pas pu considérer les résultats des campagnes de cartographie menées dans ces blocs lors de ses travaux. Aucune indication n'est donnée quant au système de coordonnées qui a été employé pour décrire l'orientation des discontinuités observées lors des campagnes menées sur ces niveaux dans les rapports disponibles. Lajoie (2010) a aussi procédé à la cartographie des parois accessibles, au moment de son étude, du quatrième bloc minier. Toutefois, l'avancée des galeries au niveau 488

mètres (1600 pieds) ne lui a pas permis, alors, d'acquérir assez d'informations pour identifier de nouvelles familles de discontinuités.

Golder (2012c) a été en mesure d'identifier les principales familles de discontinuités présentes au niveau 488 mètres (1600 pieds) à l'occasion d'une revue des données recueillies lors des campagnes de cartographie depuis l'ouverture de la mine. Les données structurales ont été regroupées par Golder (2012c) de façon à déterminer les principales familles de discontinuités pour chacun des niveaux de la mine. L'orientation des familles de joints a été spécifiée en considérant la convention du pendage dans le sens de la direction. La fracturation a également été étudiée sur les niveaux 564 et 732 mètres (1850 et 2400 pieds). Toutefois, la quantité de données recueillies n'était pas suffisante pour caractériser la fracturation sur ces deux niveaux. Le tableau 12 donne l'orientation des familles identifiées pour les niveaux 350, 442 et 488 mètres par Golder (2012c).

TABLEAU 12 : ORIENTATION DES FAMILLES DE JOINTS IDENTIFIÉES PAR GOLDER (2012c)

Niveau [m]	Famille # 1 Sub-horizontale	Famille # 2 Sub-verticale	Famille # 3 Sub-verticale	Famille # 4 Oblique
350	01/071	89/344	79/090	37/156
442	05/164	73/349	84/083	36/168
488	05/062	83/143	82/085	51/058

Des géodes d'assez grande taille pouvant aller jusqu'à quelques mètres de diamètre ont été découvertes lors des travaux réalisés dans les deux premiers blocs d'exploitation de la mine. La présence de telles géodes au toit des galeries ou à la limite des chantiers peut avoir un impact négatif sur la stabilité des ouvrages de la mine. Heureusement, la fréquence ainsi que la taille des géodes observées diminuent avec la profondeur. Les joints majeurs qui peuvent être suivis sur des dizaines de mètres d'une galerie à l'autre d'un niveau peuvent également nuire à la stabilité. Ils sont généralement situés dans des zones où le roc du massif encaissant de la mine est fortement altéré en hématite ou en chlorite. Ils ne semblent toutefois pas se prolonger d'un niveau à l'autre de la mine. En fait, les structures qui sont les plus problématiques par rapport à la stabilité de la mine sont de nature lithologique. Il s'agit des contacts entre la carbonatite et le calcaire de la formation de Trenton et entre la carbonatite et la syénite bréchique.

Les études structurales menées au fil des ans ont permis d'établir que le massif rocheux de la mine est densément fracturé (Lajoie, 2010; Golder, 2012c et Itasca, 2014). Plusieurs familles de discontinuités ont pu être identifiées. Cependant, il n'y a pas de combinaison de joints évidente qui favorise la création de blocs d'autant plus que la présence de joints aléatoires dans le massif rocheux est non négligeable (Lajoie, 2010 et Golder, 2012c). Les résultats de ces analyses ont aussi servi à classifier le massif rocheux afin de déterminer ses paramètres géomécaniques.

4.4. CLASSIFICATION DU MASSIF ROCHEUX

Les travaux effectués par Lajoie (2010) pour caractériser la fracturation du massif rocheux à la hauteur du troisième bloc minier lui ont permis de constater que les discontinuités étudiées constituent des structures planes ou légèrement courbées de bonne continuité. La longueur des traces des fractures sub-horizontales mesurées varie entre 1,5 et 9 mètres (5 à 30 pieds). Elles ont en moyenne une longueur de 4,6 mètres (15 pieds). Les fractures sub-verticales présentent, quant à elles, une longueur apparente plus courte car la hauteur des galeries empêche de suivre leur trace au toit et/ou au plancher. Les observations effectuées, par rapport à la rugosité et à la forme des épontes des joints, ont permis d'établir qu'une valeur comprise entre 1,0 et 1,5 doit être considérée pour décrire l'indice de rugosité des joints (J_r). Les surfaces des épontes sont lisses à légèrement rugueuses tandis que leur forme varie de plane à ondulée. Les valeurs à attribuer à l'indice décrivant l'altération des joints et les matériaux de remplissage présents dans les fractures (J_a) dépendent de la lithologie dans laquelle ces dernières sont situées. Les épontes des fractures relevées dans la carbonatite sont en général légèrement altérées en hématite et des valeurs comprises entre 1,5 et 2,0 doivent être considérées. Les épontes des fractures relevées dans la syénite sont altérées en chlorite. Comme la chlorite est moins résistante que la carbonatite, l'indice d'altération varie entre 2,5 et 3,0. L'espacement apparent entre les joints d'une même famille a aussi été calculé par Lajoie (2010). Les résultats obtenus lui ont permis de conclure qu'en général, une fracture majeure peut être observée à chaque mètre dans le massif rocheux de la mine.

La qualité du massif rocheux de la mine Niobec a aussi été décrite par Golder Associés Ltée (2012d). Les valeurs considérées pour chacun des paramètres spécifiques aux systèmes de classification considérés sont regroupées dans un mémorandum technique préparé à cet effet (Golder, 2012d). Une valeur moyenne de 80 % a été estimée pour le RQD à partir des données de

forage disponibles. L'histogramme présenté dans le rapport préparé par Golder permet d'observer que 65 % des valeurs estimées pour le RQD sont supérieures à 75 %. Le roc peut donc être considéré comme étant de bonne qualité selon cet indice. Les valeurs plus faibles constatées reflètent la présence de syénite bréchique dans le massif qui est à l'origine d'une fracturation plus importante.

En ce qui concerne les indices de rugosité (J_r) et d'altération (J_a) des joints, les mêmes observations que celles de Lajoie (2010) s'appliquent. Les valeurs attribuées à chacun des indices sont respectivement égales à 1,5 et 2,0. Pour déterminer le nombre de familles de joints présentes dans le massif et la valeur à attribuer à l'indice J_n , Golder (2012d) s'est basé sur ses conclusions suite à la révision et à l'analyse des données recueillies lors des campagnes de cartographie (Golder, 2012c). Une valeur moyenne égale à 4,0 a été considérée pour cet indice. Les paramètres hydraulique (J_w) et de réduction relatif aux contraintes (SRF) sont tous les deux égaux à 1,0 puisque les arrivées d'eau sont mineures et qu'un niveau de contraintes moyen est considéré. L'indice de qualité Q moyen calculé est égal à 15 (figure 25). La qualité du massif rocheux selon la classification NGI est donc bonne.

Classification NGI (Norwegian Geotechnical Institute) :

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a} \times \frac{J_w}{SRF}$$

Q = Indice de qualité pour le système de classification NGI
RQD = Paramètre de la qualité du roc
J_n = Nombre de familles de joints
J_r = Rugosité des joints
J_a = Altération des joints
J_w = Paramètre hydraulique
SRF = Paramètre de réduction relatif aux contraintes

$$Q = \frac{0.80}{4} \times \frac{1.5}{2} \times \frac{1}{1} = 15$$

→ Roc de bonne qualité

- ✦ RQD = 0.80 → RQD = 80 %
- ✦ J_n = 4 → Deux familles de discontinuités majeures dans le roc de qualité moyenne.
- ✦ J_r = 1.5 → Les surfaces des épontes sont lisses à légèrement rugueuses.
- ✦ J_a = 2 → Les surfaces des épontes sont légèrement altérées.
- ✦ J_w = 1 → Arrivées d'eau mineures.
- ✦ SRF = 1 → Niveau de contrainte moyen.

FIGURE 25 : CALCUL DU NGI

La classification RMR proposée par Bieniawski (1989, cité dans Hoek et al., 1995) a été modifiée plusieurs fois par celui-ci depuis sa première publication en 1974. Par conséquent, il est important de spécifier quelle version du RMR est utilisée en lui ajoutant un indice, d'autant plus que les formules pour calculer le paramètre GSI en seront affectées (Hoek & Brown, 1997). Les versions les plus utilisées sont celles proposées en 1976 et en 1989 (Armatys, 2012). La version du RMR datant de 1976 a été considérée par Golder (2012d) pour décrire le roc du massif de la mine tandis que la version datant de 1989 a été considérée dans le cadre du présent projet. Les valeurs attribuées par Golder (2012d) à chacun des paramètres à considérer dans le calcul du RMR₇₆ ont été retenues. Cependant, comme les travaux effectués par Lajoie (2010) et Golder (2012c) ont permis de conclure qu'une fracture peut être remarquée à tous les mètres, la valeur du paramètre décrivant l'espacement des joints (C) a été modifiée pour C = 15. Également, dans le domaine minier, le paramètre permettant de considérer l'orientation des discontinuités par rapport à l'axe des excavations (F) est ignoré (Armatys, 2012). Par conséquent, le RMR₈₉ calculé est égal à 71, ce qui correspond à une classe de roc de bonne qualité (figure 26). Le paramètre GSI est, quant à lui, égal à 74 (figure 27).

Classification RMR (Rock Mass Rating) :

$$RMR = A + B + C + D + E + F$$

RMR = Indice de qualité pour le système de classification RMR

A = Résistance à la compression uniaxiale [MPa]

B = RQD [%]

C = Espacement des discontinuités [mm]

D = Nature des joints

E = Conditions hydrogéologiques

F = Orientation des discontinuités

RMR₈₉ = 12 + 17 + 15 + 20 + 7 = 71
 → Roc de bonne qualité

★ A = 12	→	$\sigma_{ci} = 118.5 \text{ MPa}$
★ B = 17	→	RQD = 80 %
★ C = 15	→	Une fracture peut être remarquée à tous les mètres.
★ D = 20	→	Les surfaces des épontes sont lisses à légèrement rugueuses.
★ E = 7	→	Arrivées d'eau mineures.
★ F = 0	→	Ignoré dans le domaine minier.

FIGURE 26 : CALCUL DU RMR₈₉

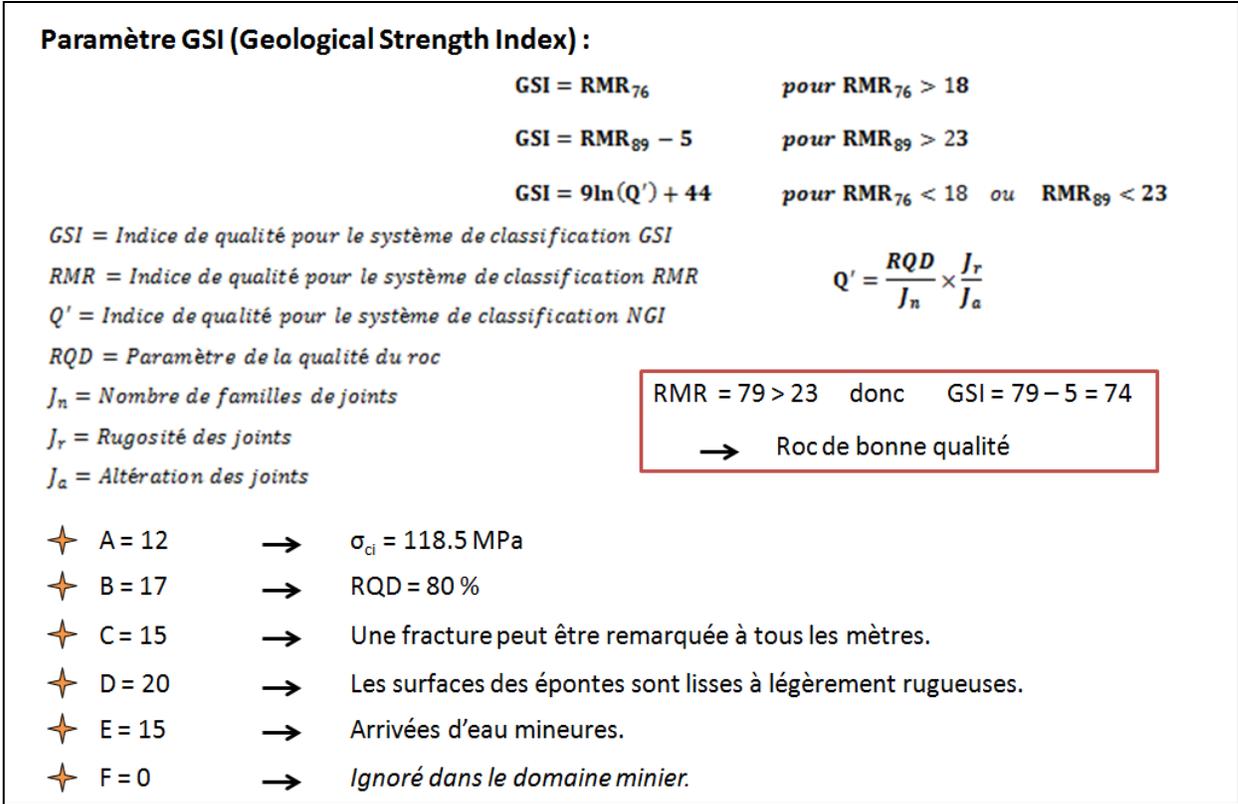


FIGURE 27 : CALCUL DU GSI

4.5. PARAMÈTRES GÉOMÉCANIQUES DU MASSIF ROCHEUX

Le logiciel RocData 5.0, commercialisé par la compagnie Rocscience (2017), a été utilisé pour déterminer les paramètres géomécaniques du massif rocheux. Ceux-ci ont été calculés à partir de l'indice déterminé pour le système de classification GSI (figure 27) et des résultats obtenus en laboratoire pour la roche intacte (tableau 9). Le facteur permettant de tenir compte du niveau de perturbation entraîné par les opérations de dynamitage et le relâchement des contraintes dans le massif rocheux (*D*) a été considéré comme étant égal à 0 (Hoek et al., 2002).

Les enveloppes de rupture du critère de Hoek & Brown, tracées à partir des paramètres calculés (équations 20 à 22), sont présentées à la figure 28. Le tableau-synthèse 13 présente les paramètres géomécaniques du massif rocheux calculés (équations 23 à 26, 31 et 32) qui seront considérés comme données d'entrée pour la modélisation numérique.

TABLEAU 13 : PARAMÈTRES GÉOMÉCANIQUES DU MASSIF ROCHEUX

m_b	s	a	σ'_t [MPa]	σ'_c [MPa]	σ'_{cm} [MPa]	E_{rm} [MPa]	ϕ' [°]	c' [MPa]
5,137	0,056	0,501	1,284	27,872	41,039	49 194,248	39,786	9,615

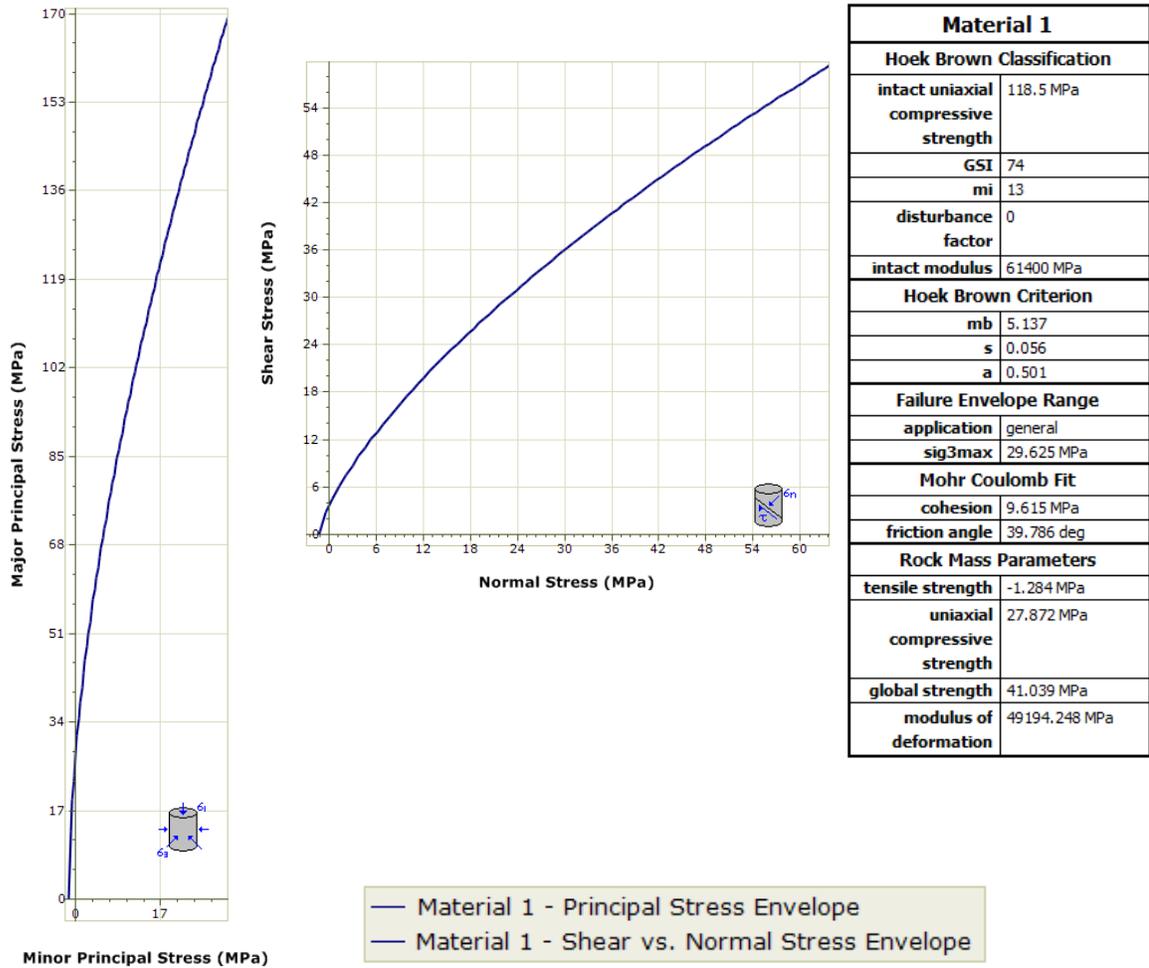


FIGURE 28 : ENVELOPPES DE RUPTURE POUR LE CRITÈRE DE HOEK & BROWN

4.6. PROPRIÉTÉS MÉCANIQUES DU REMBLAI

Plusieurs essais en laboratoire ont pu être effectués sur des échantillons du remblai minier présentement en place dans les chantiers 14-102-23, 14-203-13, 14-203-15 et 14-209-21 du niveau d'exploitation 442 mètres (1450 pieds) afin de déterminer les propriétés mécaniques du remblai. Les éprouvettes ont été préparées à partir des onze segments reçus d'une carotte de forage prélevée par la Mine dans le chantier 14-102-23 au cours de l'été 2015. Ces derniers ont

été taillés de façon à respecter les rapports d'élongation spécifiés dans les différentes normes de l'ASTM (ASTM, 1970) concernant les essais de compression uniaxiale et triaxiale et les essais de tension indirecte. Le tableau 14 fait l'inventaire des différentes éprouvettes qui ont été préparées à partir des segments de la carotte de forage. Le nom donné à chacune d'entre elles, leurs dimensions et les essais pour lesquels elles ont été préparées y sont indiqués. Les segments de la carotte ont été photographiés avant qu'ils soient taillés et les éprouvettes ont été prises en photo avant et après les essais. L'annexe D peut être consultée pour connaître les détails pour ce qui est des caractéristiques des éprouvettes testées et des résultats obtenus. Il a été possible d'observer lors des essais que l'état et la texture des éprouvettes testées variaient d'une éprouvette à l'autre. Les lignes surlignées en jaune des tableaux présentés plus bas correspondent aux éprouvettes dont la teneur en eau était assez faible. Le lettrage rouge dans le tableau 14 montre les critères de tolérance qui ne sont pas respectés par rapport à la géométrie des éprouvettes tandis que dans les tableaux 15 et 16, il indique les résultats des essais qui ont dû être rejetés.

TABLEAU 14 : DESCRIPTION DES ÉPROUVETTES DE REMBLAI PRÉPARÉES POUR LES ESSAIS MÉCANIQUES À RÉALISER

Éprouvette	Type d'essai	Diamètre moyen [mm]	Longueur moyenne [mm]	Rapport d'élongation L/D	Diamètre minimal $\varnothing \geq 47$ mm	État
B8 - B # 1	Brésilien	45,28	32,67	0,72	Non	Humide
B8 - B # 2	Brésilien	45,64	25,68	0,56	Non	Humide
B8 - B # 3	Brésilien	45,24	29,85	0,66	Non	Humide
B2 - B # 4	Brésilien	47,16	27,58	0,58	Oui	Sec
B2 - B # 5	Brésilien	47,20	22,07	0,47	Oui	Sec
B5 - B # 6	Brésilien	46,74	37,30	0,80	Non	Humide
B3 - B # 7	Brésilien	46,24	30,97	0,67	Non	Humide
B3 - B # 8	Brésilien	45,94	25,16	0,55	Non	Humide
B6 - UCS # 1	Uniaxial	46,39	87,77	1,89	Non	Humide
B6 - UCS # 2	Triaxial	46,79	97,94	2,09	Non	Humide
B2 - UCS # 3	Uniaxial	47,07	117,73	2,50	Oui	Sec
B5 - UCS # 4	Triaxial	46,57	109,43	2,35	Non	Humide
B11 - UCS # 5	Triaxial	47,16	113,57	2,41	Oui	Sec
B7 - UCS # 6	Triaxial	45,14	101,63	2,25	Non	Humide
B9 - UCS # 7	Uniaxial	45,64	103,44	2,27	Non	Humide
B1 - UCS # 8	Triaxial	47,26	115,68	2,45	Oui	Sec
B10 - UCS # 9	Uniaxial	47,23	104,10	2,20	Oui	Sec
B4 - UCS # 10	Triaxial	46,53	103,18	2,22	Non	Humide

Ainsi, quatre essais de résistance en compression uniaxiale, huit essais de résistance en tension indirecte et six essais de résistance en compression triaxiale ont été effectués dans le cadre du présent projet de maîtrise réalisé pour analyser l'effet du remblayage souterrain des chantiers de la mine Niobec sur leur stabilité. Les éprouvettes de remblai ont été préparées et testées selon les recommandations de l'ASTM (ASTM, 1970) à l'aide de l'équipement disponible au laboratoire de mécanique des roches de l'Université du Québec à Chicoutimi. Les résultats obtenus ont permis d'évaluer la résistance en compression uniaxiale du remblai, sa résistance en tension et son module de Young. Ils ont également permis de déterminer les paramètres des critères de rupture de Mohr-Coulomb et de Hoek & Brown, soit l'angle de frottement interne (φ), la cohésion (c), la résistance en compression uniaxiale (σ_{ci}) et le paramètre du critère de rupture de Hoek & Brown pour la roche intacte (m_i). Les tableaux 15 et 16 présentent respectivement les résultats des essais de résistance à la compression uniaxiale et de résistance à la compression triaxiale effectués. Le tableau 17 présente, quant à lui, les résultats des essais de résistance en tension indirecte réalisés sur les éprouvettes du remblai minier.

TABLEAU 15 : RÉSULTATS DES ESSAIS DE RÉSISTANCE À LA COMPRESSION UNIAXIALE

Éprouvette	Durée de l'essai [sec]	Charge axiale à la rupture [N]	Résistance à la compression uniaxiale [MPa]	Module de Young [GPa]	Validité de l'essai
B6 - UCS # 1	176,2	955,451	0,565	-----	Non-valide
B2 - UCS # 3	541,8	7725,25	4,440	1,74	Valide
B9 - UCS # 7	368,2	1361,803	0,832	0,21	Valide
B10 - UCS # 9	411,4	8471,326	4,836	4,38	Valide

TABLEAU 16 : RÉSULTATS DES ESSAIS DE RÉSISTANCE À LA COMPRESSION TRIAXIALE

Éprouvette	Durée de l'essai [sec]	Pression de confinement σ_3 [MPa]	Charge axiale ($\sigma_1 - \sigma_3$) [N]	Contrainte axiale de rupture σ_1 [MPa]	Validité de l'essai
B6 - UCS # 2	39	0,152	1853,567	1,23	Non-valide
B5 - UCS # 4	138,6	0,621	2616,183	2,16	Valide
B11 - UCS # 5	501,8	0,152	7134,517	4,24	Valide
B7 - UCS # 6	293,0	0,483	2207,957	1,86	Valide
B1 - UCS # 8	449,8	0,310	9296,306	5,61	Valide
B4 - UCS # 10	240,2	0,207	1455,450	1,063	Valide

TABLEAU 17 : RÉSULTATS DES ESSAIS DE RÉSISTANCE EN TENSION INDIRECTE

Éprouvette	Durée de l'essai [sec]	Charge axiale à la rupture [N]	Résistance en tension [MPa]	Validité de l'essai
B8 - B # 1	236,6	251,551	0,108	Valide
B8 - B # 2	328,2	247,900	0,135	Valide
B8 - B # 3	309,0	266,070	0,125	Valide
B2 - B # 4	486,6	1893,105	0,927	Valide
B2 - B # 5	549,0	1558,657	0,953	Valide
B5 - B # 6	612,0	360,480	0,132	Valide
B3 - B # 7	323,8	180,757	0,080	Valide
B3 - B # 8	406,6	160,125	0,088	Valide

Les résultats des essais effectués sur les éprouvettes B6 – UCS # 1 et B6 – UCS # 2 ont été rejetés lors du calcul de la résistance moyenne en compression uniaxiale et lors de la détermination des enveloppes de rupture des critères de Mohr-Coulomb et de Hoek & Brown. L'éprouvette B6 – UCS # 1 ne respectait pas le rapport d'élongation devant être compris entre 2,0 et 2,5 spécifié dans la norme concernant les essais de résistance à la compression uniaxiale. Également, la résistance à la compression uniaxiale calculée pour cet essai s'écartait beaucoup de celles calculées pour les autres essais réalisés. En ce qui concerne l'essai réalisé sur l'éprouvette B6 – UCS # 2, celui-ci a été rejeté puisque la rupture de l'éprouvette est survenue moins de deux minutes après le début de l'essai. La norme concernant les essais de résistance à la compression triaxiale précise que la durée d'un essai doit être comprise entre deux et quinze minutes. Également, la contrainte axiale à la rupture calculée suite à cet essai s'écartait de celles calculées lors des autres essais réalisés. L'éprouvette B6 – UCS # 2 est aussi la première éprouvette qui a été testée en compression triaxiale lors des essais effectués sur les segments de la carotte de forage reçus. Des ajustements ont dû être faits suite à ce premier essai pour réduire, entre autres, le taux de chargement afin que la rupture des éprouvettes se produise dans l'intervalle de temps spécifié dans la norme.

L'éprouvette B5 – B # 6, testée en compression diamétrale, ne respectait pas le rapport d'élongation spécifié dans la norme qui doit être compris entre 0,20 et 0,75 et sa rupture est survenue plus de dix minutes après le début de l'essai. Cependant, le résultat de l'essai n'a pas été rejeté puisque la rupture principale passait par les points d'application de la charge au centre de

l'éprouvette et parce que la résistance en tension calculée à partir du résultat obtenu ne s'écartait pas de celles calculées pour les autres éprouvettes testées. Le rapport d'élongation était égal à 0,8 et l'essai a duré douze secondes de trop.

Il a été possible d'observer lors des essais que l'état et la texture des éprouvettes testées variaient d'une éprouvette à l'autre et influençaient les résultats. Il semble, en effet, que les résultats puissent être classés selon deux groupes : un groupe constitué des éprouvettes dont la teneur en eau est assez faible et l'autre des éprouvettes dont la teneur en eau est beaucoup plus importante. Les valeurs obtenues pour les éprouvettes, dites sèches, sont plus élevées que celles obtenues pour les éprouvettes qui étaient plus humides. Le tableau 18 présente les résistances moyennes en compression uniaxiale et en tension calculées à partir des résultats obtenus ainsi que les modules de Young moyens. L'écart entre les valeurs obtenues selon la teneur en eau des éprouvettes testées est mis en évidence. Le poids volumique du remblai a, quant à lui, été évalué à 1926,61 kg/m³.

TABLEAU 18 : RÉSISTANCES MOYENNES EN COMPRESSION UNIAXIALE ET EN TENSION ET MODULES DE YOUNG MOYENS DES ÉPROUVETTES DE REMBLAI

Éprouvettes	Résistance à la compression uniaxiale		Résistance en tension		Module de Young	
	σ_c moy. [MPa]	s [MPa]	σ_t moy. [MPa]	s [MPa]	E moy. [GPa]	s [GPa]
Sèches	4,64	0,28	0,94	0,02	2,939	1,631
Humides	0,83	-----	0,11	0,02	0,220	-----

* s = Écart-type

La déformation des éprouvettes testées en compression uniaxiale a été mesurée à l'aide de jauges électriques afin de pouvoir déterminer leur module de Young. Le module de Young a été calculé en effectuant une régression linéaire sur les valeurs comprises entre 5 et 50 % de la résistance au pic mesurée pour les éprouvettes B2 – UCS # 3 et B9 – UCS # 7 et entre 20 et 50 % de la résistance au pic mesurée pour l'éprouvette B10 – UCS # 9 (annexe D). Le coefficient de Poisson n'a cependant pas pu être déterminé. Une valeur de 0,2 tirée de travaux antérieurs est par conséquent considérée (Aubertin et al., 2003, 2005; Li et Aubertin, 2008, 2009; Li et al., 2003).

Les enveloppes de rupture des critères de Mohr-Coulomb et de Hoek & Brown pour le remblai ont pu être tracées à partir des équations des critères de rupture et des valeurs obtenues des paramètres (figure 29). La disparité entre les résultats est mise en évidence encore une fois.

TABLEAU 19 : PARAMÈTRES DES CRITÈRES DE RUPTURE DE MOHR-COULOMB ET DE HOEK & BROWN

Éprouvettes	Critères de rupture					
	Mohr-Coulomb			Hoek & Brown		
	c [MPa]	ϕ [°]	R ²	m _i	σ_{ci} [Mpa]	R ²
Sèches	1,00	39,27	0,9724	4,48	4,43	0,9171
Humides	0,12	29,85	0,9613	5,03	0,61	0,9685

* R² = Coefficient de corrélation

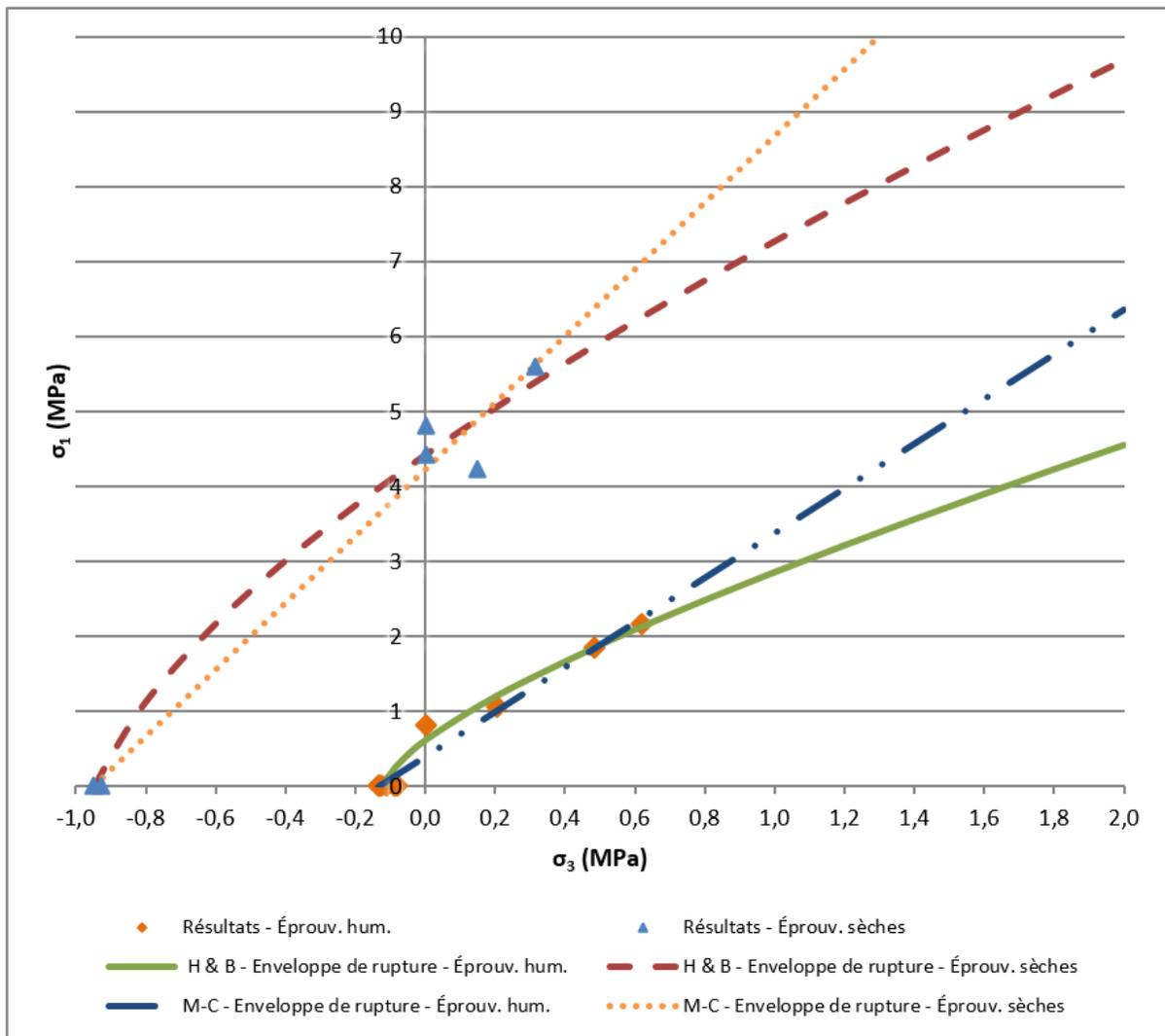


FIGURE 29 : ENVELOPPES DE RUPTURE DES CRITÈRES DE MOHR-COULOMB ET DE HOEK & BROWN

Des essais de compression uniaxiale ont aussi été réalisés parallèlement à ceux effectués dans le cadre du présent projet par les employés de Niobec sur des éprouvettes du remblai minier provenant du même chantier. Les résultats obtenus sont très comparables à ceux obtenus pour les éprouvettes testées au laboratoire de l'UQAC. Les résistances en compression des dix éprouvettes testées par Niobec varient entre 1,2 et 9,6 MPa (tableau 20) (G. Alauzet-Brouard, communication personnelle, 2015). Les mêmes conclusions peuvent être faites quant à l'influence de la teneur en eau des éprouvettes sur les résultats.

TABLEAU 20 : RÉSISTANCES EN COMPRESSION UNIAXIALE DES ÉPROUVETTES DE REMBLAI TESTÉES PAR NIOBEC

Éprouvette	Résistance à la compression uniaxiale [MPa]	État
A1	6,1	
A2	4,9	
A3	1,3	Un peu de boue
A4	1,2	Solide
A5	1,3	Solide
A6	1,3	Mou, petits morceaux
A7	9,6	Solide
A8	7,6	Solide
A9	1,4	Solide, petits morceaux
A10	4,4	Solide

4.7. DISCUSSION SUR LES PARAMÈTRES GÉOMÉCANIQUES DU MASSIF ROCHEUX

Les propriétés mécaniques de la roche intacte du massif de la mine Niobec ont pu être déterminées à partir des essais qui ont été menés au fil des ans en laboratoire sur différents échantillons. Les données recueillies au cours de diverses campagnes de cartographie et de forage menées depuis l'ouverture de la mine ont permis de caractériser la géométrie du réseau de fractures ainsi que les discontinuités observées à l'intérieur du massif rocheux. Ces informations ont permis de procéder à la classification du massif encaissant de la mine Niobec selon les différents systèmes développés pour décrire la qualité du roc et les propriétés globales des massifs rocheux. Les paramètres géomécaniques du massif rocheux ont pu être déterminés d'après les critères de rupture développés à partir des systèmes de classification et des résultats des essais menés en laboratoire sur des échantillons de roche intacte. Les propriétés mécaniques du remblai

minier, actuellement en place dans certains des chantiers de la mine, ont également été déterminées.

Les résultats obtenus montrent que les caractéristiques mécaniques du remblai diminuent avec des teneurs en eau plus importantes. Par conséquent, afin de privilégier une approche de modélisation conservatrice et de ne pas surestimer la contribution du remblai minier à la stabilité de la mine, les résultats obtenus à partir des éprouvettes présentant une plus grande quantité d'eau ont été considérés pour définir les propriétés mécaniques du remblai minier. Ces propriétés sont également adaptées aux conditions du terrain.

Les paramètres géomécaniques du massif rocheux ont quant à eux été déterminés à partir de l'ensemble des résultats des essais mécaniques réalisés en laboratoire puisque les propriétés de la syénite, lorsqu'elle est fraîche ou légèrement altérée, sont à peu près équivalentes à celles de la carbonatite. C'est plutôt le contact syénite/carbonatite qui constitue un point de faiblesse. De plus, la nature du gisement ne permet pas d'identifier de façon précise les lithologies qui seront rencontrées dans les différents secteurs de l'exploitation comme il a été mentionné précédemment et ceci rend superflue la distinction des propriétés mécaniques des principales unités géologiques qui composent le massif rocheux de la mine dans ce contexte.

Les modèles de comportement à considérer pour rendre compte de la réponse du massif rocheux et du remblai minier avec le plus de réalisme possible aux chargements qui leur sont imposés doivent être sélectionnés. Le modèle élastoplastique de Hoek & Brown convient pour décrire et simuler le comportement de la roche alors que le modèle élastoplastique de Mohr-Coulomb est plus adéquat pour modéliser le comportement du remblai minier (chapitre 6). L'état des pressions de terrain à l'intérieur du massif rocheux de la mine Niobec doit aussi être connu pour poursuivre l'analyse (chapitre 5).

CHAPITRE 5

CARACTÉRISATION DES PRESSIONS DE TERRAIN À L'INTÉRIEUR DU MASSIF ROCHEUX

Plusieurs campagnes de mesure ont eu lieu afin de caractériser les pressions de terrain à l'intérieur du massif rocheux exploité par la mine Niobec. Ce chapitre passe en revue les résultats des mesures qui ont été réalisées pour connaître l'orientation et l'amplitude des contraintes *in situ* sur différents niveaux de la mine. L'analyse des résultats a permis de proposer des relations pour décrire les variations des pressions de terrain en fonction de la profondeur à l'intérieur du massif rocheux de la mine Niobec.

5.1. REVUE DES CAMPAGNES DE MESURE EFFECTUÉES

Des campagnes de mesure des contraintes *in situ* ont été réalisées par le laboratoire de CANMET en 1986 (Golder, 2012b) et par le laboratoire de mécanique des roches de l'École Polytechnique en 2000 et en 2013 (Corthésy, 2000b, 2013a et 2013b) afin de déterminer le champ de contraintes naturel présent dans le massif rocheux de la mine Niobec. Lajoie (2010) et Golder (2012b) ont passé en revue les mesures des contraintes *in situ* effectuées à la mine Niobec lors des campagnes réalisées par B. Arjang de CANMET en 1986 (Golder, 2012b) et par Corthésy (2000b) sur les niveaux 305 et 442 mètres (1000 et 1450 pieds). Les données des niveaux 305, 442, 640 et 732 mètres (1000, 1450, 2100 et 2400 pieds) ont également été révisées par Itasca (2014). Les détails des campagnes de mesure menées et des revues réalisées antérieurement par ces autres auteurs sont présentés à l'annexe E.

5.2. ANALYSE ET INTERPRÉTATION DES RÉSULTATS

Les mots de Homand & Duffaut (2000) décrivent parfaitement les difficultés liées à la détermination de l'état initial des contraintes présentes dans un massif rocheux ainsi que les incertitudes liées aux mesures des contraintes :

« Les données qui font le plus défaut [pour modéliser les déformations d'une roche ou d'un massif rocheux] sont probablement les valeurs des contraintes en place. Cette absence de données provient du fait que, outre son coût souvent élevé, la mesure des contraintes constitue toujours un problème délicat et que l'on a longtemps mis en question la signification des résultats obtenus, notamment du fait de la dispersion des mesures. Il y a tout lieu de croire que cette dispersion traduit les hétérogénéités du terrain, car elle s'atténue dans les formations homogènes à structure régulière, la craie par exemple.

« On attribue souvent la difficulté à déterminer un champ de contrainte à la nature tensorielle de cette grandeur, qui de surcroît n'est définie que pour un volume infiniment petit. En fait, la difficulté majeure vient de ce que les roches et les massifs rocheux présentent de nombreuses sources d'hétérogénéité. En effet, étant donné les relativement faibles gradients de contrainte qui devraient être observés si le matériau était parfaitement homogène, il devrait suffire de mesurer les différentes composantes de la contrainte en des points de l'espace suffisamment rapprochés, de façon à pouvoir supposer la contrainte constante pour l'ensemble des points de mesure considérés. Mais en fait, l'hétérogénéité des roches implique généralement de considérer des volumes relativement grands, si l'on souhaite en lisser les effets à l'échelle des mesures. [...] [L]hétérogénéité d'un matériau rocheux provient de deux causes, la structure minérale de la roche et l'existence de surfaces de discontinuités dont les dimensions varient de façon continue depuis les pores et micro fissures jusqu'aux failles locales, régionales voire continentales. Il devient dès lors souvent impossible de définir rigoureusement un volume élémentaire représentatif qui soit assez petit devant les effets de gradient (notamment l'effet de la gravité) et assez grand devant les hétérogénéités dont on souhaite minimiser l'impact.

« Il n'en reste pas moins que la définition d'un milieu continu équivalent, pour imparfaite qu'elle soit, permet souvent de simplifier le problème de façon suffisamment efficace pour que des solutions acceptables soient trouvées au problème posé. La vraie difficulté est alors d'évaluer le rôle de ces hétérogénéités sur les mesures obtenues et surtout de savoir leur donner leur juste place dans l'interprétation des résultats. De ce fait, la mesure des contraintes reste encore trop souvent un art, même si le formalisme dit « du problème inverse » tend à normaliser cet art en fournissant un moyen de prendre en compte plus rigoureusement les diverses sources d'erreur liées notamment aux simplifications requises. »

Les campagnes de mesure des contraintes *in situ* réalisées par le laboratoire de CANMET en 1986 (Golder, 2012b) et par le laboratoire de mécanique des roches de l'École Polytechnique en 2000 et en 2013 (Corthésy, 2000b, 2013a et 2013b) ont permis d'obtenir des données concernant le champ de contraintes naturel présent dans le massif rocheux de la mine Niobec aux niveaux 305, 442, 640 et 732 mètres (1000, 1450, 2100 et 2400 pieds). Les résultats des mesures effectuées sont regroupés dans cette section du mémoire afin d'en faciliter l'analyse.

Les six composantes (σ_N , σ_E , σ_V , τ_{NE} , τ_{NV} et τ_{EV}) des tenseurs de contraintes *in situ* obtenus lors des différentes campagnes de mesure sont exprimées selon le référentiel NEV. Le système NEV est habituellement défini par rapport aux points cardinaux et à la verticale. Cependant, dans le cadre des études réalisées par l'École Polytechnique, il a plutôt été défini par rapport au système de référence de la mine (annexe E). Cela signifie que les axes horizontaux N et E pointent respectivement vers le nord et l'est du référentiel de la mine tandis que l'axe vertical V pointe vers le haut. Lors de l'étude réalisée par CANMET, les tenseurs de contraintes obtenus suite aux essais de sur-carottage ont été exprimés en considérant le nord géographique comme référence plutôt que le nord de la mine. Il est par conséquent nécessaire de procéder à un changement de repère pour connaître les composantes du tenseur reliées au système NEV pour le niveau 305 mètres. Le système de coordonnées de la mine a effectivement changé depuis la campagne de mesure de contraintes effectuée par CANMET en 1986 et c'est maintenant le nord de la mine pivoté de 31° vers l'est par rapport au nord géographique qui sert de référence (Golder, 2012b). Ainsi, l'orientation des contraintes principales déterminée par CANMET a également dû être changée de repère. L'orientation des contraintes principales déterminée lors des campagnes de mesure réalisées par l'École Polytechnique a, quant à elle, été exprimée en respectant la convention du pendage à droite de la direction et en considérant une plongée positive vers le bas aux fins de comparaison. Le tableau 21 présente les résultats, ramenés dans un même référentiel, qui permettent de caractériser les six composantes des tenseurs de contraintes obtenus tandis que le tableau 22 présente les tenseurs de contraintes exprimés en fonction des contraintes principales pour les différents niveaux de la mine où une campagne de mesure a eu lieu. Les résultats des mesures effectuées dans les trous forés au niveau 260 mètres (850 pieds) par le laboratoire de CANMET ont été mis de côté. Seuls ceux de l'essai N1-1 réalisé au niveau 305 mètres (Golder, 2012b) ont été considérés comme étant valables pour les raisons mentionnées à l'annexe E. En ce qui concerne les tenseurs de contraintes pour les niveaux 640 et 732 mètres (2100 et 2400 pieds),

ce sont ceux qui ont été calculés avec la méthode RPR qui ont été considérés : cette approche est adaptée au contexte géomécanique du site de mesures (Corthésy 2013a et 2013b). Également, les mesures DS2-M1 et DS3-M2, réalisées dans le cadre de la campagne menée par Corthésy (2013a), ont été exclues dans le calcul du tenseur au niveau 640 mètres.

TABLEAU 21 : COMPOSANTES DES TENSEURS DE CONTRAINTES SELON LE RÉFÉRENTIEL NEV

Niveau [pi]	Niveau [m]	σ_N [MPa]	σ_E [MPa]	σ_V [MPa]	τ_{NE} [MPa]	τ_{EV} [MPa]	τ_{NV} [MPa]
1000	305	9,13	18,48	7,3	3,85	0,46	-0,34
1450	442	21,6	21,2	11,8	8,1	-3,3	1,5
2100	640	9,37	20,17	17,96	-2,09	-1,52	-0,26
2400	732	11,70	13,26	25,27	0,64	0,35	0,93

TABLEAU 22 : AMPLITUDE ET ORIENTATION DES CONTRAINTES PRINCIPALES EN CONSIDÉRANT UNE PLONGÉE POSITIVE VERS LE BAS

Niveau [pi]	Niveau [m]	σ_1 [MPa]	Dir./plongée [°]	σ_2 [MPa]	Dir./plongée [°]	σ_3 [MPa]	Dir./plongée [°]
1000	305	19,85	070/02	8,05	161/32	7,00	338/58
1450	442	29,50	045/04	16,00	138/38	9,10	310/51
2100	640	20,56	280,6/0,5	18,21	13,4/80,5	8,73	190,6/9,5
2400	732	25,35	249,8/85,2	13,41	70,4/4,8	11,47	340,4/0,1

Plusieurs formules ont été présentées au fil des ans par différents auteurs pour décrire les variations observées en fonction de la profondeur des contraintes verticales et horizontales mesurées un peu partout dans le monde et dans le Bouclier canadien en particulier. Les résultats obtenus ont permis de constater que la contrainte verticale varie linéairement avec la profondeur selon un poids des terres compris entre 25 et 27 kN/m³ (Fairhurst, 2003). Les contraintes verticales mesurées ont donc été comparées dans un premier temps à celles évaluées en considérant le poids propre de la couche de roc se trouvant aux profondeurs auxquelles les mesures ont eu lieu. Cela a permis de constater que les contraintes verticales mesurées sont similaires à celles calculées à partir de la relation admise entre la profondeur et le poids des terres. Le tableau 23 compare les valeurs des contraintes verticales mesurées aux différentes profondeurs avec celles calculées en considérant le poids volumique moyen de la roche à la mine Niobec qui est de 27,85 kN/m³.

TABLEAU 23 : COMPARAISON ENTRE LES CONTRAINTES VERTICALES MESURÉES ET CELLES CALCULÉES À PARTIR DU POIDS VOLUMIQUE MOYEN DE LA ROCHE

Niveau [pi]	Niveau [m]	$\sigma_{Vmesurée}$ [MPa]	$\sigma_{Vcalculée}$ [MPa]
1000	305	7,3	8,5
1450	442	11,8	12,3
2100	640	17,96	17,8
2400	732	25,27	20,4

Les résultats ont été reportés dans deux graphiques présentant les composantes des tenseurs de contraintes (figure 30 (a)) et l'amplitude des contraintes principales (figure 30 (b)) en fonction de la profondeur. Il appert que les contraintes verticales mesurées sont effectivement similaires à celles calculées à partir de la relation admise entre la profondeur et le poids des terres. On observe également que les contraintes horizontales sont plus grandes que la contrainte verticale jusqu'à une profondeur de 640 mètres où σ_N devient plus petit que σ_V . La contrainte verticale devient par la suite supérieure aux contraintes horizontales au niveau 732 mètres (2400 pieds). On remarque aussi que la contrainte verticale est comprise entre les contraintes principales intermédiaires et mineures aux niveaux 305 et 442 mètres (1000 et 1450 pieds) alors qu'elle tend à égaler les contraintes principales intermédiaires et majeures aux niveaux 640 et 732 mètres (2100 et 2400 pieds) respectivement. La dispersion des mesures est telle qu'il n'est pas évident de proposer des relations empiriques pour décrire l'évolution des tenseurs de contraintes en fonction de la profondeur, spécialement en ce qui a trait à l'évolution des contraintes horizontales orientées vers le nord et l'est de la mine. Les mesures ont donc été comparées à celles réalisées ailleurs dans le monde et dans le Bouclier canadien en particulier. À cette fin, les contraintes horizontales minimales et maximales de chaque niveau ont été déterminées. Les coefficients de pression des terres calculés à partir des mesures effectuées ont été comparés à ceux obtenus par Windsor (2003, cité dans Brady & Brown, 2006) et par Arjang & Herget (1997) (figure 31 (a) et (b)). Les valeurs des contraintes principales mesurées ont, quant à elles, été comparées à celles recueillies dans différentes mines du Bouclier canadien et regroupées par Arjang et Herget (1990, tiré de Martin et al., 2003) (figure 32 (a) et (b)) et par Maloney et Kaiser (2006) (figure 33 (a) et (b)).

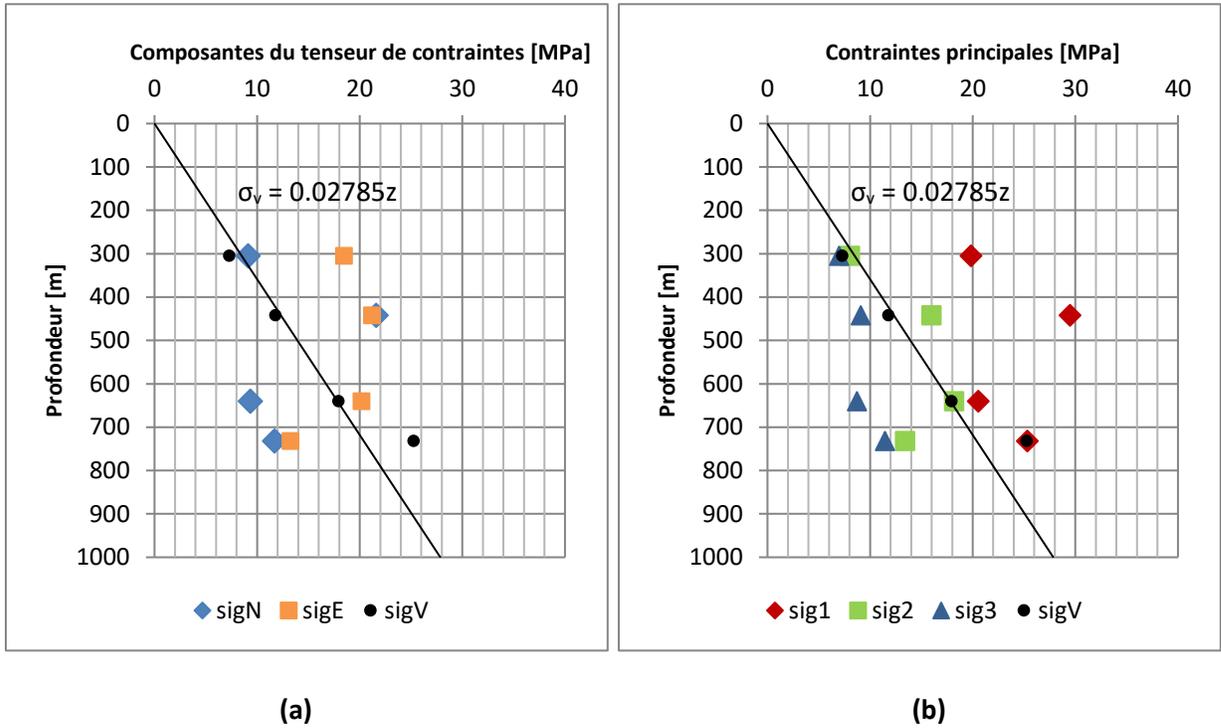


FIGURE 30 : COMPOSANTES DES TENSEURS DE CONTRAINTES (a) ET CONTRAINTES PRINCIPALES (b) EN FONCTION DE LA PROFONDEUR

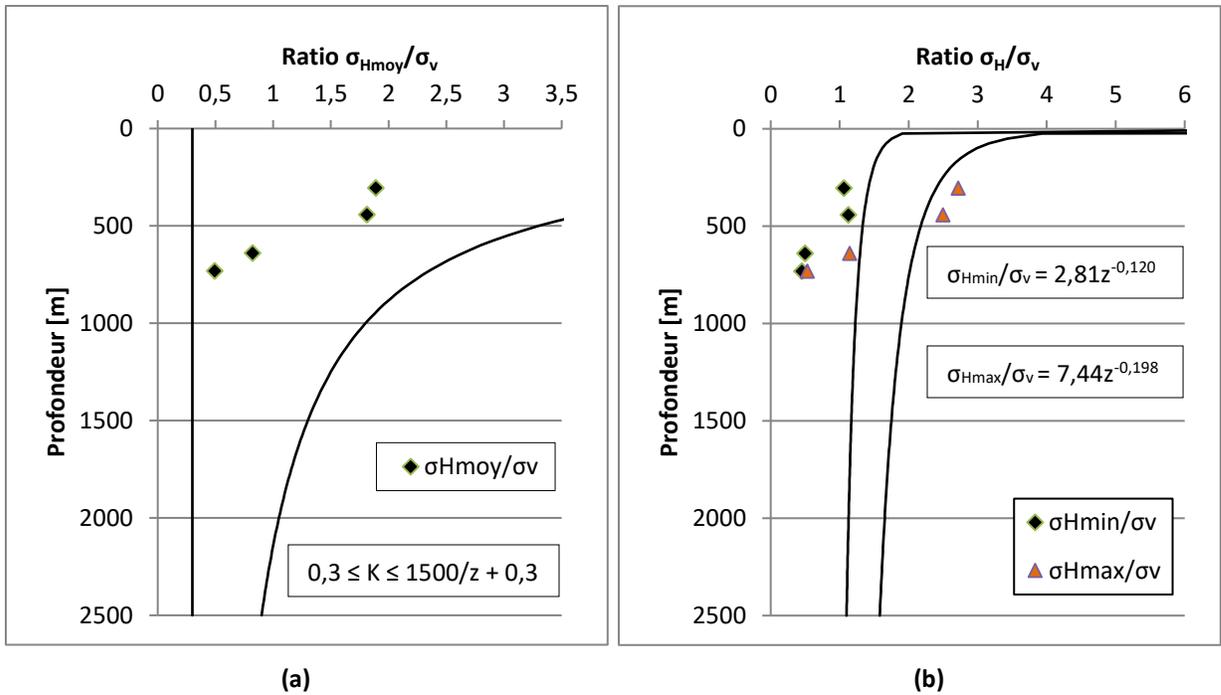


FIGURE 31 : COEFFICIENTS K SELON (a) WINDSOR (2003, CITÉ DANS BRADY & BROWN, 2006) ET (b) ARJANG & HERGET (1997)

Ainsi, il appert que les coefficients de pression des terres calculés sont compris dans l'intervalle décrit par les relations basées sur les mesures de contraintes *in situ* effectuées dans différentes parties du monde et proposées par Windsor (2003, cité dans Brady & Brown, 2006) pour décrire l'évolution des contraintes horizontales en fonction de la profondeur. Les coefficients s'écartent toutefois des courbes proposées par Arjang & Herget (1997) pour décrire l'évolution des ratios entre les contraintes horizontales minimale et maximale en fonction de la profondeur à l'intérieur du Bouclier canadien.

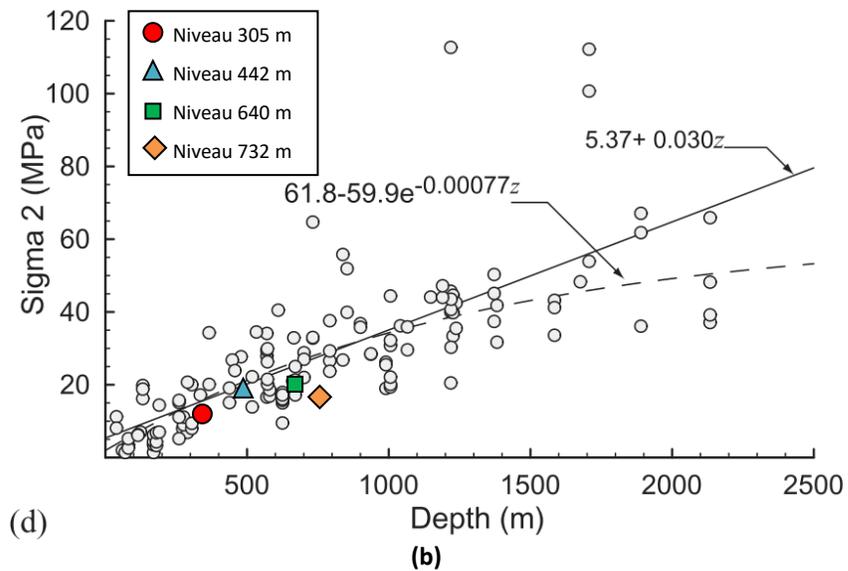
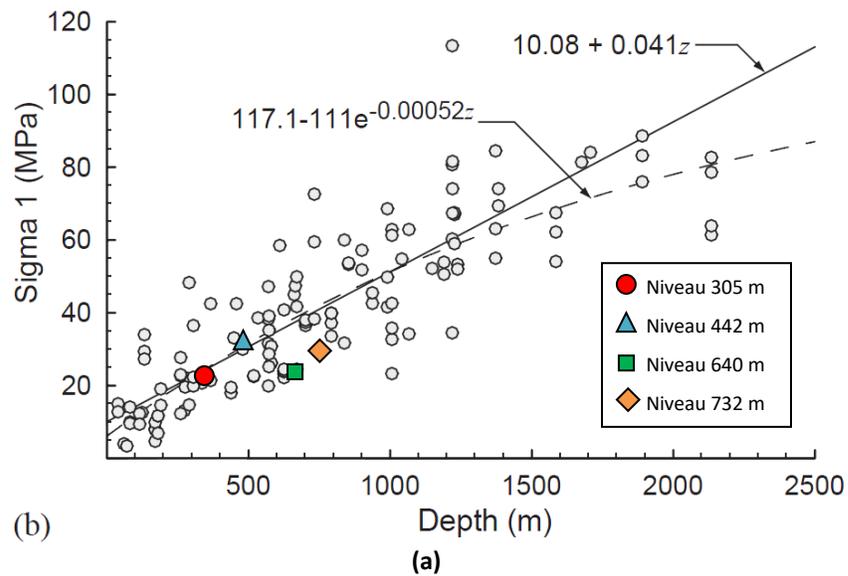
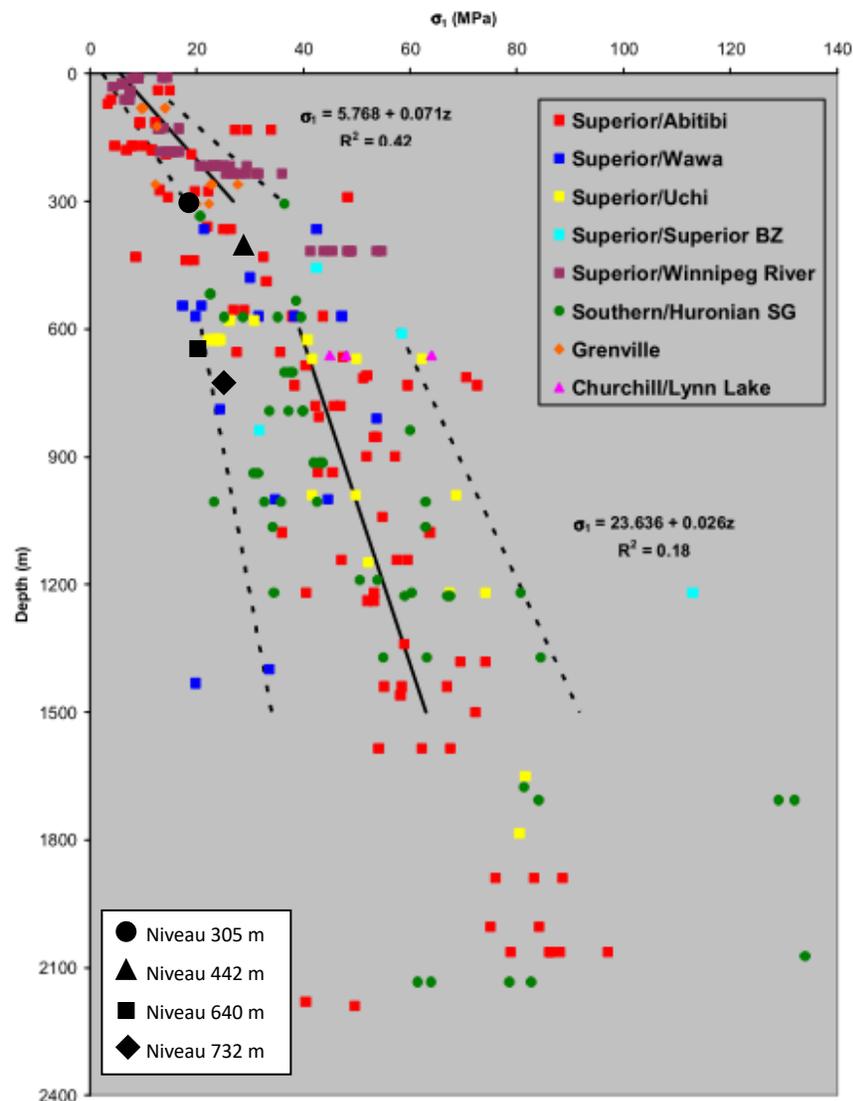
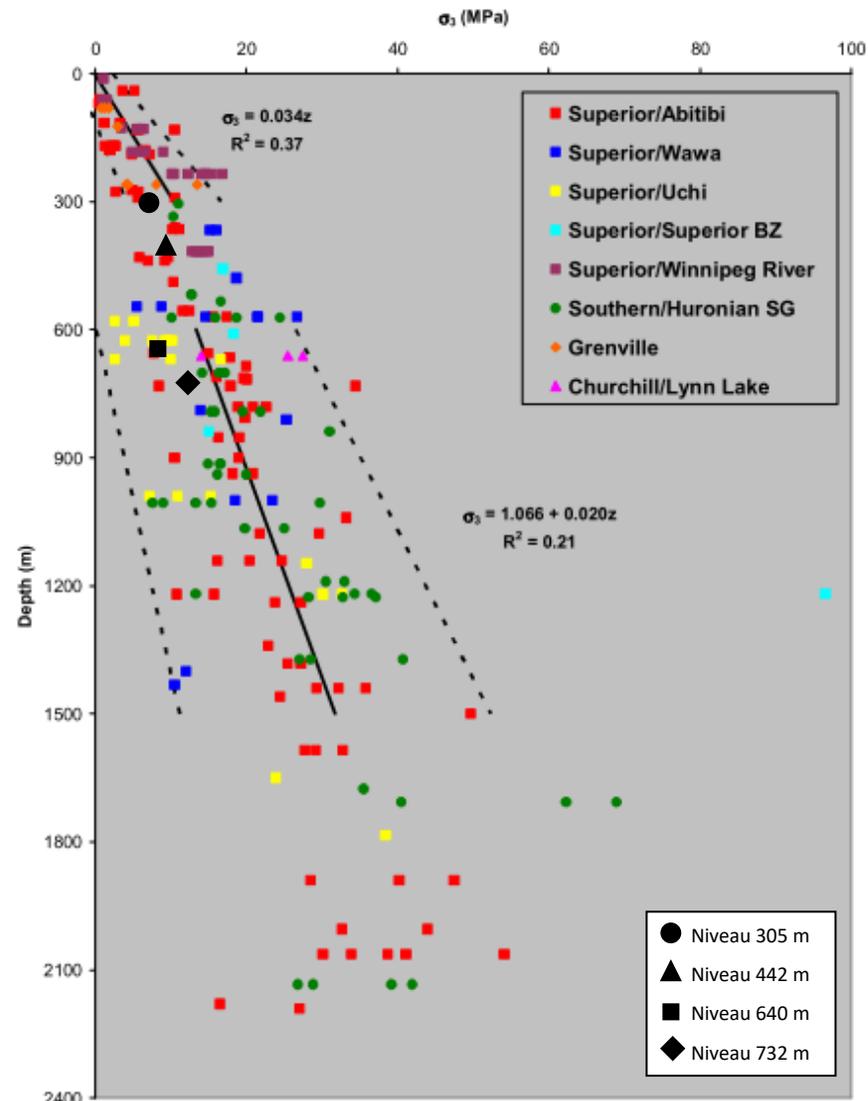


FIGURE 32 : CONTRAINTES PRINCIPALES MAJEURES (a) ET INTERMÉDIAIRES (b) DANS LE BOUCLIER CANADIEN MODIFIÉE DE ARJANG & HERGET (1990, TIRÉE DE MARTIN ET AL., 2003)



(a)



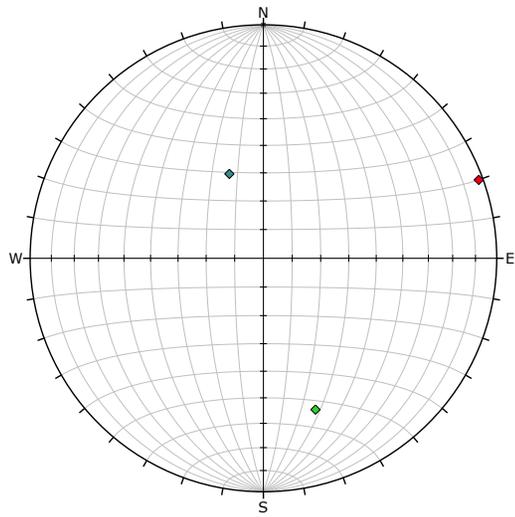
(b)

FIGURE 33 : CONTRAINTES PRINCIPALES MAJEURES (a) ET MINEURES (b) DANS LE BOULIER CANADIEN MODIFIÉE DE MALONEY & KAISER (2006)

Les contraintes principales mesurées à la mine Niobec ont été comparées aux données disponibles pour le reste du Bouclier canadien regroupées dans les études réalisées par Arjang & Herget (1990, tiré de Martin et al., 2003) et par Maloney et Kaiser (2006). L'analyse des résultats a permis d'observer que les pressions de terrain mesurées à la mine sont généralement plus faibles que celles mesurées ailleurs dans le Bouclier canadien aux mêmes profondeurs. L'augmentation du niveau de contrainte en fonction de la profondeur ne se fait également pas au même rythme. De plus, l'orientation des contraintes principales mesurées semble changer avec la profondeur. En effet, les mesures effectuées aux niveaux 305, 442 et 640 mètres (1000, 1450 et 2100 pieds) indiquent que la contrainte principale majeure est horizontale alors que celles effectuées au niveau 732 mètres (2400 pieds) indiquent qu'elle est plutôt verticale. Les contraintes principales majeure et intermédiaire sont respectivement égales aux contraintes horizontales maximale et minimale dans le Bouclier canadien alors que la contrainte principale mineure correspond à la contrainte verticale selon les études réalisées. Les plongées des contraintes principales majeures mesurées aux profondeurs 305, 442 et 640 mètres sont de 2°, 4° et 0,5° tandis que la plongée de la contrainte principale majeure au niveau 732 mètres est de 85,2°. Les projections stéréographiques présentées à la figure 34 montrent l'orientation des contraintes principales mesurées aux niveaux 305, 442, 640 et 732 mètres par rapport au nord de la mine, en considérant une plongée positive vers le bas. Les points en rouge correspondent aux contraintes principales majeures tandis que les points en vert et en bleu correspondent aux contraintes principales intermédiaires et mineures. Les projections permettent d'illustrer la rotation du tenseur de contraintes. Ainsi, la direction verticale semble devenir principale au-delà d'une profondeur de 732 mètres. Les amplitudes des contraintes principales mineure et majeure mesurées sont pratiquement égales à celles des contraintes verticales dues au poids des terres agissant dans le massif rocheux aux niveaux 305 et 732 mètres alors que les contraintes principales intermédiaires tendent à égaler les contraintes verticales mesurées aux niveaux 442 et 640 mètres (tableau 24).

TABLEAU 24 : AMPLITUDES DES CONTRAINTES PRINCIPALES ET VERTICALES

Niveau [pi]	Niveau [m]	σ_1 [MPa]	σ_2 [MPa]	σ_3 [MPa]	σ_v [MPa]
1000	305	19,85	8,05	7,00	7,3
1450	442	29,50	16,00	9,10	11,8
2100	640	20,56	18,21	8,73	17,96
2400	732	25,35	13,41	11,47	25,27

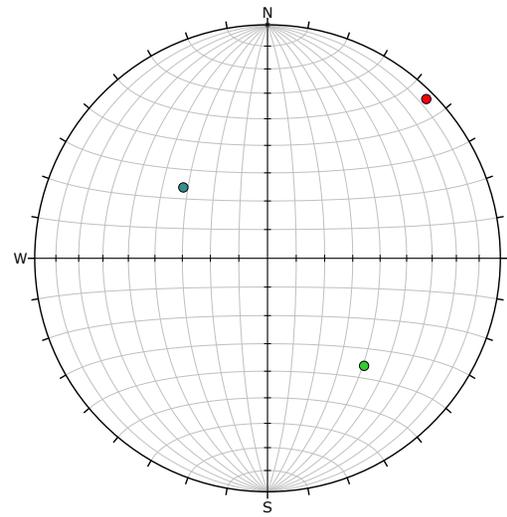


Symbol	NAME	Quantity
◆	S1-1000	1
◆	S2-1000	1
◆	S3-1000	1

Plot Mode	Pole Vectors
Vector Count	3 (3 Entries)
Hemisphere	Lower
Projection	Equal Area



(a)

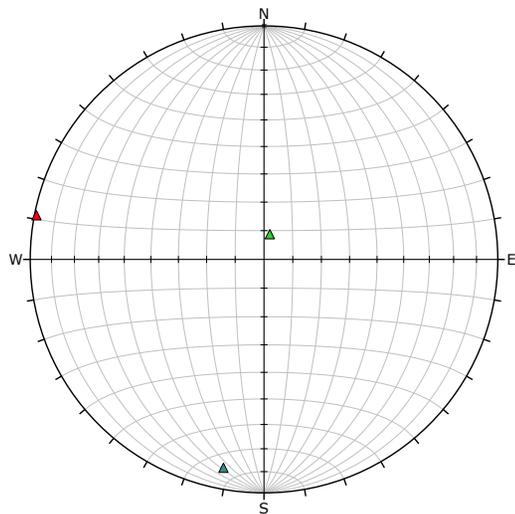


Symbol	NAME	Quantity
●	S1-1450	1
●	S2-1450	1
●	S3-1450	1

Plot Mode	Pole Vectors
Vector Count	3 (3 Entries)
Hemisphere	Lower
Projection	Equal Area

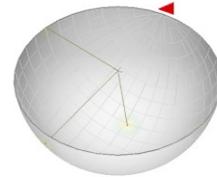


(b)

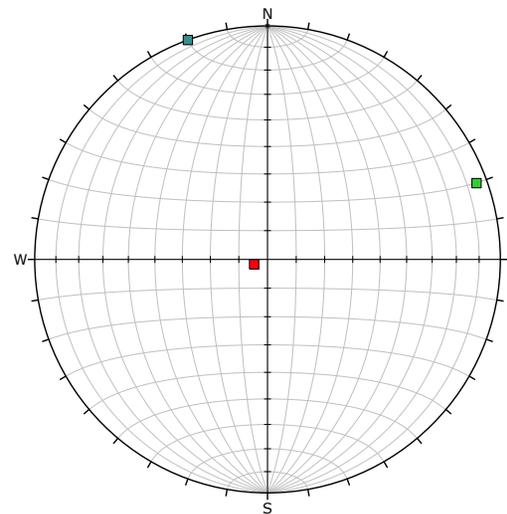


Symbol	NAME	Quantity
▲	S1-2100	1
▲	S2-2100	1
▲	S3-2100	1

Plot Mode	Pole Vectors
Vector Count	3 (3 Entries)
Hemisphere	Lower
Projection	Equal Area

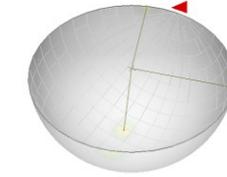


(c)



Symbol	NAME	Quantity
■	S1-2400	1
■	S2-2400	1
■	S3-2400	1

Plot Mode	Pole Vectors
Vector Count	3 (3 Entries)
Hemisphere	Lower
Projection	Equal Area



(d)

FIGURE 34 : ORIENTATIONS DES CONTRAINTES PRINCIPALES MESURÉES AUX NIVEAUX (a) 305 m, (b) 442 m, (c) 640 m ET (d) 732 m

La dispersion des mesures ainsi que les variations constatées par rapport à l'orientation des contraintes principales à l'intérieur du massif rocheux de la mine Niobec font que la proposition d'une relation empirique basée sur ces mesures pour décrire l'évolution des contraintes en fonction de la profondeur est plus ou moins appropriée. Il est d'ailleurs plus intéressant de chercher à déterminer une relation permettant de décrire l'évolution des contraintes verticales et horizontales en fonction de la profondeur à l'intérieur du massif en raison de la façon dont les conditions initiales doivent être spécifiées pour effectuer une modélisation numérique avec le logiciel FLAC-2D (Itasca, 2015).

Par conséquent, des courbes de tendance de puissance ont été appliquées aux coefficients de pression des terres calculés afin de décrire l'évolution de ces derniers en fonction de la profondeur. Les coefficients de corrélation obtenus indiquent une assez bonne correspondance entre les courbes tracées et les données considérées. Les mesures de contraintes sont souvent remises en question, du fait de la dispersion des résultats obtenus et des incertitudes liées aux techniques de mesure. Par conséquent, il y a tout lieu de croire que les relations déterminées à partir des courbes de tendance de puissance insérées constituent une solution acceptable au problème posé. La figure 35 (a) montre les courbes de tendance utilisées pour décrire l'évolution des coefficients de pression des terres tandis que la figure 35 (b) présente l'amplitude des contraintes horizontales en fonction de la profondeur. Ces dernières ont été calculées à partir des équations trouvées pour les coefficients (équations 38 à 41). Un bon niveau de confiance est accordé aux mesures des contraintes verticales comme il a été mentionné. Par conséquent, cette façon d'évaluer l'amplitude des contraintes horizontales dans le massif en est d'autant plus intéressante.

$$K_{min} = 679,93z^{-1,101} \quad \text{pour } R^2 = 0,8105 \quad (38)$$

$$K_{max} = 78205z^{-1,755} \quad \text{pour } R^2 = 0,8213 \quad (39)$$

$$K_{min} = \frac{\sigma_{Hmin}}{\sigma_v} \rightarrow \sigma_{Hmin} = \sigma_v \times K_{min} \quad \text{où } \sigma_v = \gamma z \quad (40)$$

$$K_{max} = \frac{\sigma_{Hmax}}{\sigma_v} \rightarrow \sigma_{Hmax} = \sigma_v \times K_{max} \quad (41)$$

K : Coefficient de pression des terres [–]

σ_H : Contrainte horizontale [N/mm^2]

σ_v : Contrainte verticale [N/mm^2]

γ : Poids volumique du roc [kN/m^3]

z : Profondeur [m]

R^2 : Coefficient de corrélation [-]

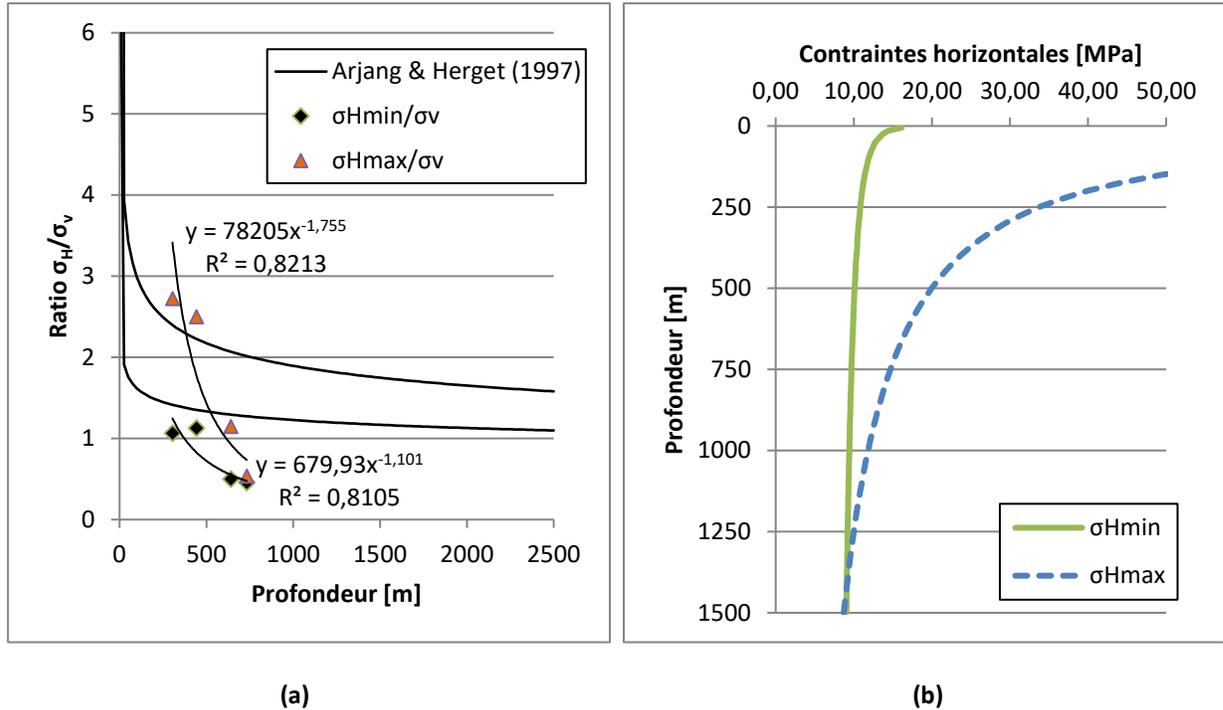


FIGURE 35 : COURBES DE TENDANCE (a) ET AMPLITUDE DES CONTRAINTES HORIZONTALES EN FONCTION DE LA PROFONDEUR (b)

5.3. DISCUSSION SUR LES PRESSIONS DE TERRAIN À LA MINE NIOBEC

La réalisation d'une campagne de mesure supplémentaire sous le niveau 732 mètres (2400 pieds) permettrait de dresser un portrait plus juste de l'évolution des contraintes *in situ* dans les niveaux inférieurs de la mine. Les mesures effectuées par Corthésy (2013b) au niveau 732 mètres indiquent que la contrainte principale majeure devient verticale à partir de cette profondeur. La réalisation d'une campagne supplémentaire aux profondeurs auxquelles l'exploitation des futurs blocs miniers est prévue permettrait de vérifier par la même occasion si les mesures effectuées par Corthésy (2013b) constituent la règle ou l'exception.

La dispersion des mesures traduit l'hétérogénéité des terrains sur lesquels elles sont effectuées (Arjang & Herget, 1997). L'influence des structures géologiques observées dans un massif rocheux sur l'amplitude et l'orientation des contraintes, qu'il s'agisse de micro fissures ou de failles, est non négligeable. Il a été démontré que l'amplitude des contraintes peut augmenter ou diminuer de façon significative à proximité de telles structures et que lorsqu'elles sont traversées, l'orientation des contraintes peut même subir une rotation. De plus, le module de déformation du roc, qui dépend de la rigidité et de l'espacement des joints, influence l'amplitude des contraintes mesurées (Martin & Chandler, 1993). Les changements d'orientation et les variations notées par rapport aux amplitudes mesurées pour les contraintes principales entre les niveaux 442 m et 640 m (1450 et 2100 pieds) laissent penser qu'il y a peut-être des structures géologiques ou des changements dans la géologie entre ces deux niveaux qui font varier les résultats. Corthésy (2013a) mentionne d'ailleurs que les modules de Young de la roche au niveau 640 mètres sont plus faibles que ceux qui ont été déterminés pour le niveau 442 mètres. Les mesures ont également été faites aux profondeurs correspondant à la zone de transition décrite par Maloney & Kaiser (2006) pour laquelle ils n'ont pas été en mesure de proposer de relations pour décrire l'évolution du champ de contraintes en fonction de la profondeur. Bref, la mesure des contraintes constitue encore aujourd'hui un problème délicat. La dispersion des mesures dans le massif rocheux de la mine Niobec complique également leur interprétation et rend difficile la proposition de relations empiriques pour décrire les variations observées des contraintes *in situ* selon la profondeur. Étant donné qu'un bon niveau de confiance peut être accordé aux mesures des contraintes verticales effectuées, la proposition de relations basées sur les coefficients de pression des terres calculés à partir de ces mesures pour décrire l'évolution des contraintes en fonction de la profondeur constitue une approche intéressante. L'amplitude des contraintes horizontales minimales et maximales à appliquer aux faces du modèle lors des simulations avec le logiciel FLAC-2D (Itasca, 2015) a été calculée à partir de ces relations (chapitre 6).

CHAPITRE 6

ANALYSE DE LA STABILITÉ DES CHANTIERS DE LA MINE NIOBEC PAR LA MODÉLISATION NUMÉRIQUE

Les effets d'une excavation dans un massif rocheux sont complexes et dépendent de plusieurs facteurs. Le calcul des contraintes aux abords des parois d'une excavation peut vite devenir ardu selon sa forme et son orientation. La proximité d'autres ouvertures ainsi que la présence de discontinuités dans le massif rocheux modifient également la distribution des contraintes induites au voisinage de celle-ci. Le développement d'un modèle analytique qui peut considérer tous ces paramètres pour évaluer la stabilité d'une ouverture dans le roc n'est pas possible. Pour cette raison, l'utilisation de la modélisation numérique pour évaluer la stabilité des ouvrages souterrains dans le domaine de la mécanique des roches est en plein essor comme dans bien d'autres domaines liés à l'ingénierie comme il a été mentionné au chapitre 2.

Un modèle numérique a été développé à l'aide du logiciel FLAC-2D (Itasca 2015) pour évaluer l'intérêt d'utiliser la méthode de minage envisagée par la mine Niobec pour poursuivre l'exploitation du gisement qui consiste à procéder au remblayage des chantiers situés de part et d'autre des piliers verticaux laissés en place afin d'assurer la stabilité de la mine au moment de venir extraire la carbonatite du centre des piliers. Afin de vérifier s'il est possible de récupérer une partie du minerai présent dans les piliers laissés en place tout en assurant la stabilité des ouvrages souterrains de la mine, on doit étudier la distribution des contraintes induites par les opérations de minage dans les piliers et dans le remblai minier utilisé pour remplir les excavations. Le chapitre qui suit présente les résultats et les conclusions qui peuvent être tirées des modélisations effectuées.

6.1. CHOIX DU LOGICIEL DE MODÉLISATION

L'application des théories mathématiques développées au fil des ans pour évaluer et décrire les réponses d'un milieu rocheux à diverses sollicitations est une tâche ardue en mécanique des roches, qui requiert l'utilisation d'outils de calcul puissants en raison de la nécessité de tenir

compte de plusieurs facteurs pour traiter adéquatement un problème. L'augmentation de la puissance de calcul des ordinateurs a permis de développer des logiciels de plus en plus complets et capables de prendre en considération différents paramètres tels que les propriétés mécaniques et les lois de comportement des matériaux, la géométrie des excavations, le taux de fracturation du massif, les mécanismes de rupture et les types de résultats attendus, entre autres, pour construire un modèle le plus près possible de la réalité. Les possibilités qu'offrent aujourd'hui ces logiciels ainsi que leur accessibilité font qu'ils sont devenus des outils incontournables pour analyser le comportement de la masse rocheuse dans un problème de mécanique des roches.

Il existe plusieurs méthodes de calcul numériques et le choix d'une méthode ou d'une autre, comme il a été dit au chapitre 2, dépend de plusieurs paramètres. Le degré de fracturation du massif rocheux aura une grande influence sur le choix de la méthode numérique la mieux adaptée pour évaluer la réponse de la masse rocheuse à diverses sollicitations. La méthode numérique de type éléments distincts (MED) sera utilisée afin de vérifier la stabilité des excavations contrôlées par des discontinuités structurales par exemple. Cette méthode numérique permet effectivement d'évaluer la réponse d'un massif comportant un nombre important mais limité de discontinuités, et dont l'organisation crée des blocs rocheux qui peuvent être instables. Les méthodes des éléments finis (MEF) et des différences finies (MDF) seront quant à elles utilisées dans les cas où le massif rocheux peut être vu comme un milieu continu équivalent où les caractéristiques mécaniques et les lois de comportement de la roche sont définies pour l'ensemble du domaine de calcul de façon à obtenir une réponse globale du massif. Dans un milieu continu équivalent, l'ensemble du domaine est divisé en éléments géométriques simples pour lesquels des lois de comportement et d'interaction sont spécifiées de manière à pouvoir passer de l'un à l'autre de façon continue pour créer un comportement collectif de ces derniers qui reflète celui de la masse rocheuse. L'hypothèse d'un milieu continu équivalent peut être valide pour des massifs comportant peu de discontinuités, ou à l'inverse très fortement fracturés si la réponse globale de ces derniers n'est pas dominée par le comportement des discontinuités. Il est très difficile d'évaluer le taux de fracturation à partir duquel l'hypothèse d'un milieu continu équivalent peut être faite. (Touitou, 2002)

Les campagnes de cartographie et de forage qui ont été menées depuis l'ouverture de la mine pour caractériser les discontinuités et la géométrie du réseau de fractures observées dans le

massif rocheux encaissant de la mine Niobec ont permis de constater que celui-ci est densément fracturé (Lajoie, 2010; Golder, 2012c et Itasca, 2014). Plusieurs familles de discontinuités ont pu être identifiées et les études structurales menées ont permis de constater que beaucoup de joints aléatoires sont présents dans le massif rocheux (Lajoie, 2010 et Golder, 2012c). Aussi, bien que des effondrements aient été observés au cours des dernières années dans des chantiers, notamment au toit de ceux-ci ainsi qu'à des intersections de galeries, les instabilités remarquées ne sont pas d'ordre structural et c'est pourquoi l'hypothèse d'un milieu continu équivalent est considérée valide dans le cas de la mine Niobec. C'est plutôt le niveau de contraintes qui semble être à l'origine des dommages notés dans le massif rocheux puisque la fréquence à laquelle ils y sont observés augmente à mesure que l'exploitation du gisement se poursuit en profondeur et que les contraintes en place deviennent plus importantes. De plus, la nature du gisement exploité par la mine ne permet pas d'identifier de façon précise les lithologies qui seront rencontrées dans les différents secteurs de l'exploitation. Les résultats des essais qui ont été menés en laboratoire afin de déterminer les propriétés mécaniques de la roche à considérer dans le modèle numérique ont permis de constater que les propriétés des différentes unités de carbonatite sont relativement uniformes mis à part lorsqu'elles sont altérées ou qu'elles contiennent beaucoup de minéraux accessoires. Ils ont aussi permis d'observer que les propriétés mécaniques de la syénite sont à peu près équivalentes à celles de la carbonatite. Par conséquent, les paramètres géomécaniques du massif rocheux à considérer comme données d'entrée pour la modélisation numérique ont été déterminés à partir de l'ensemble des résultats des essais mécaniques réalisés en laboratoire (chapitre 4). L'approche par milieu continu est d'autant plus intéressante à ce moment.

Le logiciel FLAC-2D (Fast Lagrangian Analysis of Continua) développé par Itasca (Itasca, 2015) a donc été choisi. FLAC-2D (Itasca, 2015) est un logiciel de modélisation numérique bi-dimensionnelle basé sur la méthode des différences finies explicites. Le comportement du massif rocheux doit donc être assimilable à celui d'un milieu continu lors des analyses numériques. À cet effet, Frenette (2001) mentionne dans le cadre de ses travaux de dimensionnement des excavations à la mine Niobec à l'aide du logiciel FLAC-3D que : « l'approche en continuum [est] plus appropriée car les fractures, bien que présentes, ne sont pas les éléments majeurs des ruptures et celles-ci sont déjà prises en compte dans les paramètres de résistance de la roche. De plus, dans les niveaux supérieurs de la mine où les chantiers ont déjà été exploités, la structure géologique ne semble pas poser de problèmes particuliers mis à part quelques instabilités locales

sans conséquences pour la stabilité des excavations ». Le choix du logiciel FLAC-2D est, par conséquent, particulièrement bien adapté pour le cas de la mine Niobec. L'hypothèse de base voulant que le massif rocheux soit vu comme un milieu continu équivalent pour qu'une analyse de ce type soit possible est donc respectée. La version en deux dimensions du logiciel a été préférée à sa version en trois dimensions car la modélisation 2D constitue une approche raisonnable considérant la géométrie des travaux à la mine Niobec. Les temps de calcul plus courts mais également la possibilité de construire des maillages plus fins autour des zones d'intérêt sans risquer de dépasser la capacité de calcul des ordinateurs utilisés pour résoudre les systèmes d'équations derrière le modèle appuient le choix d'une analyse bi-dimensionnelle. FLAC-2D (Itasca, 2015) est aussi plus simple d'utilisation que sa version en trois dimensions.

Ce logiciel a également été choisi en raison de sa capacité à effectuer des analyses en plasticité. La méthode de résolution explicite des différences finies sur laquelle s'appuie FLAC pour faire ses analyses « permet de prendre en compte la plasticité et de redistribuer les contraintes autour des éléments en rupture plus efficacement qu'avec les méthodes d'éléments finis implicites qui nécessitent des matrices de rigidité énormes qu'il faut mettre à jour en présence de comportements non linéaires (ruptures) ou de non linéarités géométriques (grands déplacements). » (Frenette, 2001) C'est donc dans la façon de résoudre les équations algébriques produites pour décrire le comportement du massif rocheux que FLAC se montre particulièrement intéressant. La formulation explicite lagrangienne du système d'équations à résoudre permet au logiciel de suivre le domaine dans ses mouvements et ses grandes déformations. « Les programmes par éléments finis combinent les matrices d'éléments dans une grande matrice globale dite de « raideur », tandis que la méthode explicite des différences finies opte pour une mise à jour des équations à chaque pas de calcul. [...] La séquence générale de calcul intégrée à FLAC [...] fait d'abord appel aux équations du mouvement afin de calculer les vitesses et les déplacements à partir de l'accélération, déduite de la résultante des forces et des contraintes. [L]es déformations sont [alors] déduites des déplacements (intégrales des vitesses), et les nouvelles contraintes de ces déformations au travers des relations du modèle rhéologique. » (Touitou, 2002) Cette boucle est ensuite répétée jusqu'à ce que le système converge et que les forces soient balancées dans tous les éléments de la grille du modèle. Un grand nombre d'itérations est par conséquent nécessaire pour que l'équilibre soit atteint dans un modèle basé sur la méthode des différences finies explicites. Cette méthode de calcul est tout de même moins

gourmande en ressources informatiques que la méthode de résolution implicite puisqu'elle ne nécessite pas une grande puissance de calcul et que beaucoup moins d'espace mémoire est requis compte tenu qu'aucun calcul matriciel n'est requis.

Plusieurs modèles constitutifs sont disponibles dans FLAC-2D pour décrire le comportement des matériaux. Le choix de l'un ou l'autre des modèles dépend alors des lois d'écoulement qui sont spécifiées pour chacun d'entre eux afin de simuler avec le plus de réalisme possible le comportement global de la roche du massif dans les domaines élastiques et plastiques. La possibilité d'appliquer des propriétés mécaniques différentes pour simuler le comportement du remblai minier et de la roche est un élément qui a également appuyé le choix de FLAC-2D pour effectuer les analyses.

6.2. CONSTRUCTION DU MODÈLE

6.2.1. GÉOMÉTRIE

Différentes géométries et séquences de minage ont été envisagées par le personnel de la mine Niobec pour poursuivre l'exploitation du gisement. La méthode de minage envisagée pour la suite des travaux, comme il a été mentionné au chapitre 1, consiste à procéder au remblayage des chantiers situés de part et d'autre des piliers verticaux laissés en place afin d'assurer la stabilité de la mine au moment de venir extraire la carbonatite du centre des piliers. La séquence de minage retenue pour la suite des travaux ainsi que l'emplacement déterminé des chantiers en fonction de la minéralisation sont indiqués dans un fichier en format .dxf qui a été préparé par les gens de Niobec. La figure 36 présente une vue schématique en perspective des futurs chantiers à être exploités. Les chantiers de couleur orange dans la figure correspondent aux chantiers primaires des blocs d'exploitation IV, VI et VII tandis que les chantiers de couleur verte correspondent aux chantiers secondaires qui sont en fait les excavations qui seront créées au centre des piliers afin de venir récupérer le minerai qui s'y trouve. Les chantiers en gris correspondent quant à eux aux chantiers primaires du bloc minier V.

Suite à plusieurs échanges, il a été convenu de considérer pour la modélisation un secteur où la concentration des futurs chantiers primaires et secondaires sera importante sans toutefois

modéliser l'ensemble de la mine. Le secteur qui a été retenu pour réaliser le modèle est représentatif des conditions les plus défavorables pour la stabilité de la mine par rapport à la géométrie des chantiers et à la méthode de minage retenues. La séquence de minage à considérer implique de procéder à l'excavation de tous les chantiers primaires et à leur remblayage avant de procéder à celle des chantiers secondaires qui correspondent au cœur des piliers (G. Alauzet-Brouard, communication personnelle, 2016).

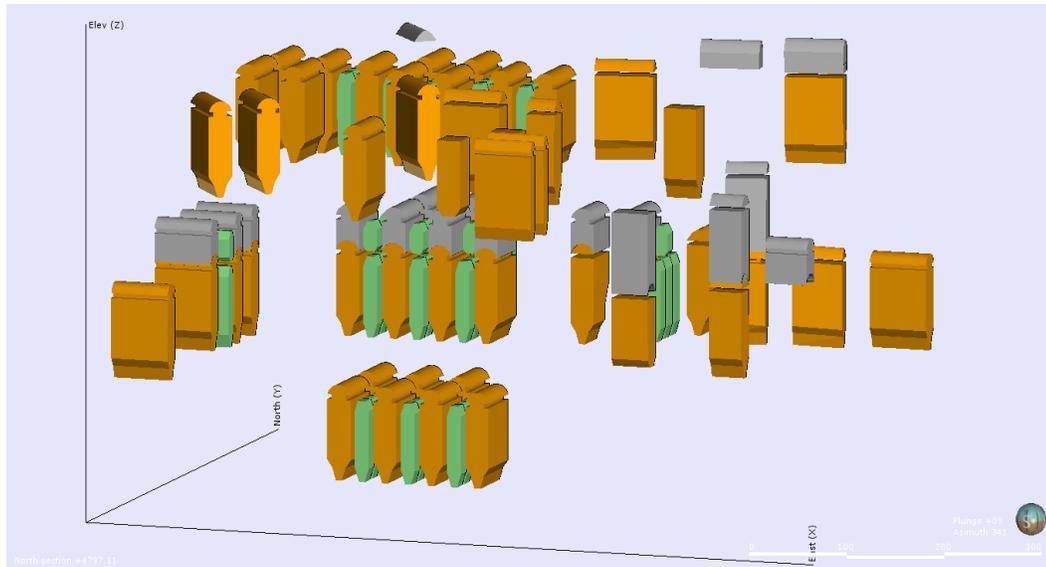


FIGURE 36 : VUE SCHÉMATIQUE EN PERSPECTIVE [G. ALAUZET-BROUARD, COMMUNICATION PERSONNELLE, 2016]

La géométrie des chantiers a été reproduite dans le logiciel FLAC-2D (Itasca, 2015) selon les indications fournies. Un changement de repère a été effectué afin de créer une représentation en deux dimensions du secteur ciblé pour l'étude de façon à obtenir une vue en section des chantiers et des piliers. Les coordonnées des points permettant de représenter les chantiers compris dans les différents blocs miniers ont été relevées manuellement du fichier en format .dxf fourni. À partir de ces coordonnées, les primitives des chantiers, c'est-à-dire leurs formes géométriques de base, ont pu être reproduites dans FLAC-2D. Les chantiers ont été positionnés dans le modèle en considérant la profondeur à laquelle se situent chacun des niveaux de la mine (figure 37). Les blocs miniers ont été modélisés séparément sauf en ce qui a trait aux blocs V et VI en raison de la séquence de minage prévue dans cette section de la mine et de la taille des chantiers du bloc V.

La taille plus petite des chantiers du bloc minier V, comparativement à ceux des blocs IV, VI et VII s'explique par le fait que Niobec a déjà envisagé dans le passé de poursuivre l'exploitation du

gisement en utilisant une méthode de minage en pyramide avec chantiers remblayés (Lajoie, 2010). Avec cette solution, aucun pilier horizontal n'était supposé être laissé en place entre les différents blocs d'exploitation afin d'accroître la production en venant récupérer la totalité du minerai disponible. Cette méthode avait également l'avantage de permettre d'éviter d'avoir à retourner chercher les piliers après les opérations de minage alors qu'ils ont été fracturés et rendus instables par ces dernières. Il n'était pas prévu que le bloc minier V soit exploité à l'époque. Il devait plutôt servir de pilier horizontal entre les blocs IV et VI avant que Niobec décide de retenir la méthode de minage en pyramide pour la suite de ses travaux d'expansion. La taille du bloc V permettait toutefois à la Mine de se garder une porte de sortie advenant le cas où le marché du niobium connaîtrait une baisse et que le retour à une méthode d'exploitation par chantiers ouverts serait souhaitable.

Ainsi, la dimension des chantiers primaires des blocs IV, VI et VII est de 25 mètres de largeur par 94,7 mètres de hauteur, tandis que celle des chantiers du bloc V est de 25 mètres de largeur par 34,7 mètres de hauteur. Les piliers laissés en place ont quant à eux une largeur de 25 mètres. Deux bandes de roc d'une largeur minimale de 5 mètres doivent être laissées en place entre les chantiers primaires et les excavations créées au centre des piliers qui correspondent aux chantiers secondaires. Ces derniers se trouvent donc à avoir une largeur maximale de 15 mètres tandis que leur hauteur varie entre 30 et 80 mètres (figure 37).

Les limites du modèle, c'est-à-dire le domaine de calcul, ont été spécifiées avant que les primitives des chantiers soient créées. Le domaine de calcul doit être assez grand (tableau 25) pour que les conditions aux limites de celui-ci n'aient pas d'effet sur la résolution numérique dans les zones situées autour des excavations. La grille ainsi définie a ensuite été divisée en une série de blocs, c'est-à-dire des polygones à quatre côtés, qui ont à leur tour été fractionnés en plusieurs quadrilatères devant respecter une proportion le plus près possible de l'unité afin de favoriser la création d'un maillage régulier. La discrétisation du modèle avec des éléments proportionnés joue sur la précision des résultats et c'est pourquoi, lors de la génération du maillage, un rapport hauteur/largeur supérieur à 5:1 doit être évité par rapport à la géométrie des divers éléments. Les segments aux frontières des cavités délimitées ont par la suite été joints ensemble à l'aide d'une commande de fusion afin de bien séparer les différentes régions du modèle. Des zones de transition ont également été introduites dans le maillage afin qu'il soit plus fin au pourtour des

cavités, notamment dans les piliers et au toit des chantiers pour augmenter la précision des calculs effectués.

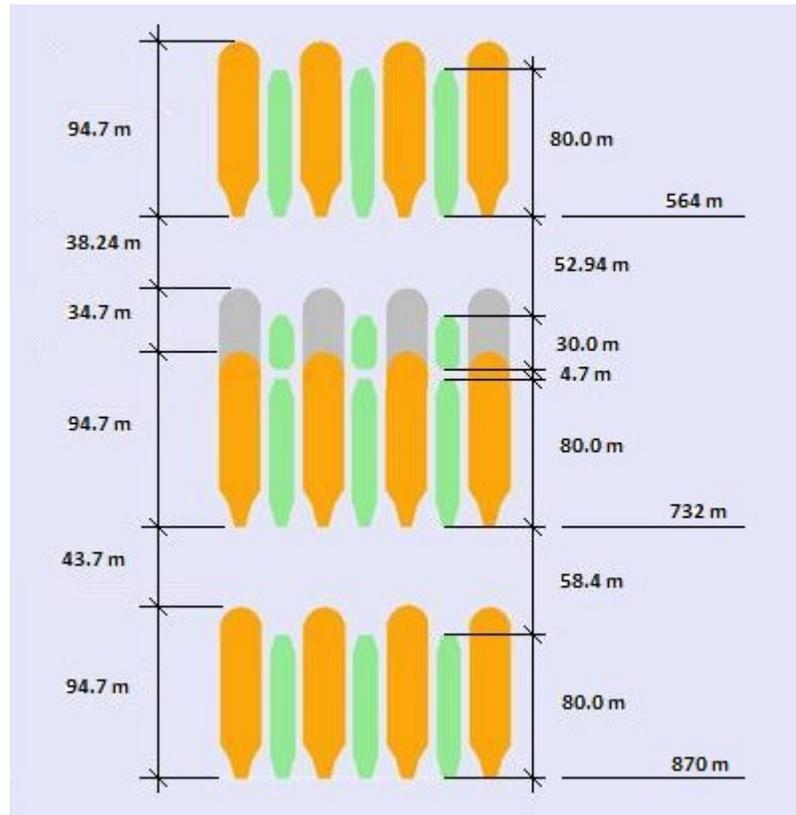


FIGURE 37 : VUE SCHÉMATIQUE EN SECTION

TABLEAU 25 : LIMITES DES DOMAINES DE CALCUL DE CHACUN DES BLOCS MINIERS

Domaines de calcul	Coordonnées en X et Y			
	1	2	3	4
Bloc # IV	X : 0 Y : -369,18 m	X : 0 Y : -663,88 m	X : 375 m Y : -369,18 m	X : 375 m Y : -663,88 m
Blocs # V et VI	X : 0 Y : -502,12 m	X : 0 Y : -831,52 m	X : 375 m Y : -502,12 m	X : 375 m Y : -831,52 m
Bloc # VII	X : 0 Y : -675,22 m	X : 0 Y : -969,92 m	X : 375 m Y : -675,22 m	X : 375 m Y : -969,92 m

6.2.2. PARAMÈTRES DE SIMULATION

Les propriétés mécaniques des matériaux ont été spécifiées et les modèles de comportement à considérer lors des simulations ont été sélectionnés de façon à rendre compte avec le plus de réalisme possible de la réponse du massif rocheux et du remblai minier aux chargements qui leur

sont imposés. Les critères de rupture derrière les lois de comportement considérées par les différents modèles constitutifs disponibles dans FLAC-2D (Itasca, 2015) permettent de définir les seuils de contraintes à partir desquels les déformations dans ces derniers deviennent irréversibles en tout ou en partie.

Le domaine plastique est défini par les critères de rupture de Mohr-Coulomb et de Hoek & Brown dans les modèles élastoplastiques portant les mêmes noms qui sont intégrés à la plupart des logiciels de modélisation en mécanique des roches, alors que la composante élastique des déformations observées suit quant à elle la loi de Hooke dans ces modèles. Le modèle élastoplastique de Hoek & Brown a été choisi pour décrire et simuler le comportement de la roche alors que c'est le modèle élastoplastique de Mohr-Coulomb qui a été choisi pour modéliser le comportement du remblai minier.

Les résultats des essais de laboratoire effectués sur des échantillons de roche intacte ne peuvent pas être reliés directement au comportement du massif rocheux. Les différents éléments structuraux qui peuvent être présents dans le massif peuvent avoir une grande influence sur le comportement de ce dernier et sur sa résistance comme il a été mentionné précédemment. Les modèles constitutifs comme celui de Mohr-Coulomb sont basés uniquement sur les résultats des essais effectués en laboratoire sur des échantillons de roche intacte; ils ne permettent pas de considérer l'influence de la fracturation sur la réponse mécanique des matériaux. À ce titre, le modèle élastoplastique empirique de Hoek & Brown convient mieux pour modéliser la réponse des massifs qui comportent des discontinuités car il est plus à même d'évaluer la résistance mécanique de la roche fracturée. Les paramètres du critère de rupture de Hoek & Brown (m_b , s et a) permettent effectivement de prendre en considération la fracturation de la masse rocheuse. Les valeurs des paramètres sont déterminées à partir de différentes équations qui font intervenir l'indice GSI afin de relier le critère de rupture aux mesures et aux observations qui peuvent être faites sur le terrain.

Le critère de Mohr-Coulomb peut être ajusté au critère de Hoek & Brown afin que ses caractéristiques (angle de frottement et cohésion) tiennent compte elles aussi de la présence de discontinuités comme il a été mentionné au chapitre 2. Il s'agit en fait de « traiter le problème comme une série de tests triaxiaux [dont les résultats ont été déterminés à partir de l'équation du

critère de Hoek & Brown pour un certain domaine de contraintes]. Les équations de Mohr-Coulomb sont alors ajustées aux résultats de ces tests par une méthode de régression linéaire, et les valeurs de c' et φ' [pour le massif rocheux] sont déterminées. » (Touitou, 2002) (figure 38)

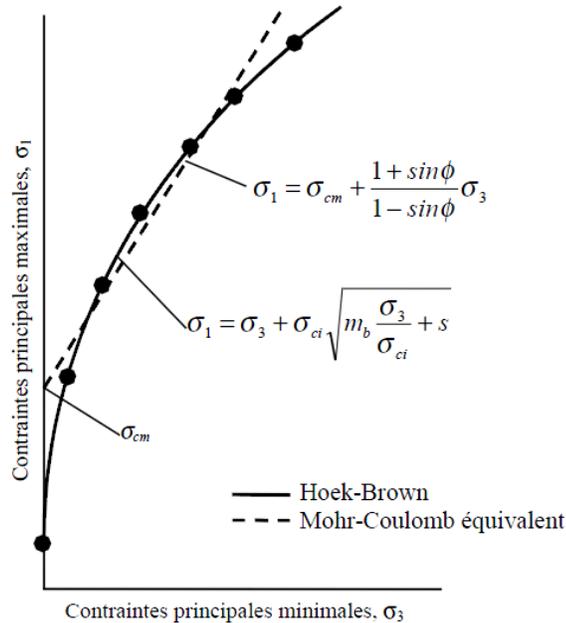


FIGURE 38 : AJUSTEMENT DU CRITÈRE DE MOHR-COULOMB AU CRITÈRE DE HOEK & BROWN [TOUITOU, 2002]

Un consensus se dégage à cet effet en mécanique des roches comme en mécanique des sols où les critères de rupture de Hoek & Brown et de Mohr-Coulomb sont respectivement employés pour décrire le comportement de la roche intacte et des massifs rocheux fracturés dans le premier cas, et pour décrire le comportement des terrains meubles et de certains types de roches dans le second cas (Frenette, 2001). De plus, lorsque l'on compare les enveloppes de rupture des deux critères, on constate que pour des valeurs de contrainte pas trop élevées, les courbes sont très proches l'une de l'autre mais, qu'à mesure que les valeurs des contraintes augmentent, les courbes s'éloignent l'une de l'autre. Le critère de Mohr-Coulomb surestime alors la résistance de la roche par rapport au critère de Hoek & Brown. « Dans le plan des contraintes principales, ce critère ne prend pas en compte la forme arrondie de la courbe de rupture observée expérimentalement aux faibles contraintes et pour les sollicitations en traction. » (Martin, 2007). Le critère de Mohr-Coulomb est plus souvent employé en raison de sa simplicité, mais l'enveloppe de rupture du critère de Hoek & Brown est plus proche de ce qui est observé dans la réalité pour la gamme de contraintes étudiées dans le roc. Le critère de rupture de Mohr-Coulomb convient

cependant mieux pour modéliser le comportement du remblai minier. Le logiciel FLAC-2D (Itasca, 2015) permet d'attribuer des paramètres mécaniques différents à certaines régions du modèle; ce qui permet de faire une distinction par rapport aux propriétés mécaniques de la roche et du remblai minier. Cela rend le choix de FLAC-2D (Itasca, 2015) encore plus intéressant pour effectuer les analyses.

Les propriétés des matériaux considérées lors des simulations pour vérifier la stabilité des chantiers de la mine sont celles qui ont été déterminées pour la roche et le remblai minier au chapitre 4. Les modules de rigidité (G) et de variation de volume (K) (équations 42 et 43) ont été calculés, car FLAC-2D (Itasca, 2015) n'utilise pas directement le module d'élasticité (E) ni le coefficient de Poisson (ν). Les propriétés considérées pour le roc et le remblai minier dans le modèle et nécessaires à l'utilisation des modèles élastoplastiques de Hoek & Brown et de Mohr-Coulomb dans FLAC sont présentées dans les tableaux 26 et 27.

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad (42) \quad \text{et} \quad K = \frac{E}{3(1 - 2\nu)} \quad (43)$$

E : Module de Young [kN/mm^2]

ν : Coefficient de Poisson [-]

G : Module d'élasticité en cisaillement [kN/mm^2]

K : Module d'élasticité volumétrique [kN/mm^2]

TABLEAU 26 : PARAMÈTRES GÉOMÉCANIQUES DU MASSIF ROCHEUX

Hoek & Brown							
ρ [kg/m^3]	K [GPa]	G [GPa]	m_b	s	a	σ_{ci} [MPa]	σ'_t [MPa]
2839	34,16	19,52	5,137	0,056	0,501	118,5	1,3

TABLEAU 27 : PARAMÈTRES MÉCANIQUES DU REMBLAI MINIER

Mohr-Coulomb					
ρ [kg/m^3]	K [GPa]	G [GPa]	ϕ [°]	c [MPa]	σ_t [MPa]
1926,61	0,12	0,092	29,85	0,12	0,11

6.2.3. CONTRAINTES ET CONDITIONS FRONTIÈRES

Une fois le domaine de calcul défini et les primitives des chantiers créées, les conditions limites aux frontières du domaine ainsi que l'état initial des contraintes ont été spécifiés dans le modèle. Plusieurs campagnes de mesure ont eu lieu afin de connaître l'orientation et l'amplitude des contraintes *in situ* à l'intérieur du massif rocheux exploité par la mine Niobec. L'analyse des résultats a permis de proposer des relations pour décrire l'évolution des pressions de terrain en fonction de la profondeur à l'intérieur du massif rocheux (chapitre 5). La dispersion des mesures et les variations observées quant à l'orientation des contraintes principales à l'intérieur du massif ne permettent pas de proposer une relation basée sur ces mesures pour décrire l'évolution du champ de contraintes. Aussi, les contraintes doivent être appliquées perpendiculairement aux faces du modèle lors des simulations effectuées avec le logiciel FLAC-2D. Ainsi, la relation qui a plutôt été proposée, permettant de décrire l'évolution des contraintes verticales et horizontales en fonction de la profondeur à l'intérieur du massif rocheux, est d'autant plus intéressante compte tenu de la façon dont les contraintes initiales doivent être définies pour lancer une simulation avec le logiciel FLAC-2D.

Les courbes de tendance de puissance obtenues pour décrire l'évolution en fonction de la profondeur des coefficients de pression des terres calculés à partir des mesures effectuées lors des différentes campagnes ont permis d'évaluer l'amplitude des contraintes horizontales à appliquer au modèle. Les contraintes horizontales aux limites inférieures et supérieures de chacun des domaines de calcul des blocs miniers ont été calculées (tableau 28) et l'hypothèse d'une variation linéaire en fonction de la profondeur entre les amplitudes calculées a été utilisée afin de simplifier l'initialisation du champ de contraintes. Ainsi, pour chacun des blocs miniers modélisés, les gradients de pression calculés ont été appliqués au modèle pour simuler l'évolution des contraintes en fonction de la profondeur. Une pression égale au poids des terres situées au-dessus des chantiers a également été appliquée sur la limite supérieure des domaines de calcul de chacun des blocs d'exploitation. Le module de la gravité a également été activé conformément aux indications fournies par le support technique d'Itasca (Itasca Code Support (FLAC), communication personnelle, 2017) afin d'initialiser le champ de contraintes.

TABLEAU 28 : CONTRAINTES APPLIQUÉES

Domaines de calcul	Niveaux [m]	σ_{Hmin} [MPa]	σ_{Hmax} [MPa]	σ_v [MPa]	P [MPa]
Bloc # IV	-369,18	10,42	25,11	10,30	10,30
	-663,88	9,82	16,12	18,50	
Blocs # V et VI	-502,12	10,10	19,91	14,00	14,00
	-831,52	9,60	13,60	23,20	
Bloc # VII	-675,22	9,81	15,92	18,80	18,80
	-969,92	9,45	12,11	27,00	

L'application des contraintes horizontales perpendiculairement aux bords du domaine peut toutefois ne pas correspondre tout à fait à l'axe selon lequel elles sont orientées par rapport aux parois de certains chantiers. Cependant, ces modifications dans l'orientation des contraintes horizontales par rapport aux faces verticales des chantiers et des piliers ont pour effet de créer les conditions les plus défavorables vis-à-vis de la stabilité de la mine. Ces simplifications effectuées dans l'orientation des contraintes horizontales maximisent les contraintes différentielles en venant appliquer sur les faces les plus longues des excavations des chargements légèrement plus importants que ceux qui auraient pu être observés dans certains cas. Cette approche est donc sécuritaire tout en étant très près de la réalité en ce qui concerne les simulations effectuées.

Les éléments des frontières verticales du domaine ont été fixés par la suite de manière à empêcher les déplacements horizontaux de ces dernières vers l'extérieur ou l'intérieur des limites du modèle. La déformation horizontale du roc doit effectivement être limitée puisque celui-ci est normalement confiné dans son milieu, loin des excavations. C'est pourquoi les déplacements verticaux et horizontaux de la limite inférieure du modèle ont également été bloqués. Une pression a toutefois été appliquée en guise de condition limite au sommet du modèle pour que la frontière supérieure du domaine puisse se déformer de façon à maintenir constante la pression appliquée correspondant au poids des terres.

Après que les conditions limites et les contraintes initiales aient été spécifiées, une première simulation a été lancée afin de créer un état d'équilibre initial dans le modèle. La figure 39 montre l'état des contraintes en place dans le bloc minier IV avant que les excavations soient réalisées.

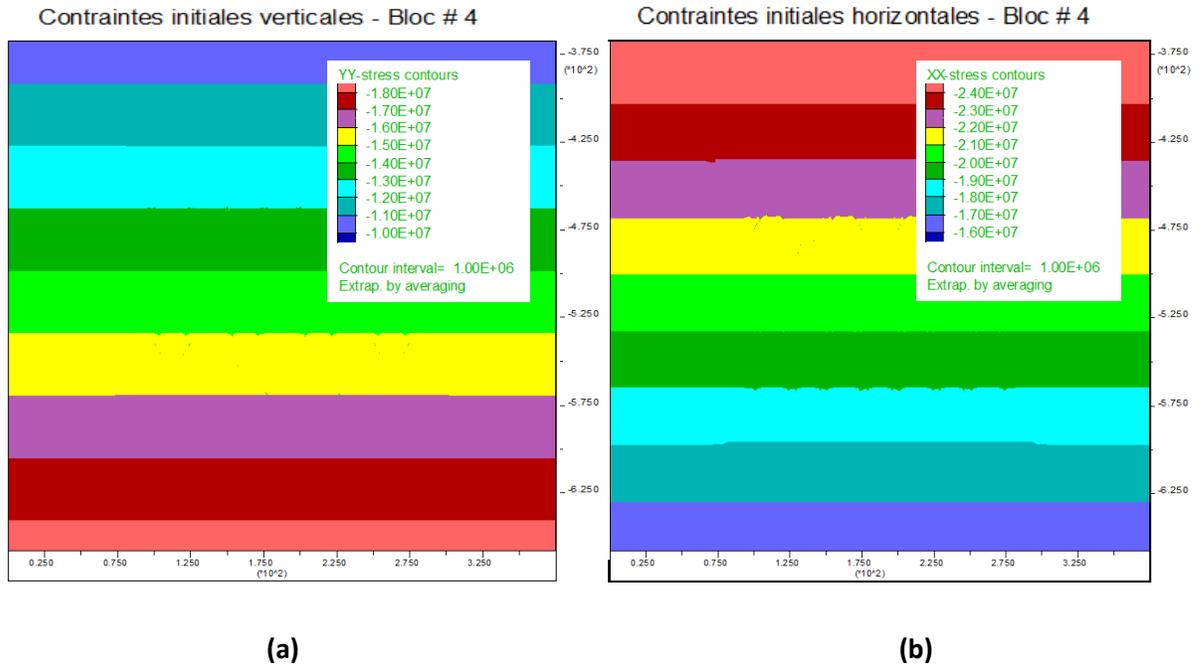


FIGURE 39 : CONTRAINTES INITIALES VERTICALES (a) ET HORIZONTALES (b) DANS LE BLOC MINIER IV

L'étape suivante consiste à réaliser les excavations dans le massif rocheux de façon à ce que l'état d'équilibre initial soit perturbé. Les ouvertures créées dans le massif rocheux ont pour effet de perturber le champ de contraintes et de modifier l'amplitude et l'orientation de ces dernières au pourtour des excavations comme il a été mentionné au chapitre 2. Il faut alors déterminer si les concentrations de contraintes générées entraînent la rupture du roc autour des ouvertures créées ou si le niveau de contraintes dans le massif rocheux demeure acceptable.

6.3. CRITÈRES DE RUPTURE À VÉRIFIER

La contrainte différentielle peut être utilisée pour évaluer l'effet des contraintes induites sur le massif rocheux en périphérie d'une excavation et le risque de rupture de la roche comme il a été mentionné au chapitre 2. L'indicateur d'instabilité *BSR* (*Brittle Shear Ratio*) compare la contrainte différentielle à celle de la résistance en compression uniaxiale de la roche intacte (équation 44). Lorsque le rapport de l'une sur l'autre est supérieur à 0,7, cela signifie qu'il y a de fortes chances que des dommages assez importants soient constatés dans le massif rocheux ou encore qu'une rupture soudaine de ce dernier survienne (Shnorhokian et al., 2015).

$$BSR = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_{ci}} > 0,7 \rightarrow \text{Instable} \quad (44)$$

BSR : Indicateur d'instabilité [-]

σ_1 : Contrainte principale majeure à la rupture [N/mm^2]

σ_3 : Contrainte principale mineure à la rupture [N/mm^2]

σ_{ci} : Résistance uniaxiale en compression de la roche intacte [N/mm^2]

La résistance uniaxiale en compression de la roche intacte du massif encaissant de la mine Niobec a été déterminée à partir des résultats des différents essais qui ont été menés en laboratoire pour déterminer les propriétés mécaniques de la roche (chapitre 4). Il est par conséquent possible de connaître la valeur de la contrainte différentielle à partir de laquelle des problèmes d'instabilité risquent d'être observés (équation 45) près des chantiers.

$$\sigma_1 - \sigma_3 > 0,7 \times \sigma_{ci} \rightarrow \sigma_1 - \sigma_3 > 0,7 \times 118,5 \text{ MPa} \rightarrow \sigma_1 - \sigma_3 > 83 \text{ MPa} \quad (45)$$

BSR : Indicateur d'instabilité [-]

σ_1 : Contrainte principale majeure à la rupture [N/mm^2]

σ_3 : Contrainte principale mineure à la rupture [N/mm^2]

σ_{ci} : Résistance uniaxiale en compression de la roche intacte [N/mm^2]

La stabilité des chantiers peut ainsi être vérifiée dans un premier temps en examinant la valeur de la contrainte différentielle affichée par FLAC-2D à la suite des modélisations effectuées. Les zones problématiques seront celles pour lesquelles la contrainte différentielle est supérieure à 83 MPa. De plus, lorsque l'amplitude des contraintes induites est plus grande que la résistance en compression uniaxiale du massif rocheux σ'_c , déterminée à l'aide du logiciel RocData 5.0 (Rocscience, 2017) et décrite par Hoek & al. (2002), la rupture de la roche près des parois des excavations est initiée. Les ruptures locales observées se limiteront toutefois à la périphérie des ouvertures créées à moins que l'état des contraintes en place soit tel qu'il entraîne la propagation de ces dernières dans le roc environnant. La résistance globale du massif rocheux en compression σ'_{cm} décrit quant à elle la résistance moyenne de la masse rocheuse et pas seulement celle du roc en périphérie des ouvertures (Hoek, 2005). Les résistances en compression uniaxiale et globale déterminées pour le massif rocheux de la mine Niobec sont respectivement égales à 28 et 41 MPa.

La présence de contraintes en tension est également un bon indicateur d'instabilité. Le comportement de la roche est modifié au-delà de sa résistance ultime en traction et celle-ci peut alors se rompre en suivant un plan de rupture ou perdre sa résistance mécanique. La rupture se manifeste généralement soudainement lorsqu'elle survient dans un matériau fragile et c'est pourquoi on considère un facteur de sécurité lorsque l'on compare la résistance en traction de la roche à la contrainte qui se développe à proximité des cavités afin de déterminer s'il y aura rupture ou non. Puisque la résistance en tension du massif rocheux est connue (chapitre 4), il est possible d'évaluer à partir de quelle valeur les sollicitations en traction dans celui-ci vont entraîner sa rupture (équation 46).

$$FS = \frac{\sigma'_t}{\sigma_{tmob}} \geq 1,5 \rightarrow \sigma_{tmob} \leq \frac{\sigma'_t}{FS} = \frac{1,3 \text{ MPa}}{1,5} = 0,9 \text{ MPa} \quad (46)$$

FS : Facteur de sécurité [–]

σ'_t : Résistance en tension du massif rocheux [N/mm^2]

σ_{tmob} : Contrainte en tension engendrée dans le massif rocheux [N/mm^2]

Ainsi, les zones problématiques seront celles pour lesquelles des contraintes en tension supérieures à 0,9 MPa seront indiquées par le modèle de simulation. Le comportement de la roche est aussi généralement fragile lorsqu'elle est faiblement confinée; ce qui est le cas de la roche laissée en guise de piliers entre les différentes excavations.

6.4. ÉVALUATION DE LA STABILITÉ

Le modèle numérique développé à l'aide du logiciel FLAC-2D (Itasca, 2015) a pour but d'étudier le comportement de la masse rocheuse et d'examiner la distribution des contraintes induites par les opérations de minage dans les piliers et dans le remblai minier, ceci afin d'évaluer la stabilité du massif rocheux tout comme l'effet du remblayage des chantiers sur celle-ci.

Ainsi, l'état d'équilibre initial obtenu après la première simulation lancée pour initialiser le champ de contraintes dans chacun des blocs miniers modélisés a été rompu en créant une première altération. Tous les chantiers primaires des blocs IV, V, VI et VII ont été excavés dans un premier temps avant d'être remblayés conformément à la séquence de minage prévue par la Mine

Niobec pour poursuivre l'exploitation du gisement. L'excavation des chantiers secondaires, correspondant au cœur des piliers verticaux, a par la suite été effectuée avant de relancer les calculs pour simuler le nouvel état de contraintes. L'exploitation de la mine se fait actuellement par chantiers ouverts sans remblayage. Par conséquent, l'analyse des résultats obtenus suite aux simulations effectuées après l'excavation uniquement des chantiers primaires des différents blocs d'exploitation devrait indiquer que la méthode de minage appliquée en ce moment à la mine ne nuit pas à la stabilité de celle-ci; du moins pour les chantiers des blocs IV et VI dont l'exploitation est déjà débutée.

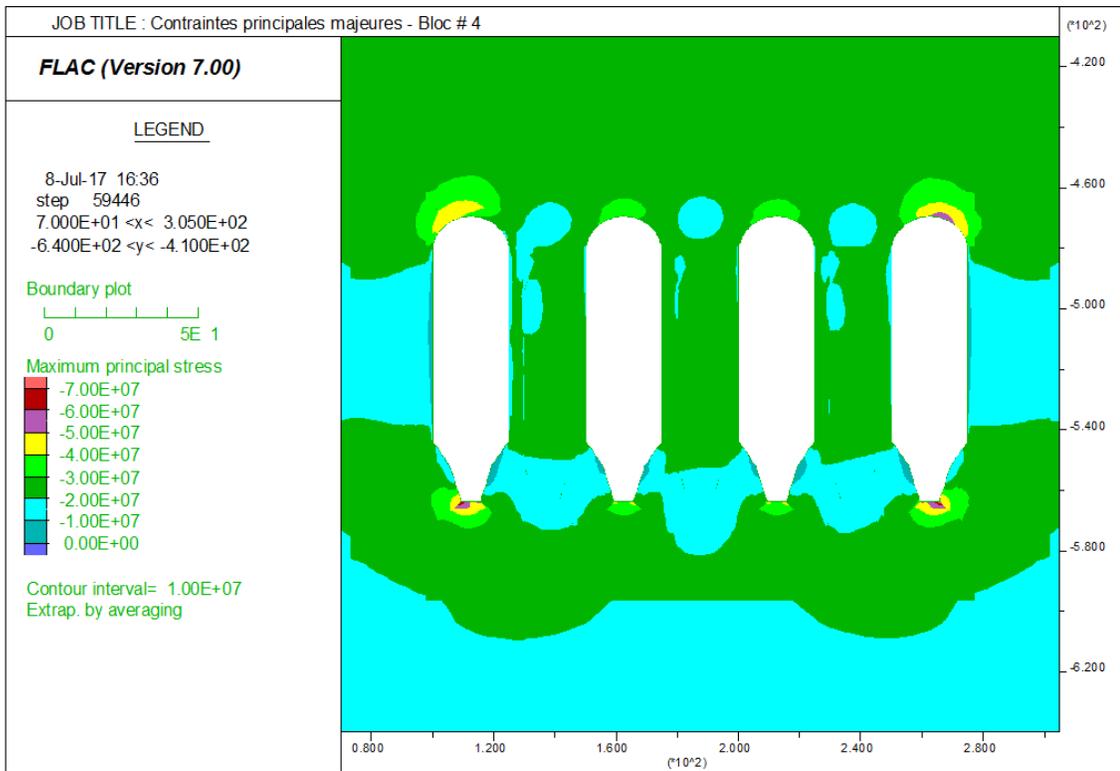
Les contraintes principales majeures et mineures induites dans le massif rocheux après chacune des étapes de minage simulées sont présentées dans les figures qui suivent pour les différents niveaux d'exploitation. Afin d'évaluer la stabilité des chantiers et des piliers, les contraintes différentielles ont été calculées pour vérifier si certaines zones présentent des valeurs supérieures à la valeur critique déterminée à l'aide de l'indicateur d'instabilité *BSR* qui est de 83 MPa. La présence de contraintes en tension est également un bon indicateur d'instabilité et c'est pourquoi les zones en tension et en compression autour des excavations ont été affichées à la suite des différentes modélisations effectuées. Les zones problématiques seront celles pour lesquelles des contraintes en tension supérieures à 0,9 MPa seront observées comme il a été mentionné plus haut. Il est important de préciser pour l'interprétation des résultats obtenus que, contrairement à la convention en mécanique des roches, les contraintes en tension sont positives dans FLAC-2D (Itasca, 2015) alors que celles en compression sont négatives.

L'analyse de la stabilité des chantiers et des piliers du bloc d'exploitation # IV a été faite en premier lieu. Celui-ci est compris entre les niveaux 469 et 564 mètres (1539 et 1850 pieds). Les chantiers des blocs # V et VI ont ensuite été modélisés. Ceux-ci sont compris entre les niveaux 602 et 732 mètres (1975 et 2400 pieds). Les chantiers primaires du bloc d'exploitation # VI ont tous été excavés avant que ceux du bloc minier # V le soient. Les ouvertures créées ont par la suite été remblayées avant que les chantiers secondaires des deux blocs d'exploitation soient excavés selon la même séquence que celle exécutée pour les chantiers primaires. L'analyse de la stabilité des chantiers et des piliers compris entre les niveaux 775 et 870 mètres (2544 et 2854 pieds) a été faite en dernier. Les résultats des calculs effectués par FLAC-2D (Itasca, 2015) pour connaître les contraintes principales mineures et majeures, ainsi que les contraintes différentielles et en

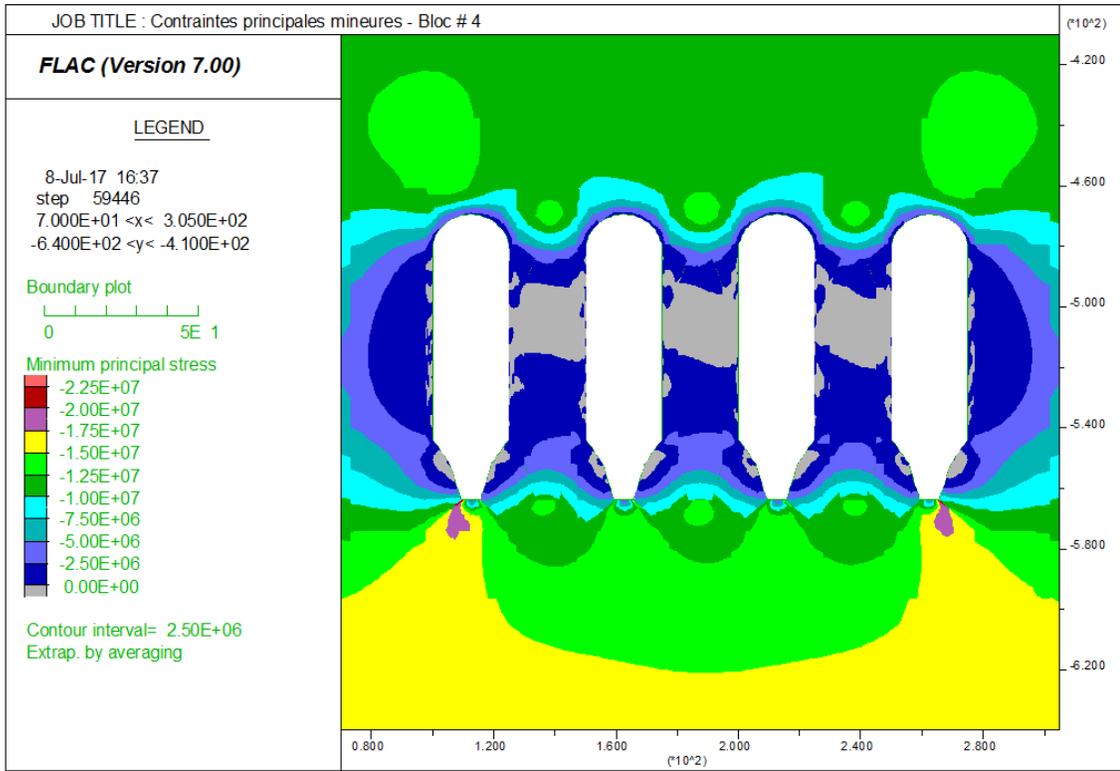
tension, ont été affichés après chacune des simulations lancées. Les mêmes séries de figures sont donc présentées pour chacun des blocs d'exploitation suite à l'excavation des chantiers primaires, au remblayage de ceux-ci et à l'excavation des chantiers secondaires.

6.4.1. ANALYSE POUR LES CHANTIERS DU BLOC # IV

Les figures 40 à 42 présentent une vue en coupe du bloc minier # IV dont les chantiers primaires ont été excavés. La figure 40 montre l'influence des ouvertures créées sur la distribution des contraintes principales majeures et mineures dans le massif rocheux à ce niveau de la mine. Une échelle de couleurs accompagne chacune des figures créées à partir des résultats obtenus suite aux calculs effectués par FLAC-2D afin de faciliter leur interprétation. Ainsi, il est possible d'observer que les contraintes principales majeures et mineures induites dans le massif rocheux varient principalement entre 10 et 30 MPa et entre 0 et 10 MPa respectivement. La résistance globale du massif rocheux en compression, qui est égale à 41 MPa d'après les résultats obtenus à l'aide du logiciel RocData 5.0 (Rocscience, 2017), n'est donc pas atteinte. Cependant, la distribution des contraintes principales majeures autour des excavations permet de conclure que les contraintes en place sont suffisamment élevées pour que des ruptures très localisées surviennent dans la roche près des ouvertures créées. La figure 41 permet quant à elle d'observer que la valeur critique déterminée à l'aide de l'indicateur d'instabilité *BSR* n'est pas atteinte; cet indicateur concerne la contrainte différentielle maximale pouvant être supportée par la roche avant que des problèmes d'instabilité soient observés. La contrainte différentielle maximale évaluée par FLAC-2D varie entre 45 et 50 MPa. Il est également possible de faire apparaître dans le modèle les régions qui sont sollicitées soit en traction, soit en compression (figure 42). Les contraintes maximales en tension et en compression calculées par FLAC-2D sont respectivement égales à 1,5 et 72,4 MPa. Ces valeurs ne reflètent toutefois pas l'état de contraintes général observé dans le massif et semblent plutôt être dues à une concentration de contraintes créée par le maillage. Les contraintes en tension observées sont principalement comprises entre 0 et 0,75 MPa et sont situées entre les ouvertures.



(a)



(b)

FIGURE 40 : VUE EN COUPE DES CHANTIERS PRIMAIRES EXCAVÉS DU BLOC # IV – σ_1 (a) et σ_3 (b)

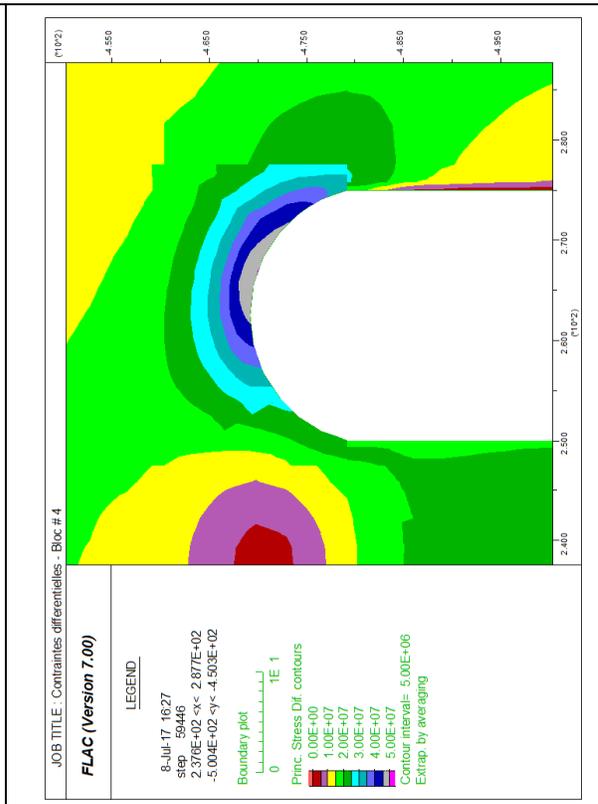
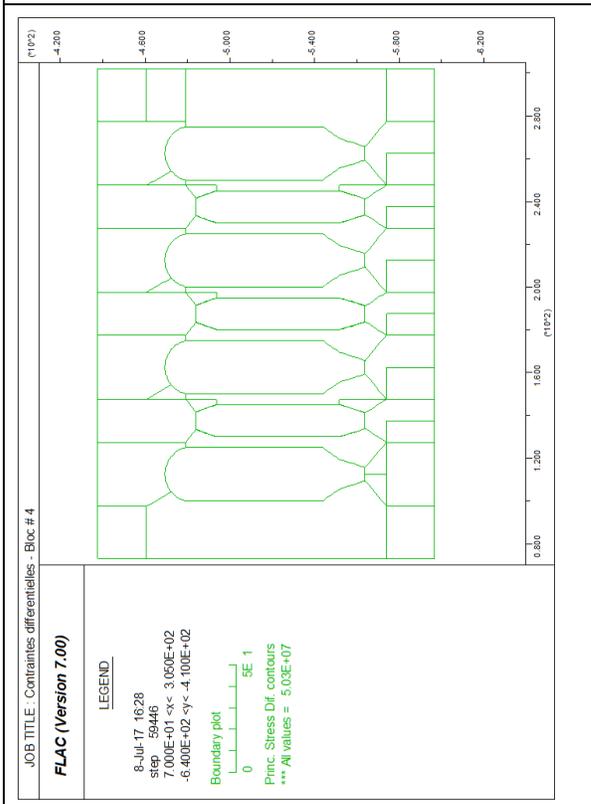
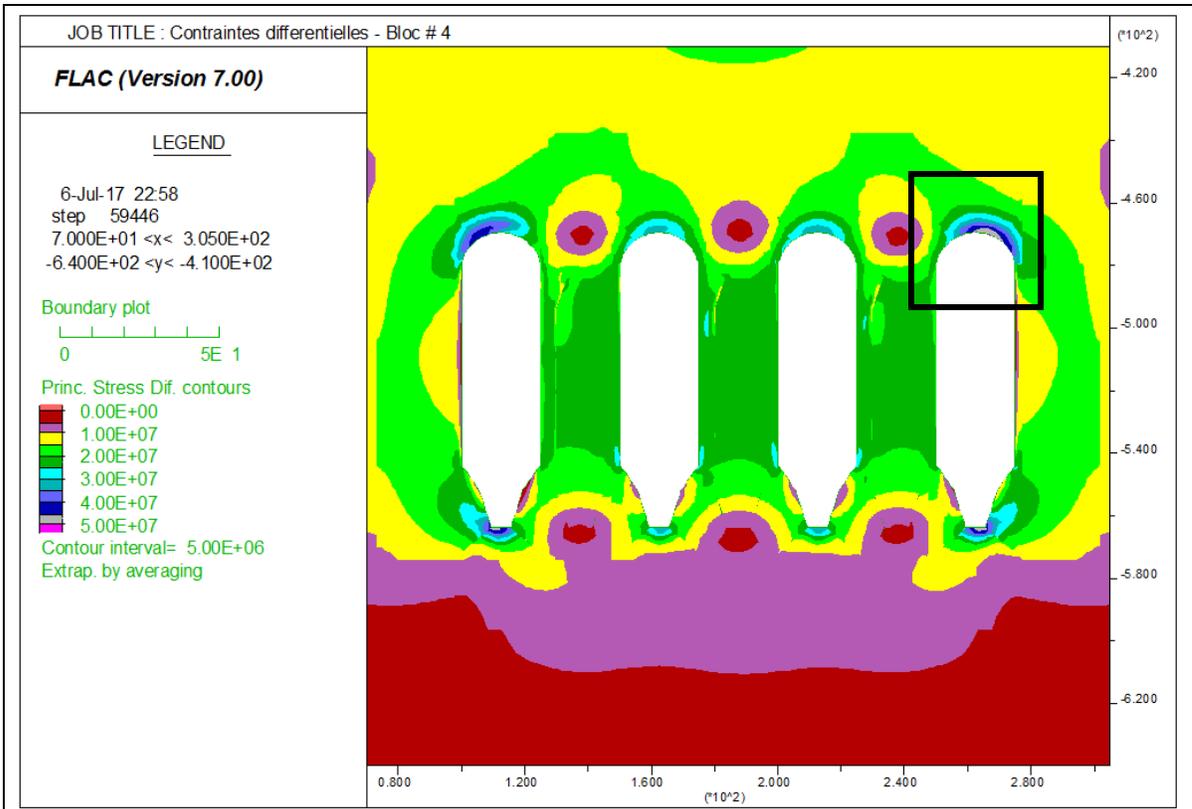


FIGURE 41 : VUE EN COUPE DES CHANTIERS PRIMAIRES EXCAVÉS DU BLOC # IV – CONTRAINTES DIFFÉRENTIELLES

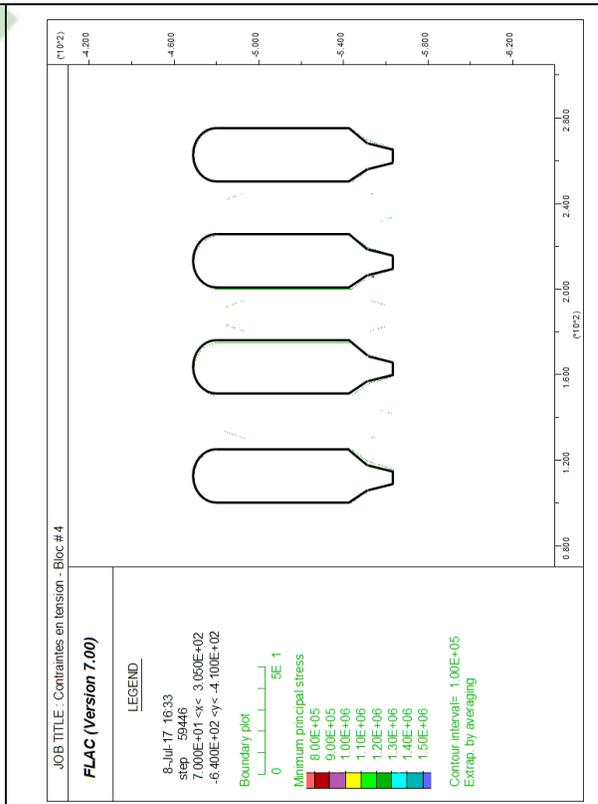
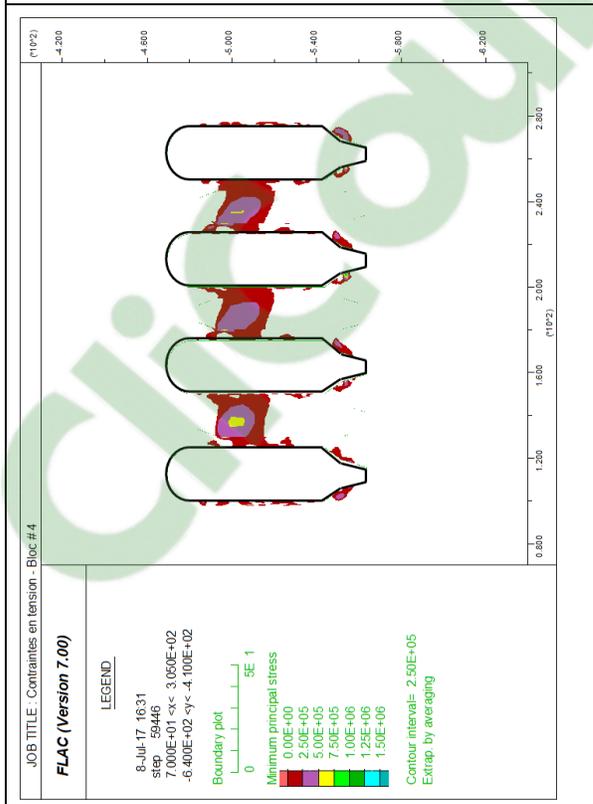
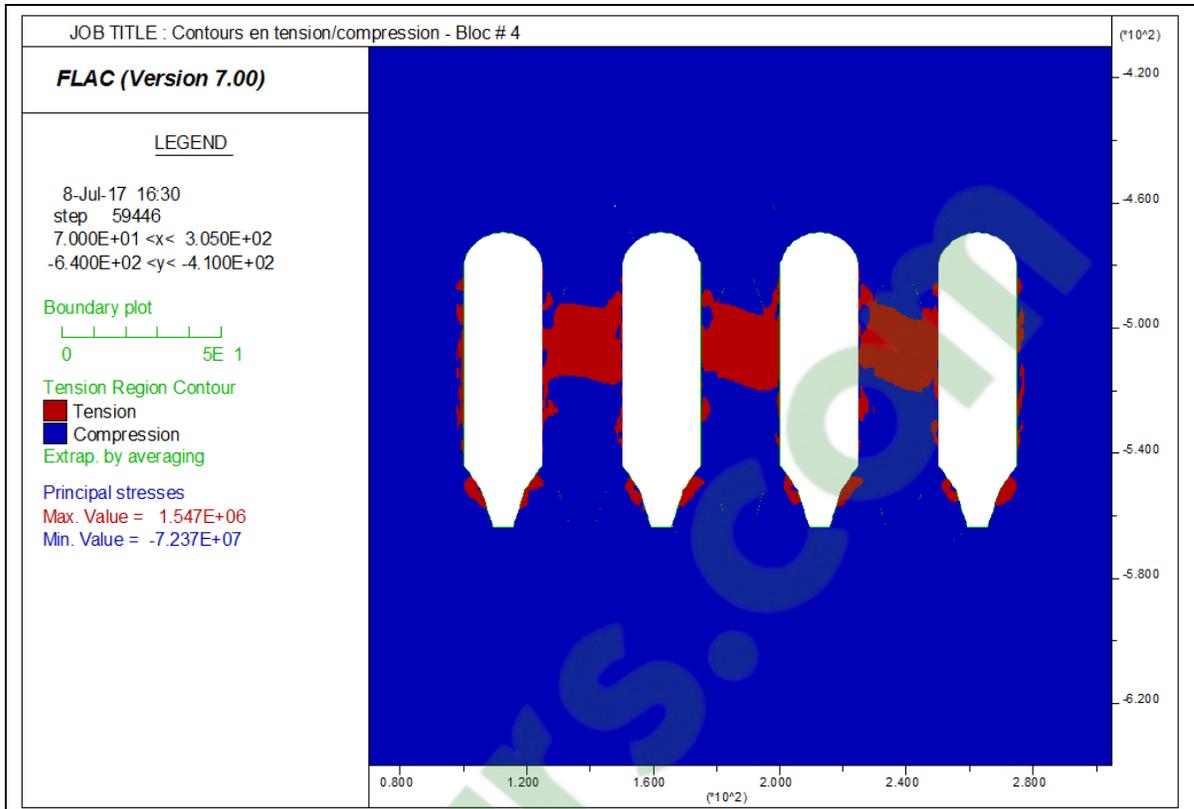
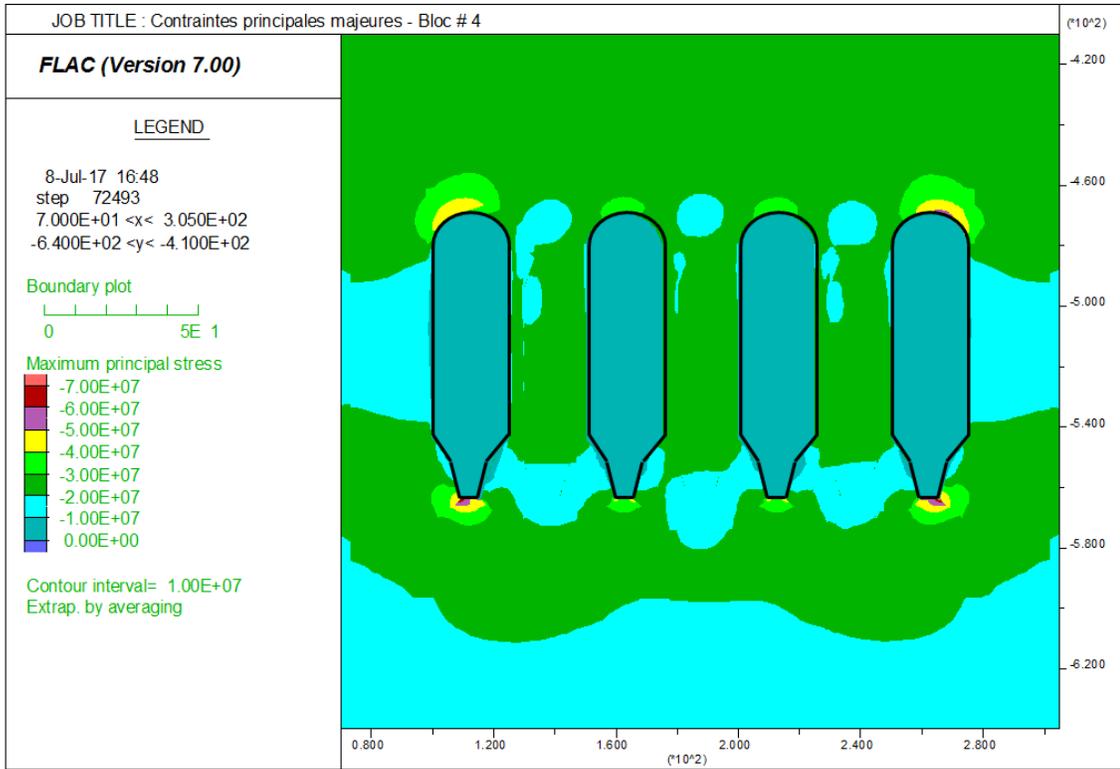


FIGURE 42 : VUE EN COUPE DES CHANTIERS PRIMAIRES EXCAVÉS DU BLOC # IV – CONTRAINTES EN TENSION

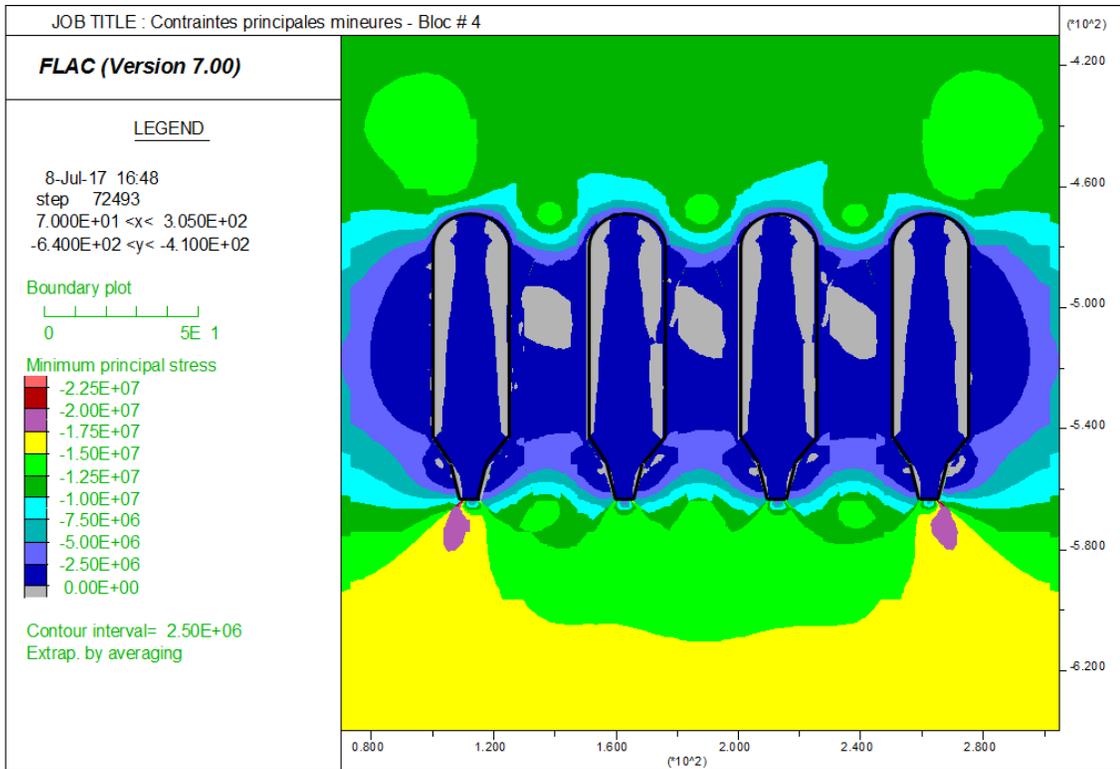
L'analyse des résultats obtenus pour le bloc minier # IV, suite aux simulations effectuées après l'excavation des chantiers primaires uniquement, permet de conclure que la méthode de minage appliquée en ce moment à la mine Niobec n'entraîne pas de rupture aux parois des chantiers pour ce niveau d'exploitation. Les résultats obtenus permettent aussi de valider d'une certaine manière le modèle construit puisque l'exploitation du bloc # IV est actuellement en cours et qu'aucun problème de stabilité majeur n'a été observé. Cependant, des problèmes risquent d'apparaître à mesure que l'exploitation du gisement va se poursuivre en profondeur puisque des zones en tension - quoique cette tension soit faible - peuvent déjà être observées dans les piliers verticaux laissés en place entre les ouvertures.

Le remblayage des chantiers primaires a ensuite été modélisé. Celui-ci semble, de prime abord, avoir peu d'effet sur la distribution des contraintes engendrées par les ouvertures créées. Les résultats obtenus indiquent que les amplitudes des contraintes principales minimales et maximales engendrées sont les mêmes qu'avant le remblayage (entre 0 et 10 MPa et entre 10 et 30 MPa) (figure 43). La contrainte différentielle maximale observée n'est donc pas différente (figure 44). Les contraintes en tension calculées par FLAC-2D varient quant à elles entre 0 et 0,4 MPa et se concentrent dans les piliers verticaux (figure 45). La contrainte maximale observée en tension (1,3 MPa) est cependant légèrement inférieure à celle qui a été calculée avant que les chantiers soient remblayés.

L'excavation des chantiers secondaires a finalement été réalisée. La figure 46 montre la distribution des contraintes principales majeures et mineures en compression, tandis que la figure 47 présente les contraintes différentielles calculées. La contrainte différentielle maximale observée varie entre 55 et 60 MPa alors que les contraintes maximales et minimales observées en compression et en tension sont respectivement égales à 80,8 MPa et 2,5 MPa. L'extraction de la carbonatite du cœur des piliers semble avoir un effet plus significatif que le remblayage sur la redistribution des contraintes autour des ouvertures créées dans le massif. Beaucoup plus de zones semblent effectivement être sollicitées en tension à travers les piliers et au toit des chantiers secondaires. Les contraintes en tension observées dans les piliers demeurent toutefois faibles d'après les résultats obtenus (figure 48). C'est au toit des chantiers secondaires que des contraintes en tension supérieures à 0,9 MPa se concentrent et pourraient entraîner la rupture de la roche. Des ruptures en voûte se sont d'ailleurs produites à quelques reprises dans certains des chantiers exploités à la mine Niobec au cours des dernières années.



(a)



(b)

FIGURE 43 : VUE EN COUPE DES CHANTIERS PRIMAIRES REMBLAYÉS DU BLOC # IV – σ_1 (a) et σ_3 (b)

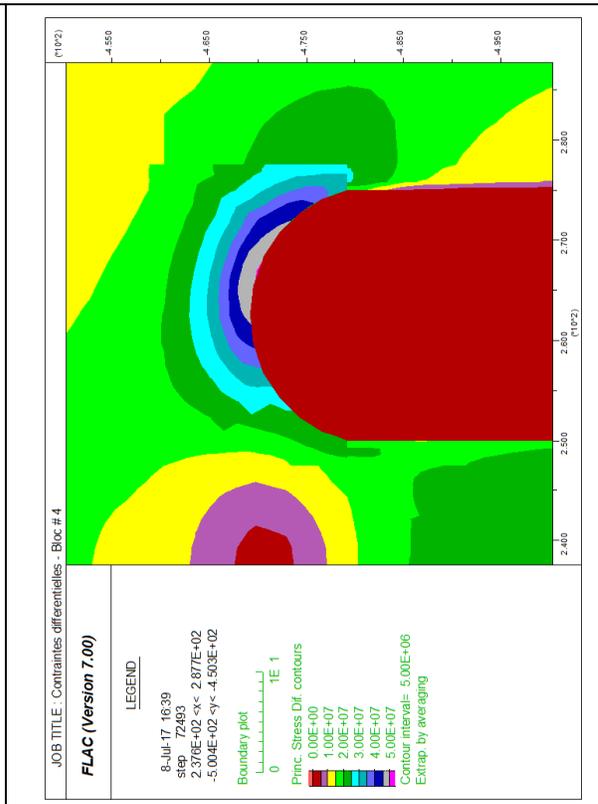
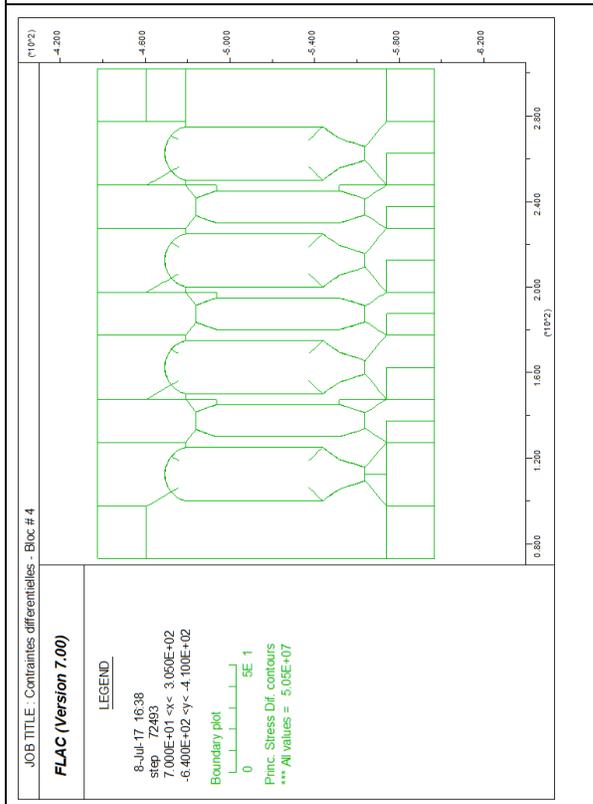
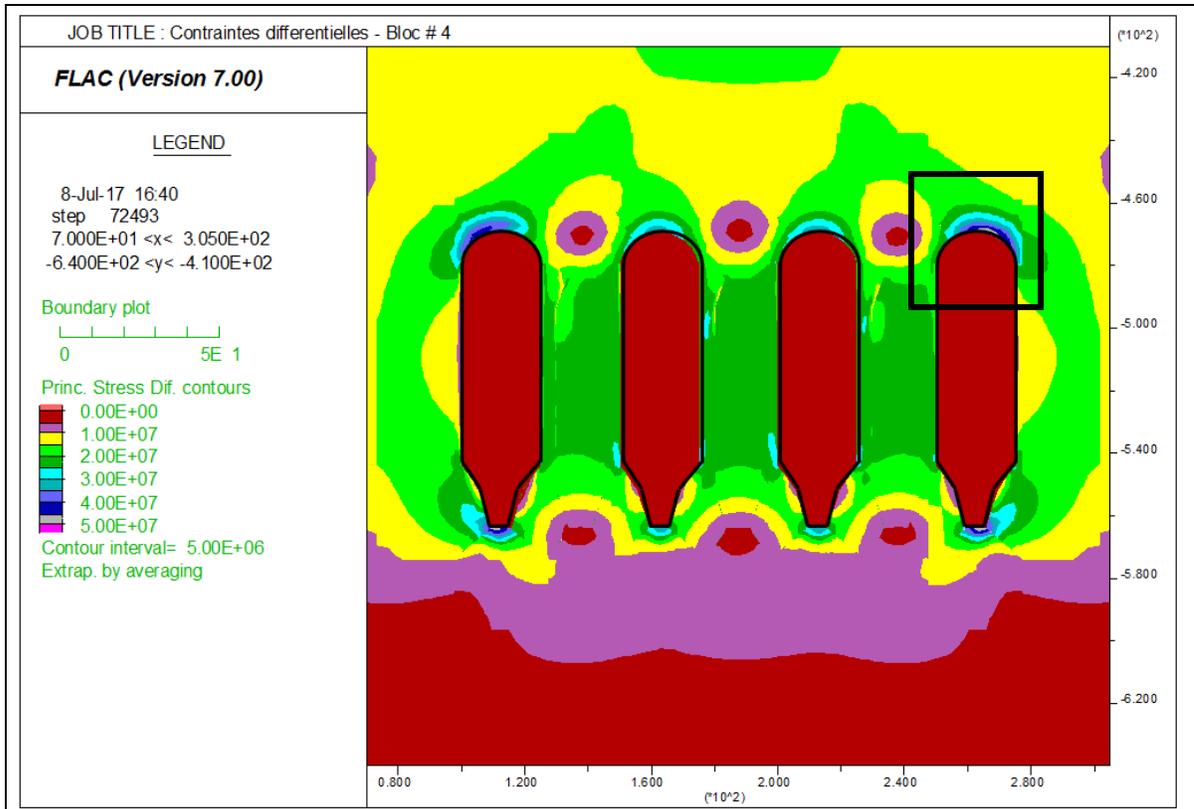


FIGURE 44 : VUE EN COUPE DES CHANTIERS PRIMAIRES REMBLAYÉS DU BLOC # IV – CONTRAINTES DIFFÉRENTIELLES

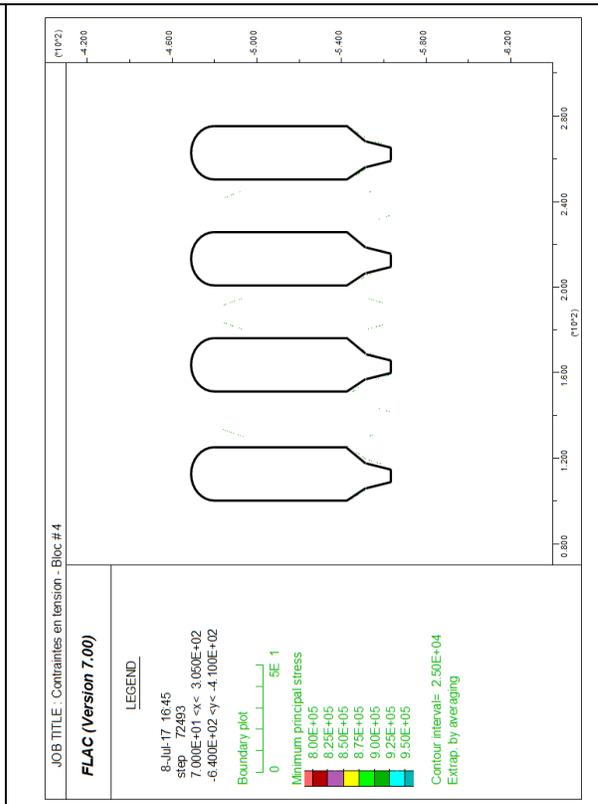
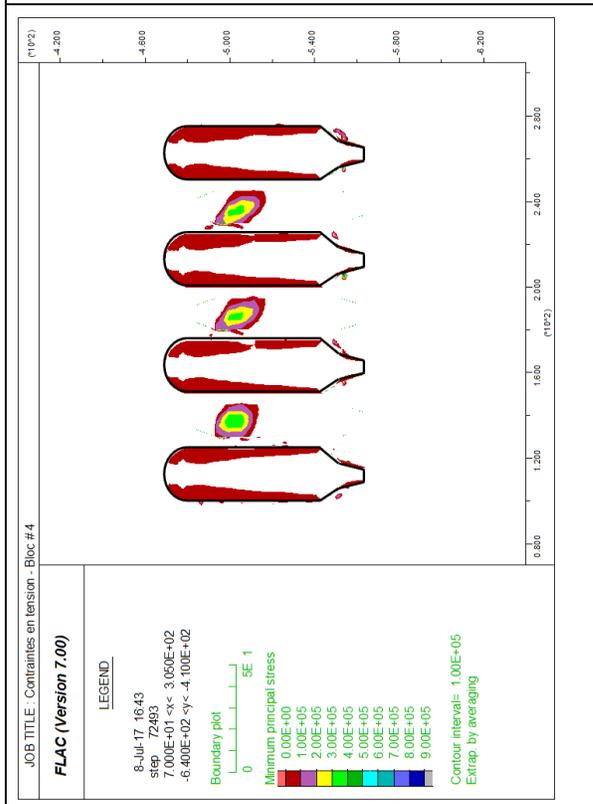
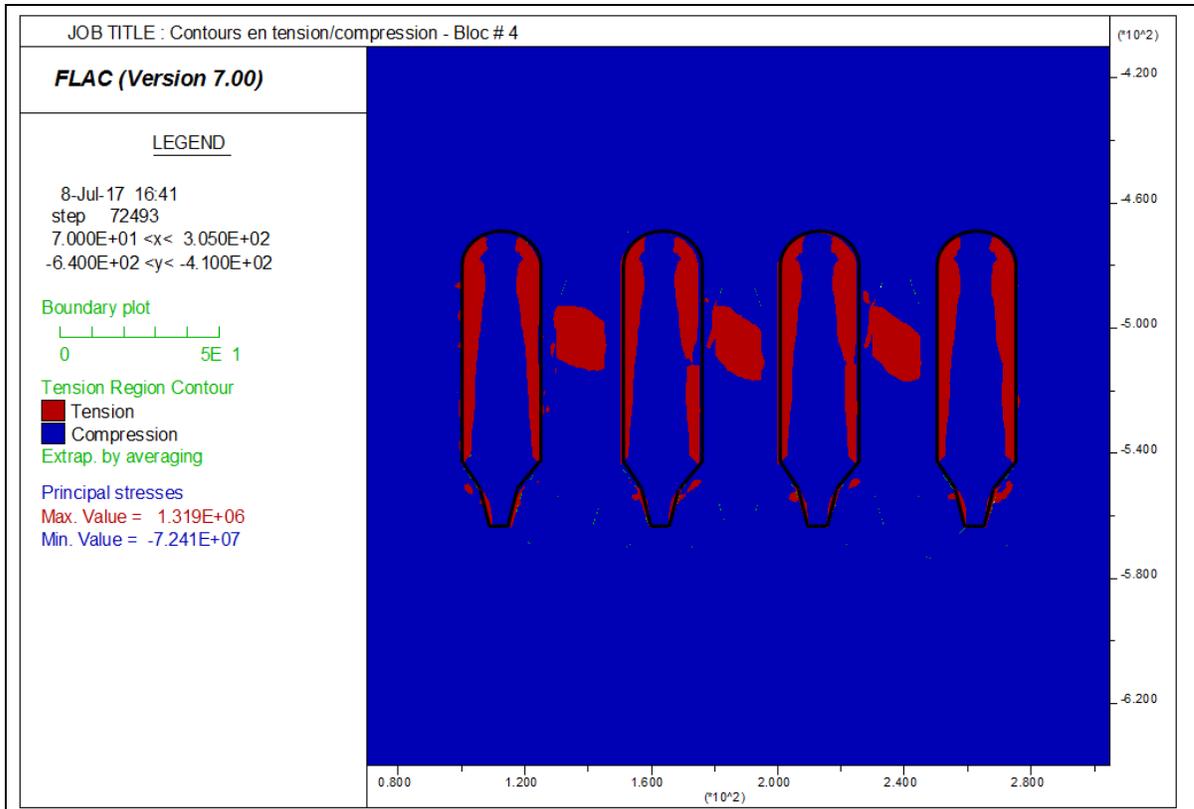
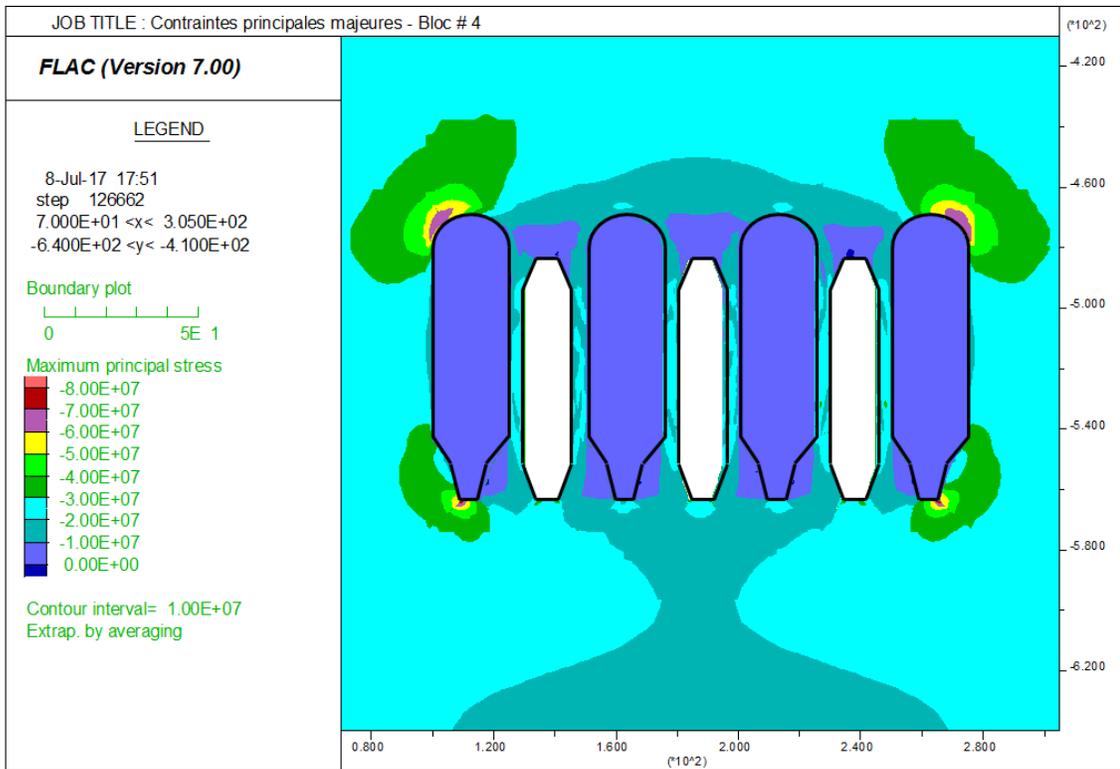
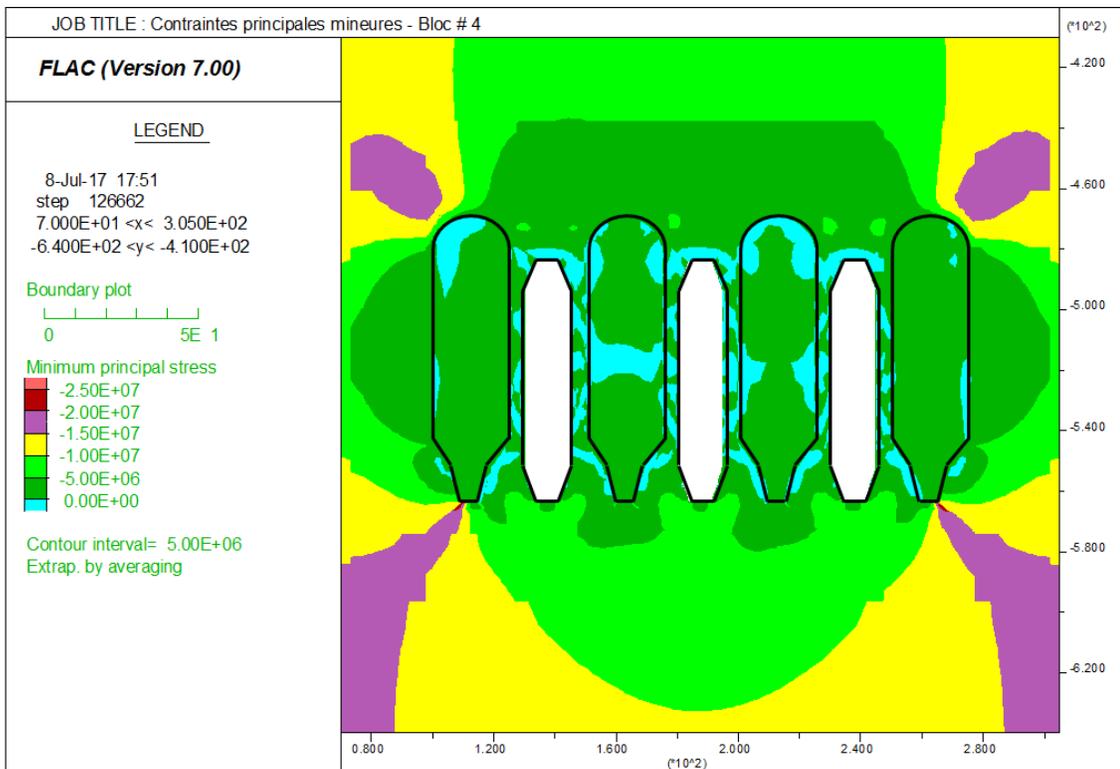


FIGURE 45 : VUE EN COUPE DES CHANTIERS PRIMAIRES REMBLAYÉS DU BLOC # IV – CONTRAINTES EN TENSION



(a)



(b)

FIGURE 46 : VUE EN COUPE DES CHANTIERS SECONDAIRES EXCAVÉS DU BLOC # IV – σ_1 (a) et σ_3 (b)

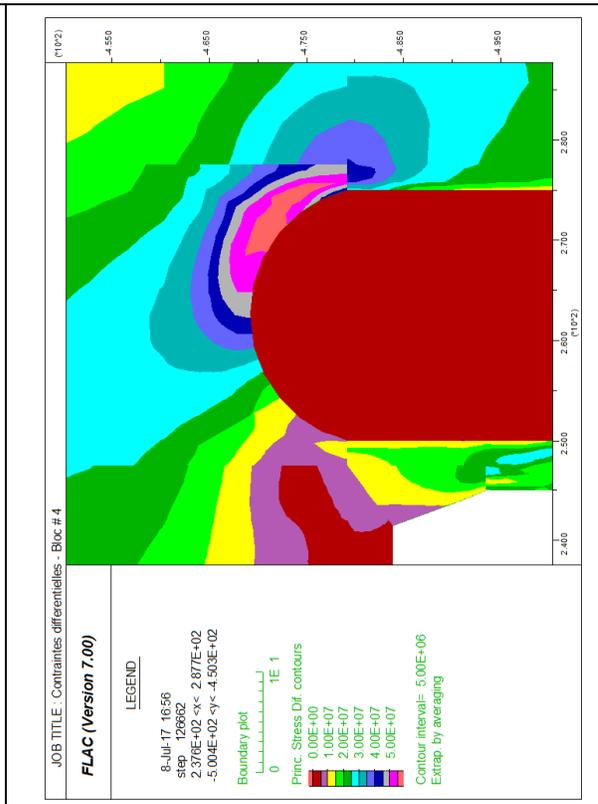
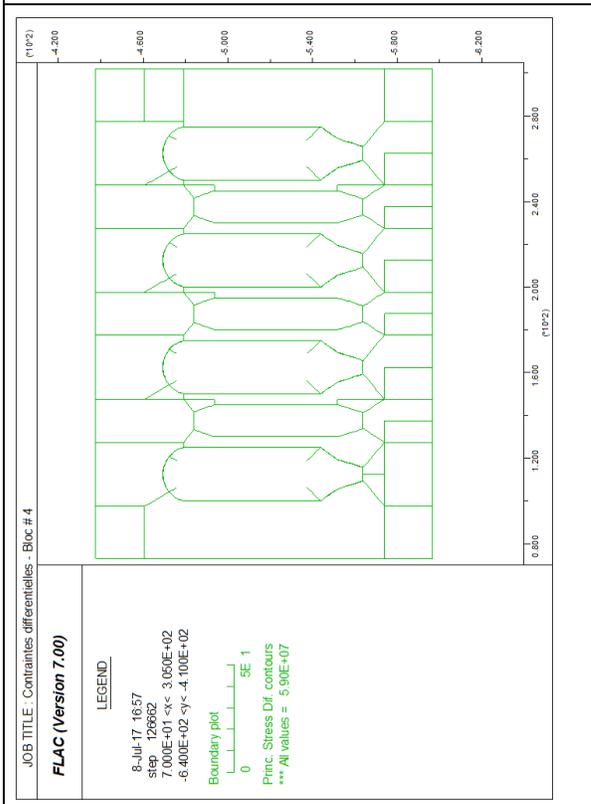
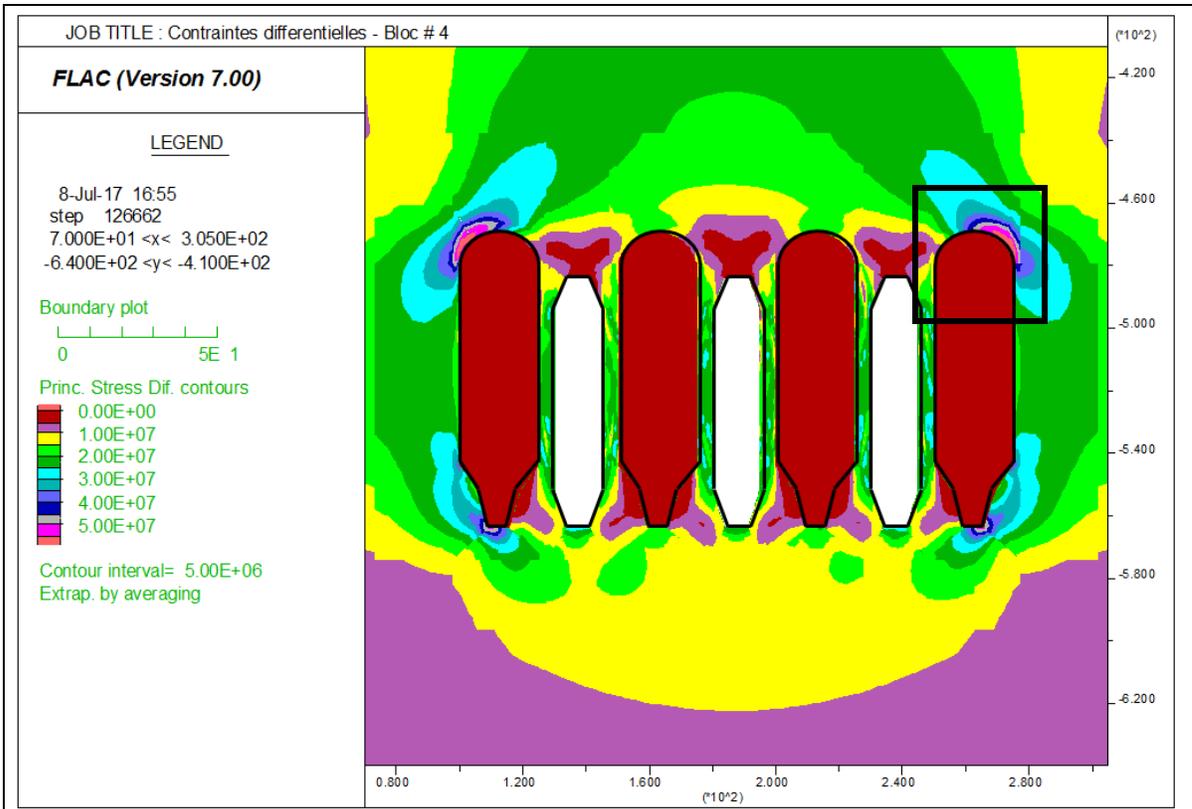


FIGURE 47 : VUE EN COUPE DES CHANTIERS SECONDAIRES EXCAVÉS DU BLOC # IV – CONTRAINTES DIFFÉRENTIELLES

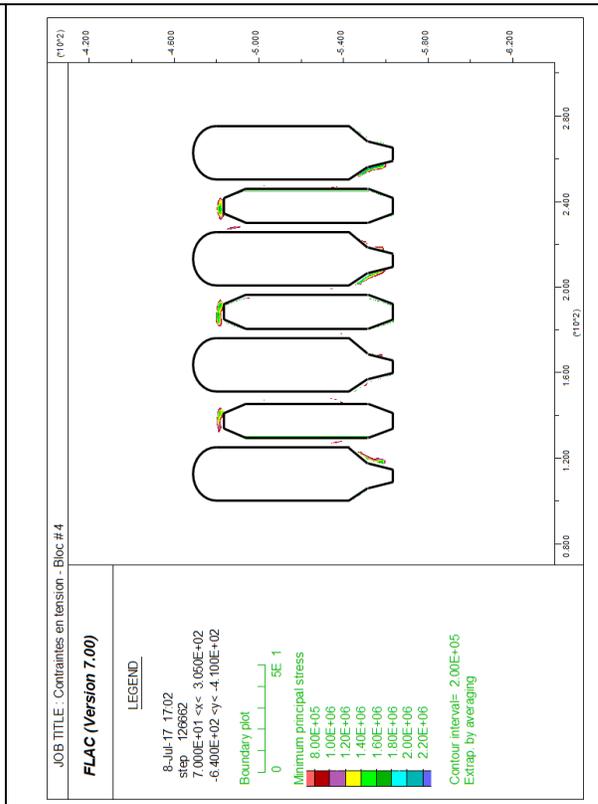
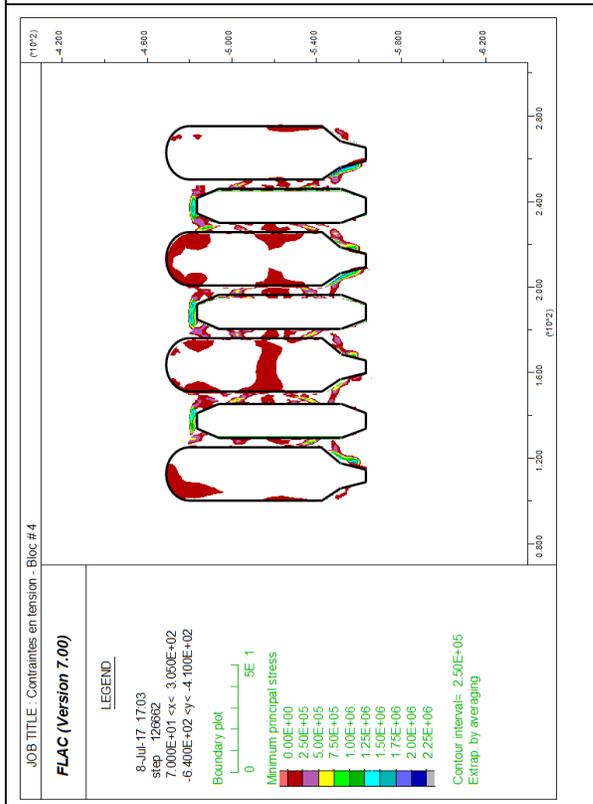
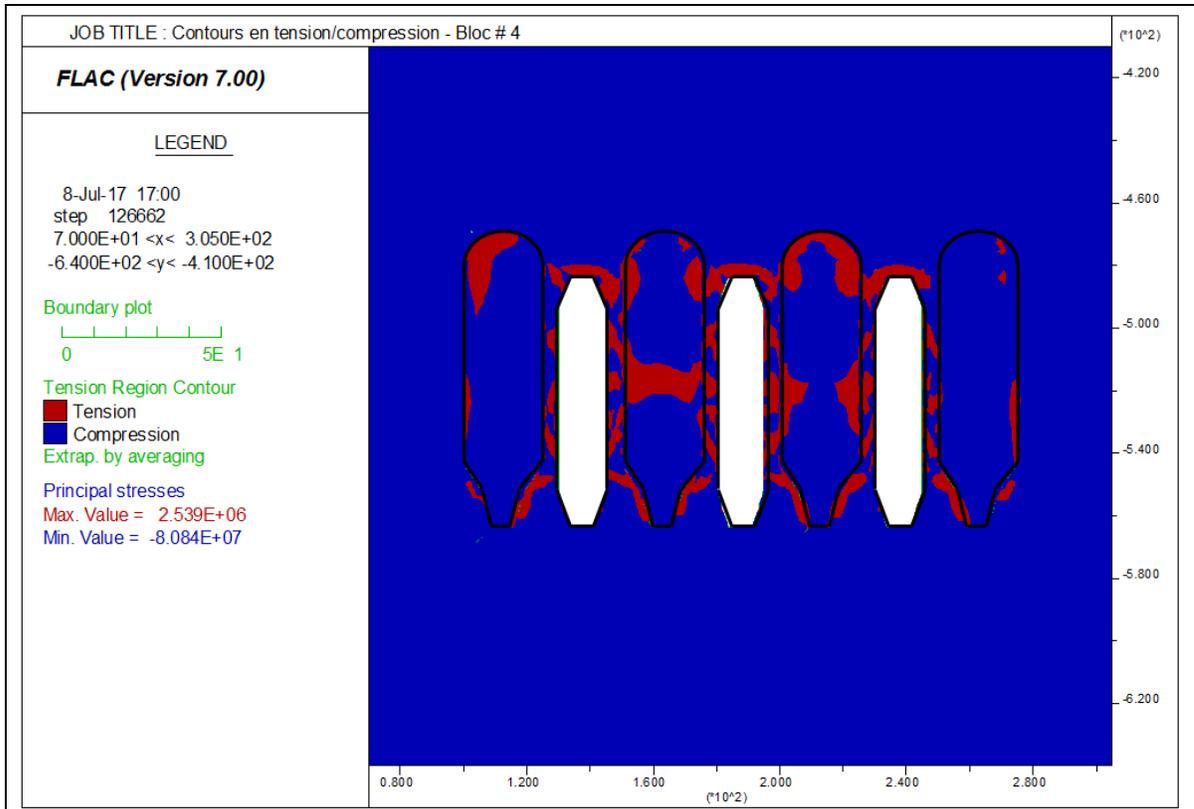


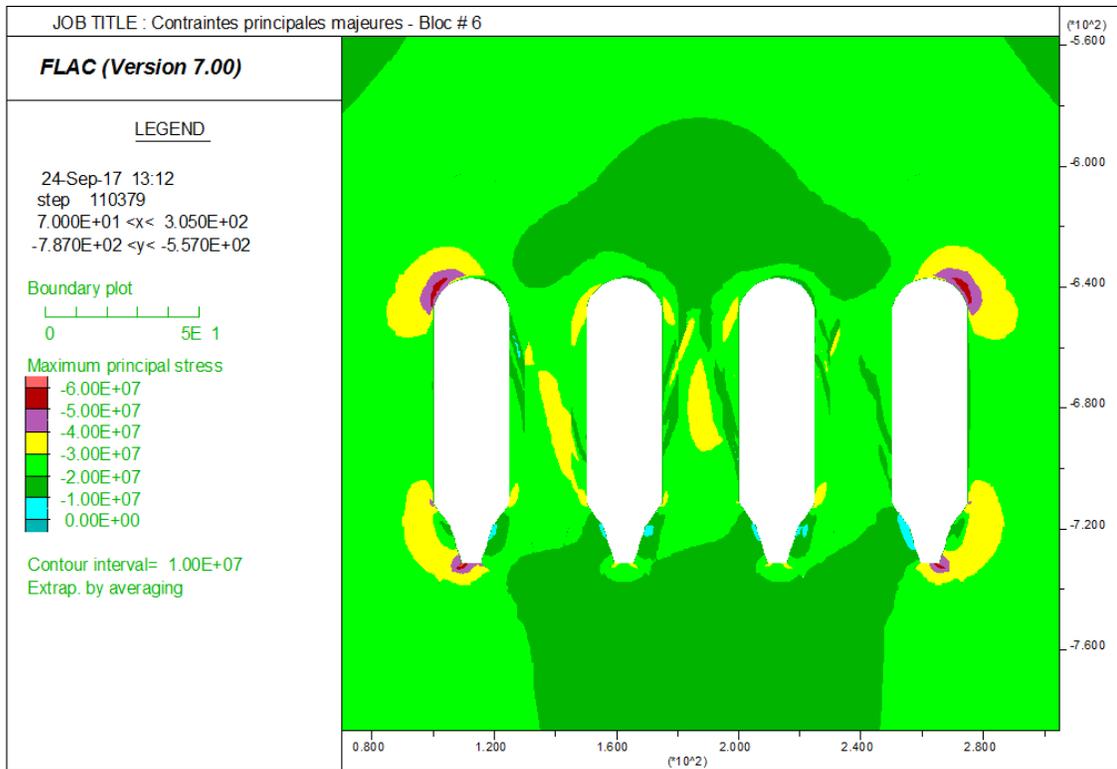
FIGURE 48 : VUE EN COUPE DES CHANTIERS SECONDAIRES EXCAVÉS DU BLOC # IV – CONTRAINTES EN TENSION

6.4.2. ANALYSE POUR LES CHANTIERS DES BLOCS # V ET VI

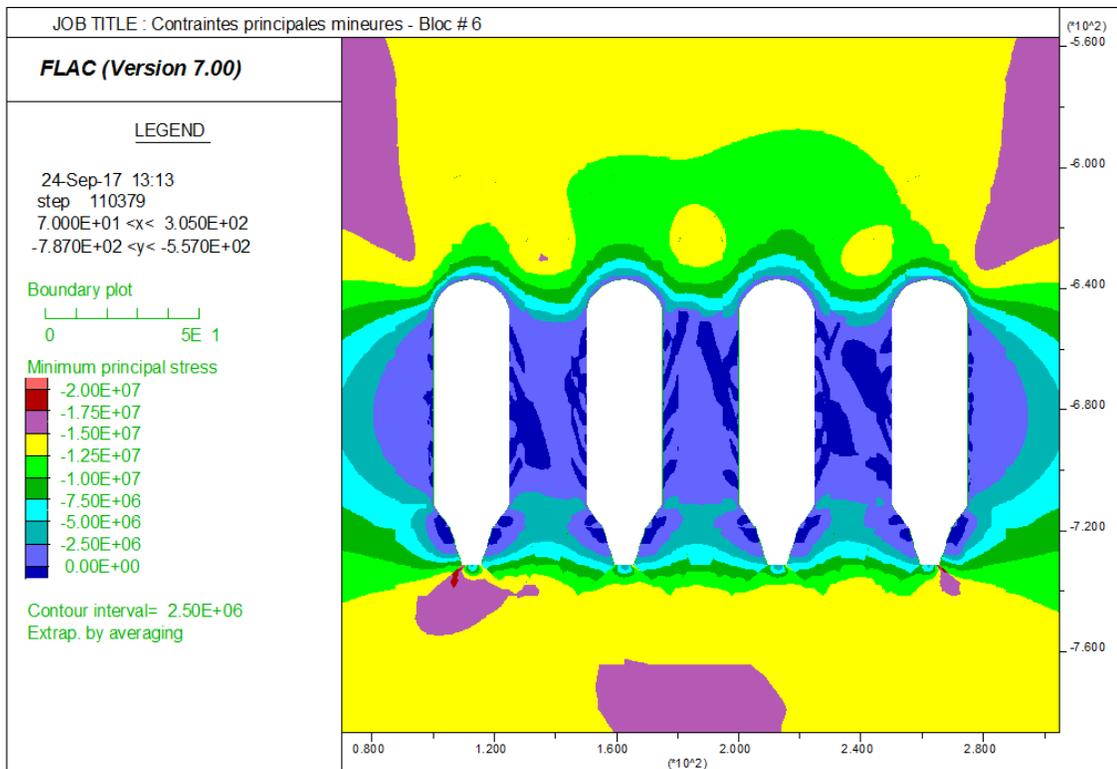
Les calculs ont ensuite été lancés pour évaluer la distribution des contraintes dans les blocs miniers # V et VI. Les figures 49 à 51 présentent les résultats obtenus suite à l'excavation des chantiers primaires du bloc # VI alors que les figures 52 à 54 montrent ceux obtenus suite à l'ouverture des chantiers du bloc # V. La stabilité des ouvertures et des piliers après l'extraction de la carbonatite dans les chantiers primaires du bloc # VI est vérifiée. Les résultats de la première simulation effectuée sur ce niveau d'exploitation montrent que le design actuel des chantiers ainsi que les opérations d'abattage employées à la mine Niobec permettent d'obtenir des chantiers stables. La figure 49 permet d'observer que les contraintes principales majeures et mineures induites dans le massif rocheux varient principalement entre 10 et 40 MPa, et entre 0 et 15 MPa respectivement autour des excavations. La résistance globale du massif rocheux en compression n'est donc pas dépassée. De plus, l'amplitude des contraintes différentielles calculées après la redistribution des contraintes dans le massif ne dépasse pas la valeur critique déterminée à l'aide de l'indicateur d'instabilité *BSR*. Les contraintes différentielles évaluées par FLAC-2D varient entre 15 et 35 MPa dans le massif rocheux autour des excavations des blocs miniers # V et VI (figures 50 et 53). Les ouvertures du cinquième bloc d'exploitation se superposent à celle du bloc minier # VI pour créer de nouveaux chantiers dont la hauteur totale est presque de 130 mètres. La distribution des contraintes induites montre également que la résistance en compression uniaxiale du massif rocheux est atteinte à quelques occasions.

Les contraintes en tension sont localisées au pourtour des chantiers primaires dans des bandes formant un angle d'environ 30° avec leurs parois verticales d'après les résultats présentés à la figure 51 alors qu'elles s'étirent vers le centre des piliers et les traversent même parfois d'un bord à l'autre d'après la figure 54. L'amplitude des contraintes en tension varie principalement entre 0 et 0,25 MPa. Cependant, des zones, pour lesquelles les contraintes en tension observées sont supérieures à 0,9 MPa, ont aussi été affichées par FLAC. La distribution des contraintes en tension est légèrement modifiée par l'agrandissement des chantiers primaires compris entre les blocs # V et VI.

Le remblayage des chantiers primaires a ensuite été simulé. Celui-ci semble, une fois de plus, avoir peu d'effets sur la distribution des contraintes et la stabilité des ouvertures dans le massif rocheux d'après les résultats obtenus (figures 55 à 57).



(a)



(b)

FIGURE 49 : VUE EN COUPE DES CHANTIERS PRIMAIRES EXCAVÉS DU BLOC # VI – σ_1 (a) et σ_3 (b)

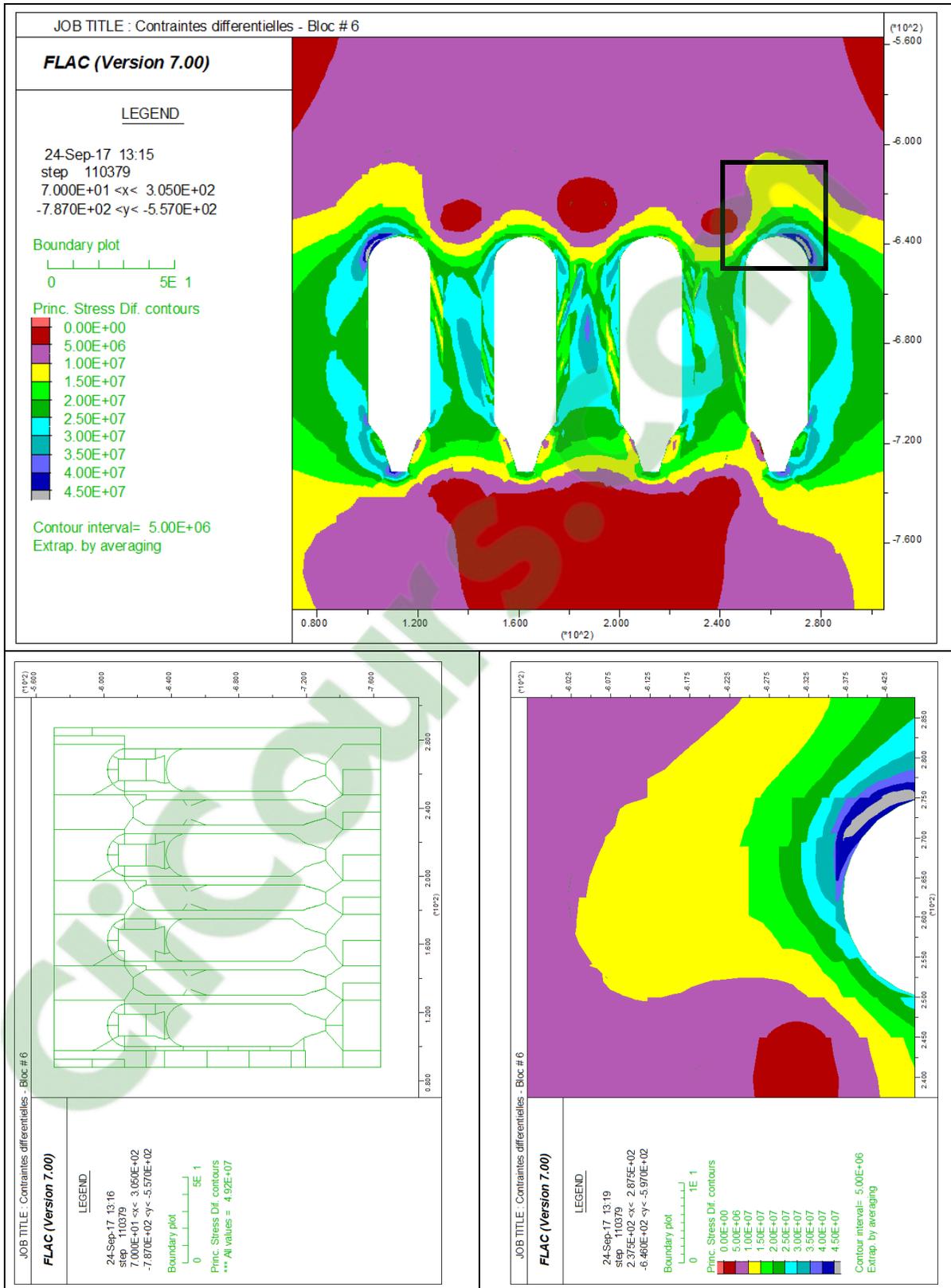


FIGURE 50 : VUE EN COUPE DES CHANTIERS PRIMAIRES EXCAVÉS DU BLOC # VI – CONTRAINTES DIFFÉRENTIELLES

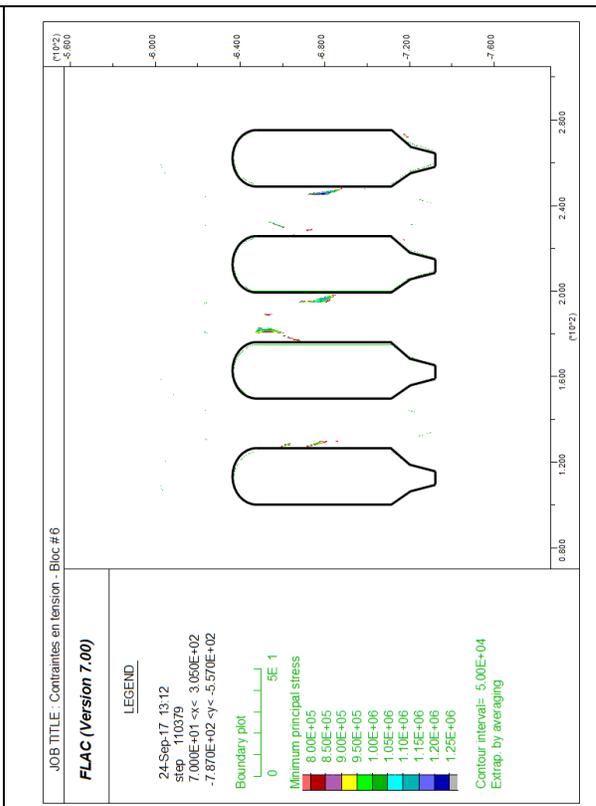
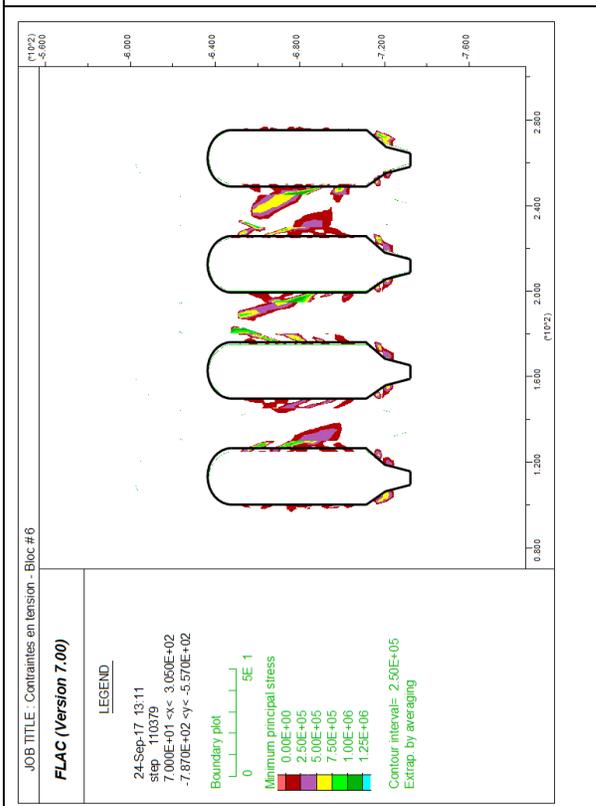
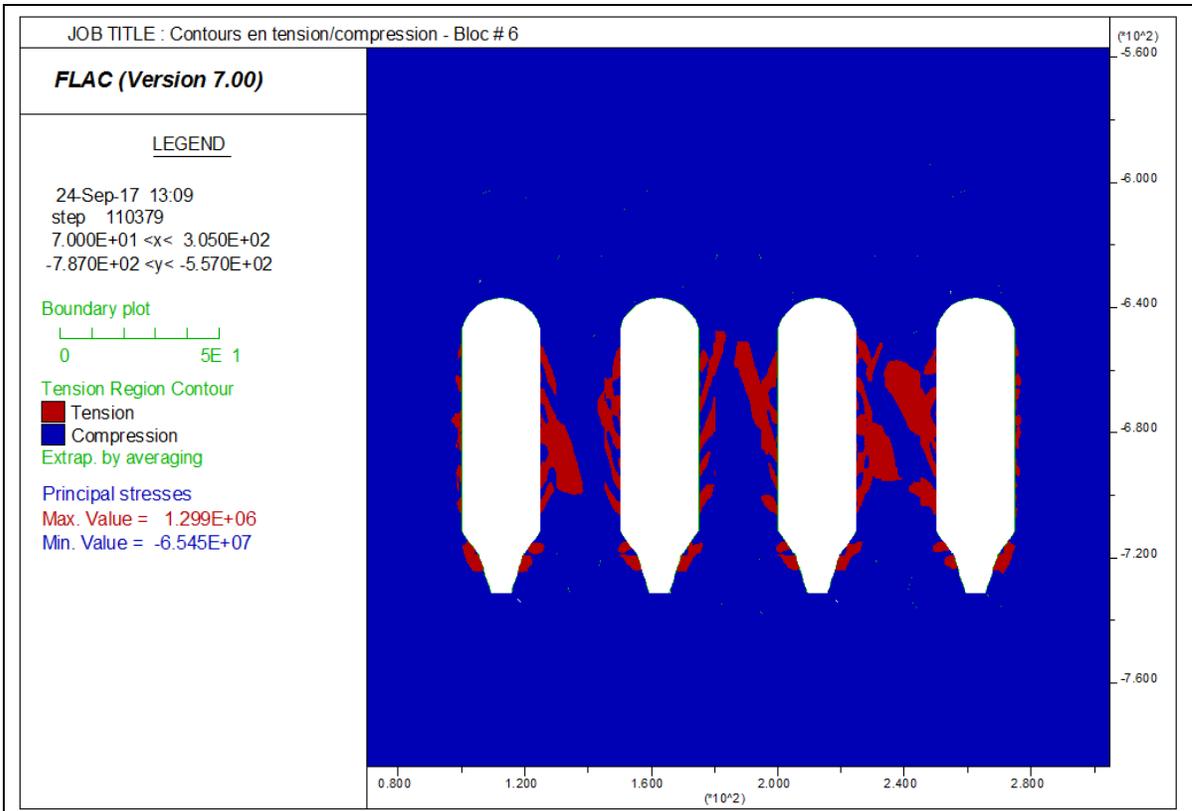
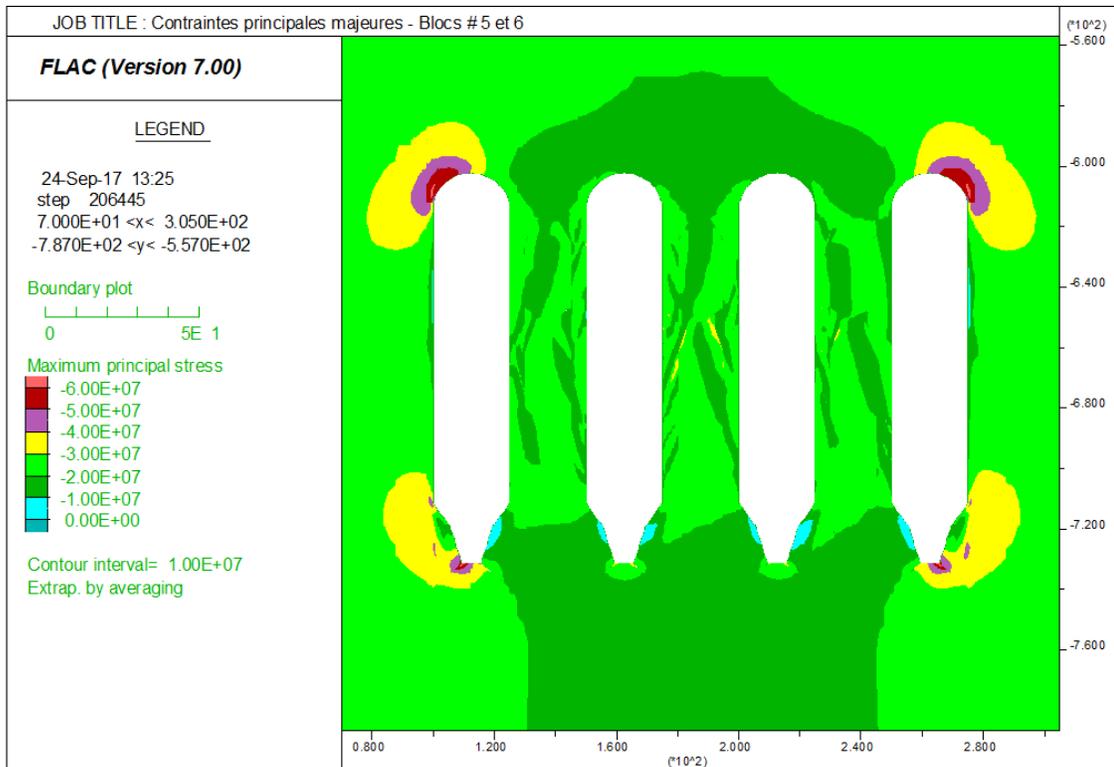
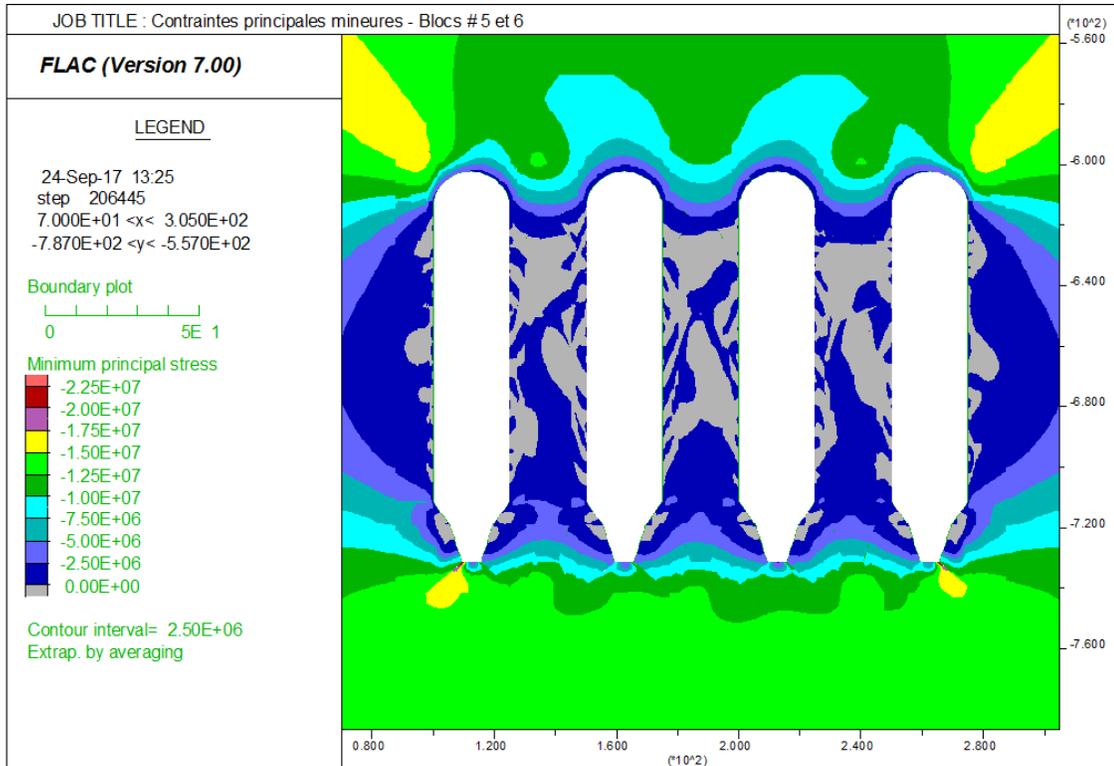


FIGURE 51 : VUE EN COUPE DES CHANTIERS PRIMAIRES EXCAVÉS DU BLOC # VI – CONTRAINTES EN TENSION



(a)



(b)

FIGURE 52 : VUE EN COUPE DES CHANTIERS PRIMAIRES EXCAVÉS DES BLOCS # V ET VI – σ_1 (a) et σ_3 (b)

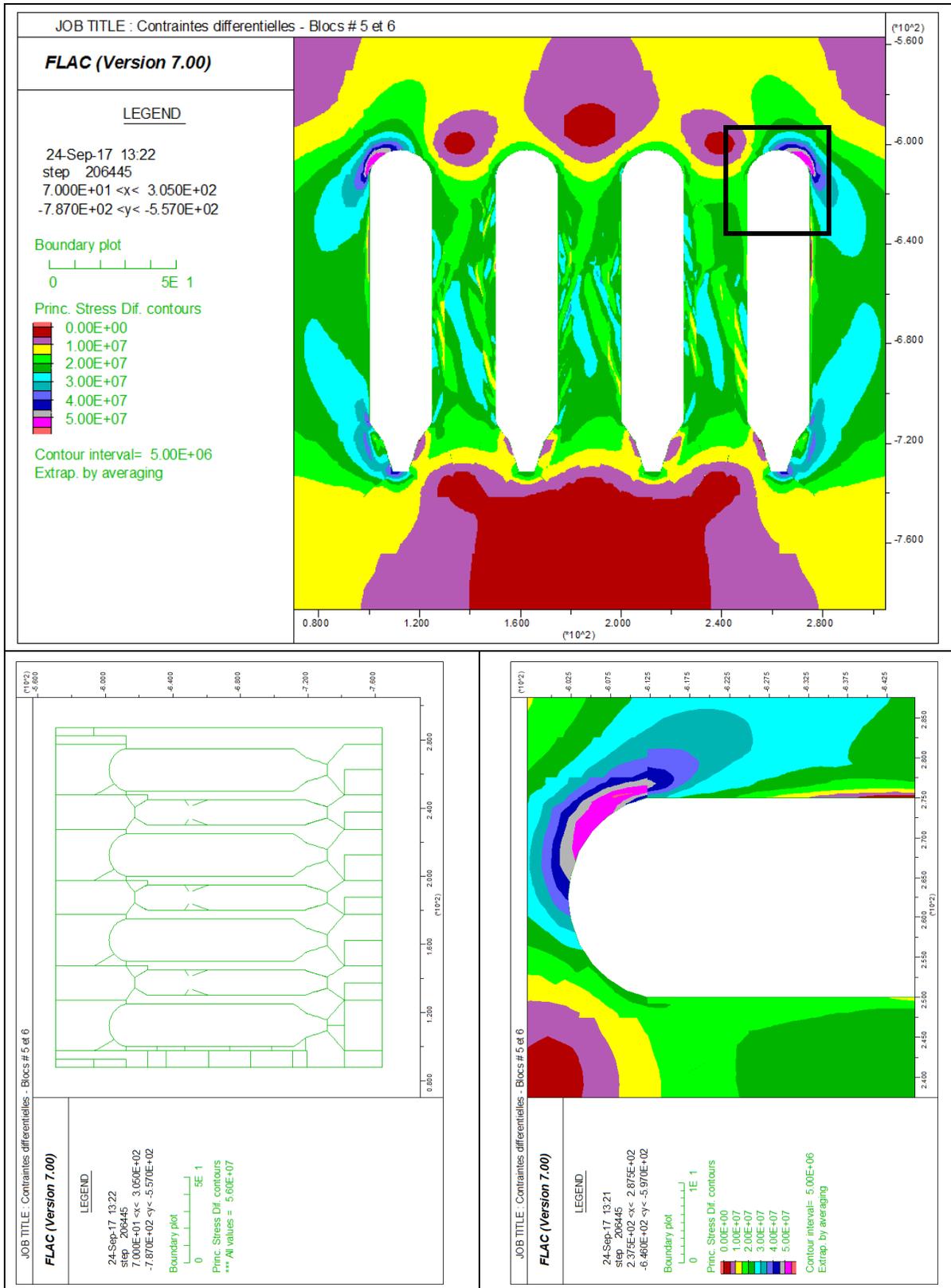


FIGURE 53 : VUE EN COUPE DES CHANTIERS PRIMAIRES EXCAVÉS DES BLOCS # V ET VI – CONTRAINTES DIFFÉRENTIELLES

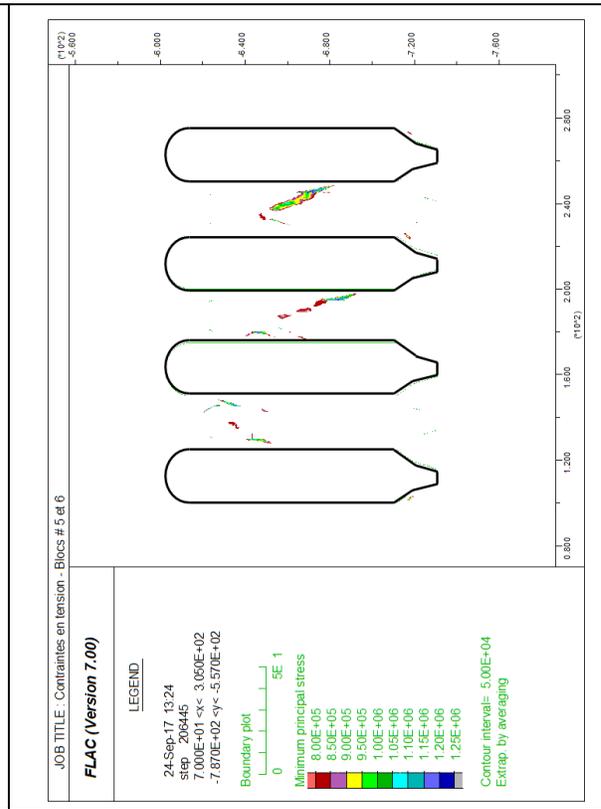
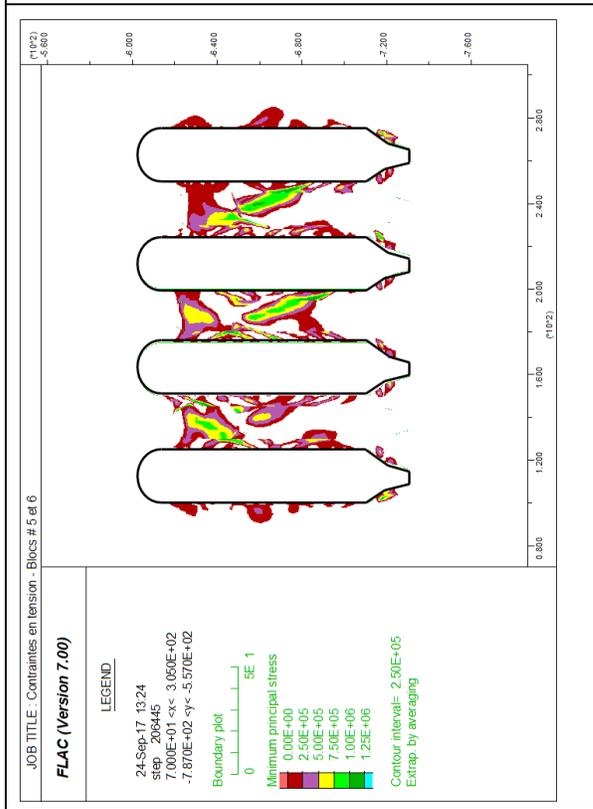
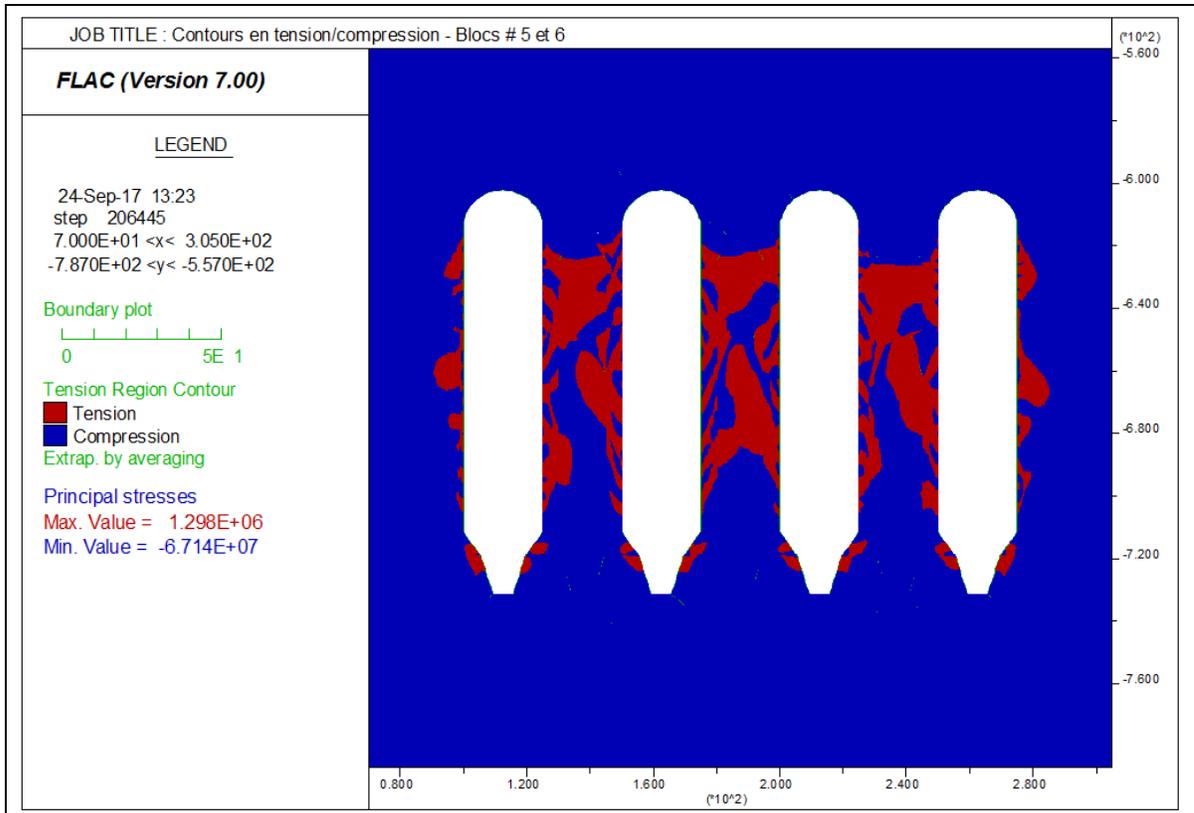
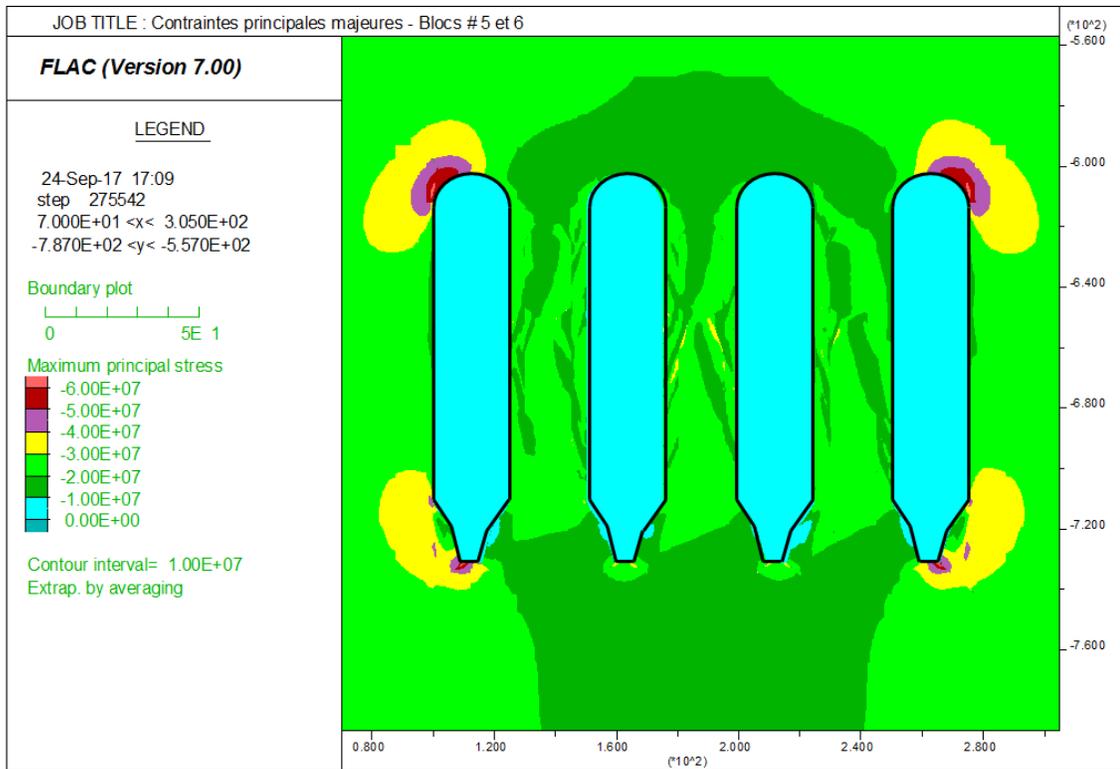
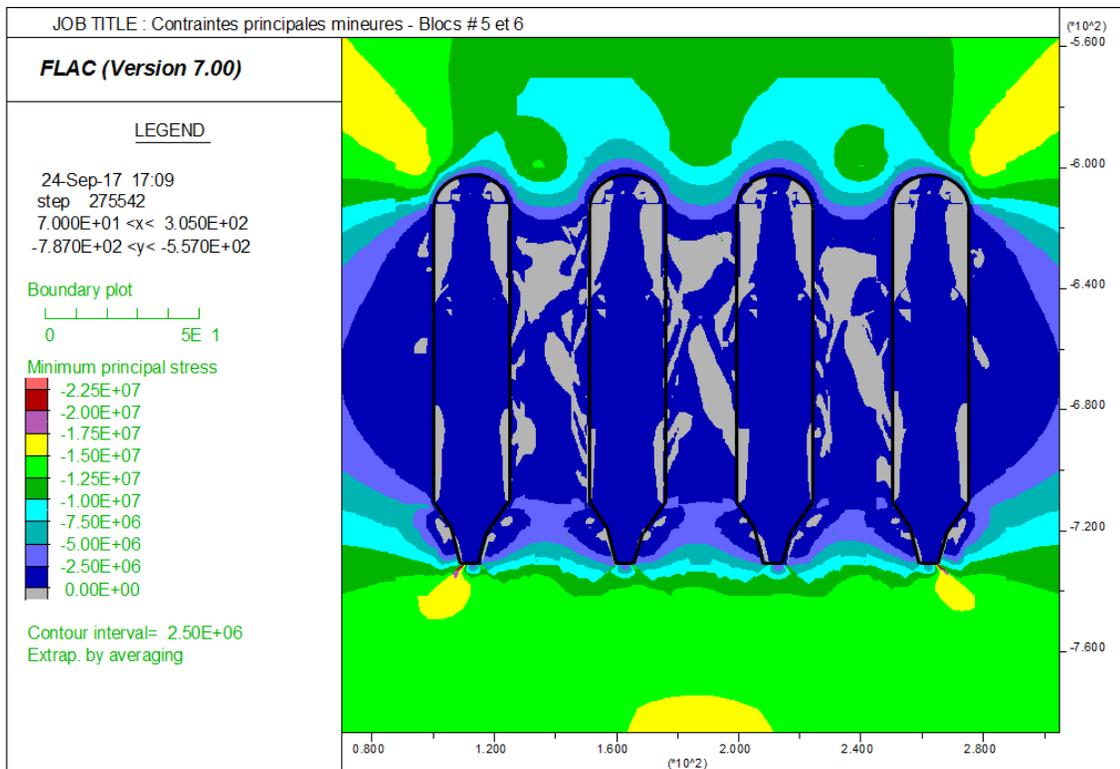


FIGURE 54 : VUE EN COUPE DES CHANTIERS PRIMAIRES EXCAVÉS DES BLOCS # V ET VI – CONTRAINTES EN TENSION



(a)



(b)

FIGURE 55 : VUE EN COUPE DES CHANTIERS PRIMAIRES REMBLAYÉS DES BLOCS # V ET VI – σ_1 (a) et σ_3 (b)

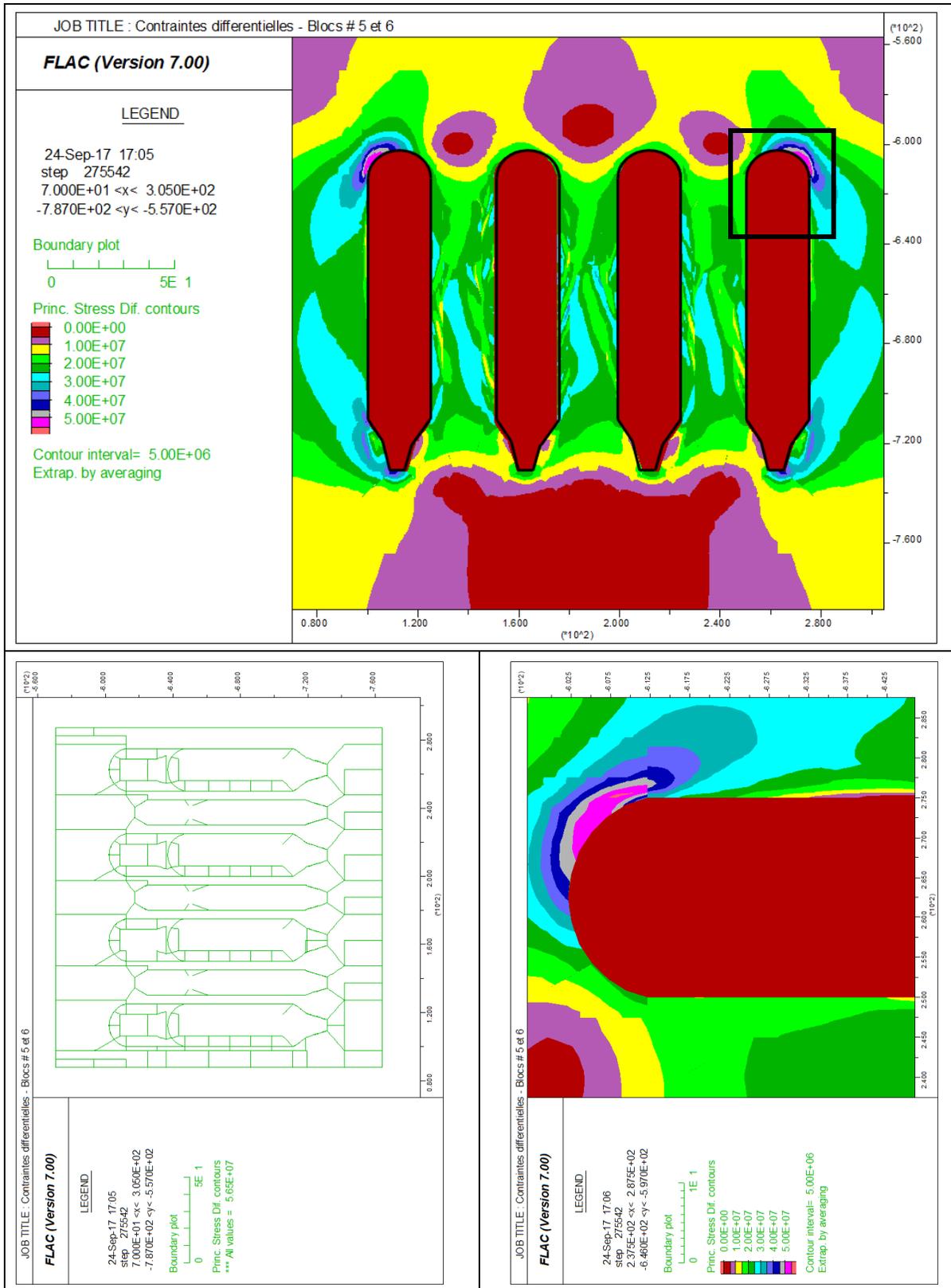


FIGURE 56 : VUE EN COUPE DES CHANTIERS PRIMAIRES REMBLAYÉS DES BLOCS # V ET VI – CONTRAINTES DIFFÉRENTIELLES

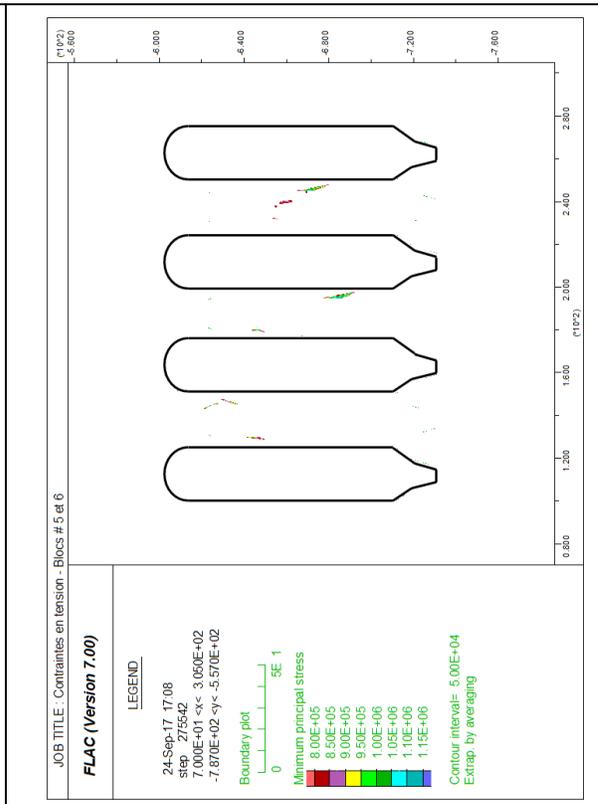
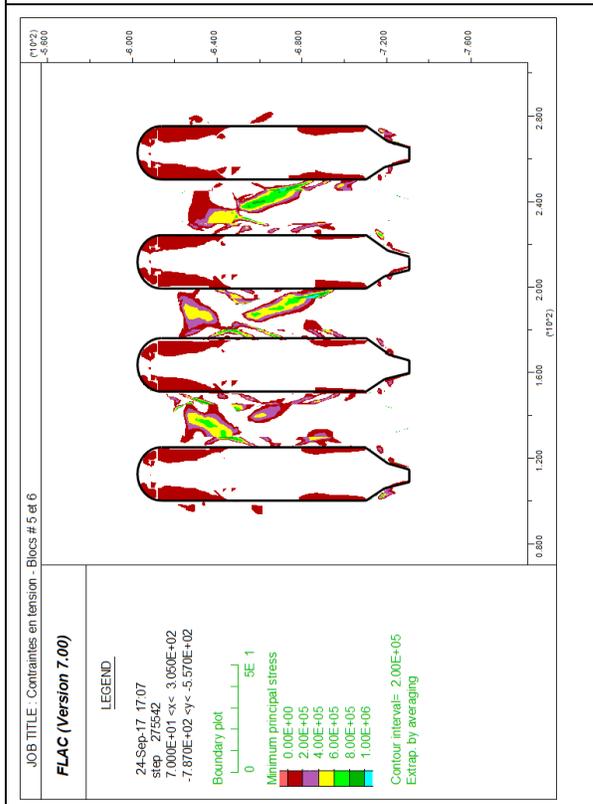
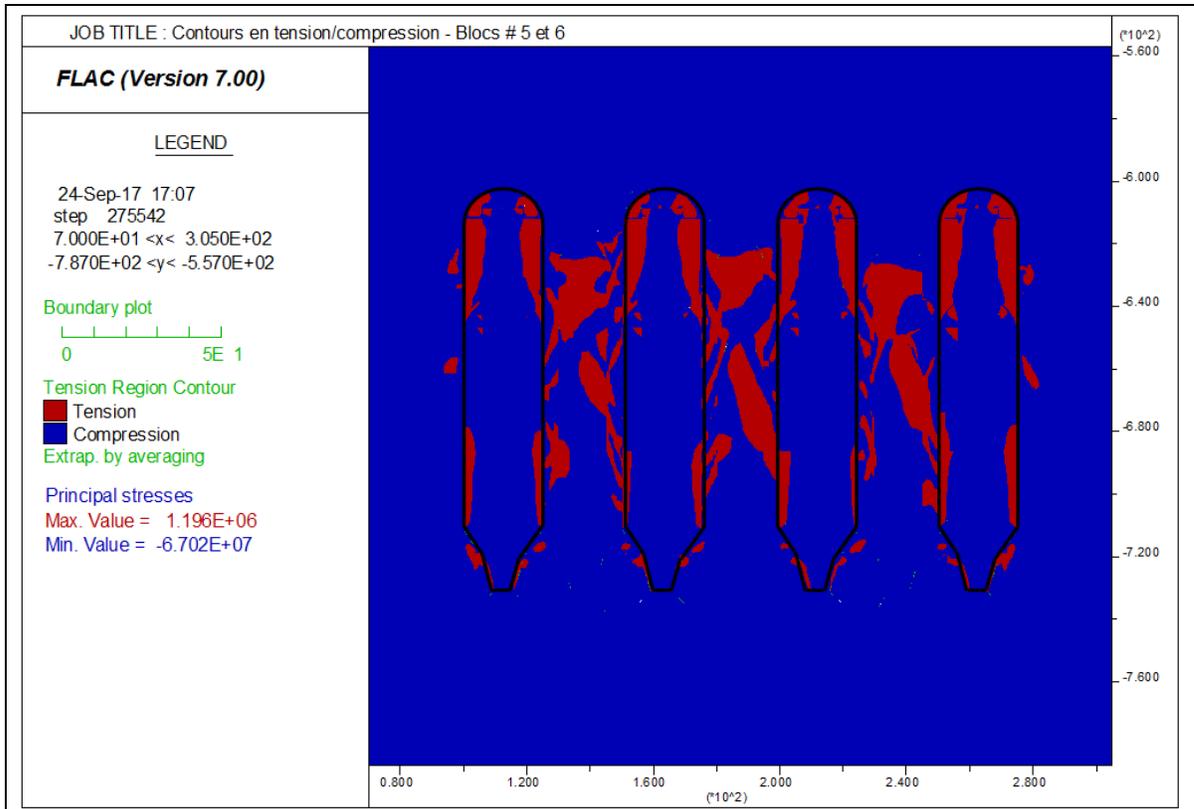
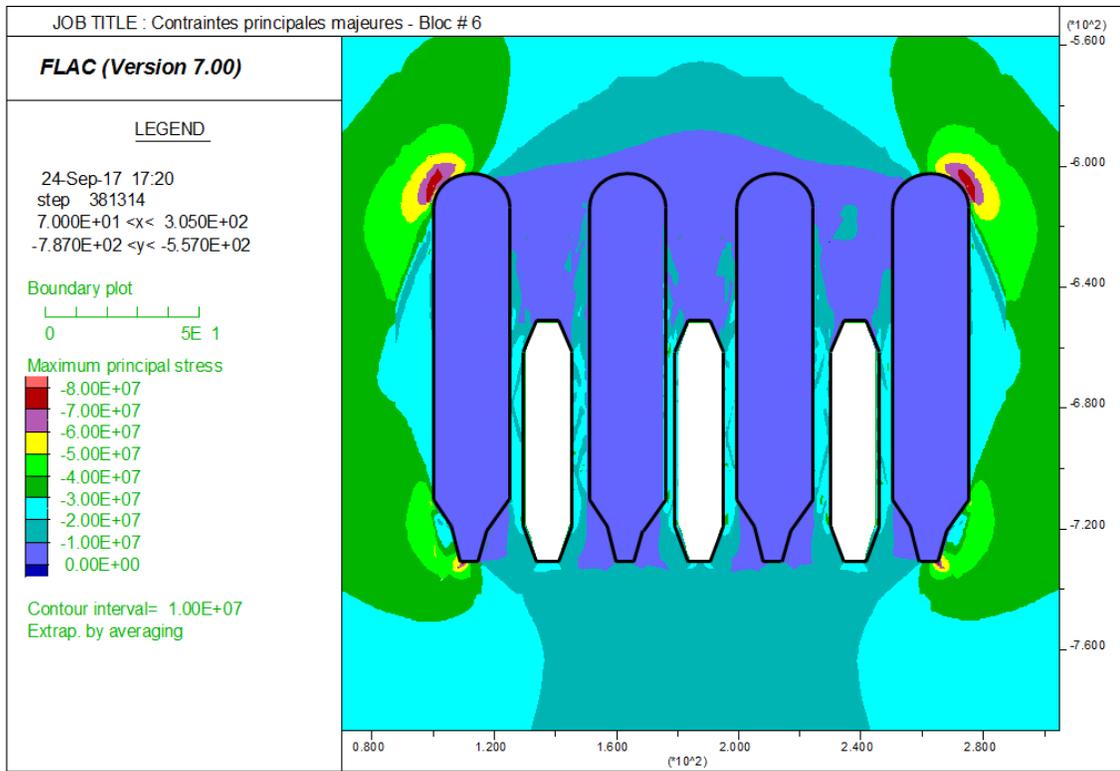


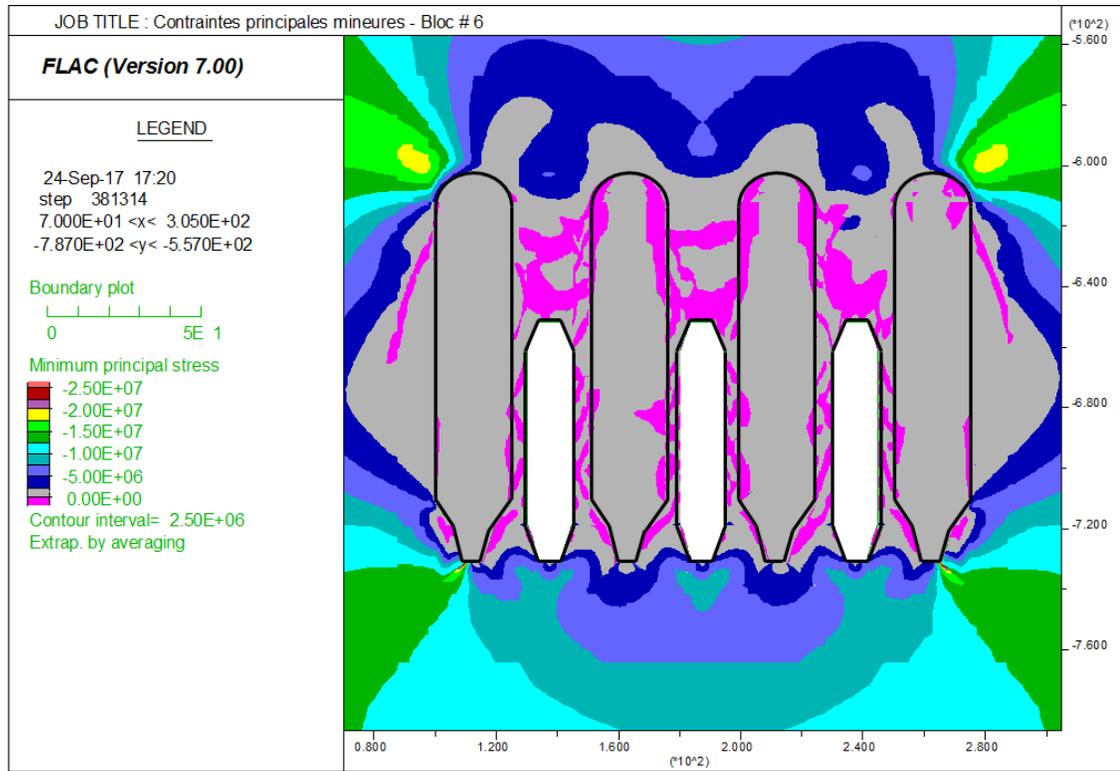
FIGURE 57 : VUE EN COUPE DES CHANTIERS PRIMAIRES REMBLAYÉS DES BLOCS # V ET VI – CONTRAINTES EN TENSION

L'extraction du minerai dans les chantiers secondaires a été simulée en deux étapes elle aussi. Les ouvertures dans les piliers laissés en place entre les chantiers primaires du sixième bloc minier ont d'abord été créées puis une première simulation a été lancée (figures 58 à 60). Les ouvertures dans le cinquième bloc minier ont ensuite été superposées à celles déjà réalisées au niveau inférieur afin que les chantiers secondaires ainsi créés totalisent une hauteur de presque 115 mètres. Les contraintes qui se développent dans les piliers deviennent plus importantes à mesure que le confinement de ces derniers diminue; ce qu'engendre l'extraction des chantiers secondaires. Les contraintes différentielles calculées atteignent des valeurs comprises entre 40 et 65 MPa dans certaines zones du modèle (figures 59 et 62). La valeur limite déterminée à l'aide de l'indicateur d'instabilité *BSR* n'est toutefois pas encore atteinte. Les contraintes principales majeures et mineures calculées autour des excavations varient entre 10 et 40 MPa et entre 0 et 12,5 MPa respectivement. L'échelle de couleurs qui accompagne les figures 58 et 61 permet de mettre en évidence les zones en périphérie des excavations où la rupture de la roche près des parois sera initiée. Comme les piliers verticaux laissés en place entre les chantiers primaires et secondaires ne sont pas larges, la propagation des ruptures initiées à la périphérie des ouvertures, d'un bord à l'autre des piliers, risque de se faire plus aisément. D'après Hauquin (2016), la rupture des piliers élancés a tendance à se faire en suivant une bande de cisaillement inclinée et transversale. Les figures 60 et 63 montrent les régions sollicitées en traction dans le modèle. Certaines d'entre elles traversent les piliers alors que d'autres s'étendent au-dessus du toit des chantiers secondaires. L'amplitude des contraintes en tension calculée varie entre 0 et 0,75 MPa en moyenne. Les contraintes en tension supérieures à 0,9 MPa sont localisées au toit des chantiers secondaires et au plancher des chantiers primaires principalement.

Ainsi, la proposition de la Mine Niobec, par rapport à la géométrie des ouvertures et des piliers pour poursuivre l'exploitation du gisement pour les niveaux V et VI semble être moins favorable que la configuration actuelle compte tenu de la densité de la fracturation présente dans le massif et des contraintes en tension qui se développent au toit des chantiers secondaires. La rupture en voûte du toit des chantiers risque effectivement de se produire d'après les résultats obtenus suite aux simulations effectuées. L'endommagement du toit des chantiers risque de fragiliser la partie supérieure des piliers verticaux et d'entraîner leur rupture, d'autant plus que la section entière des piliers verticaux est sollicitée en tension à cette hauteur.



(a)



(b)

FIGURE 58 : VUE EN COUPE DES CHANTIERS SECONDAIRES EXCAVÉS DU BLOC # VI – σ_1 (a) et σ_3 (b)

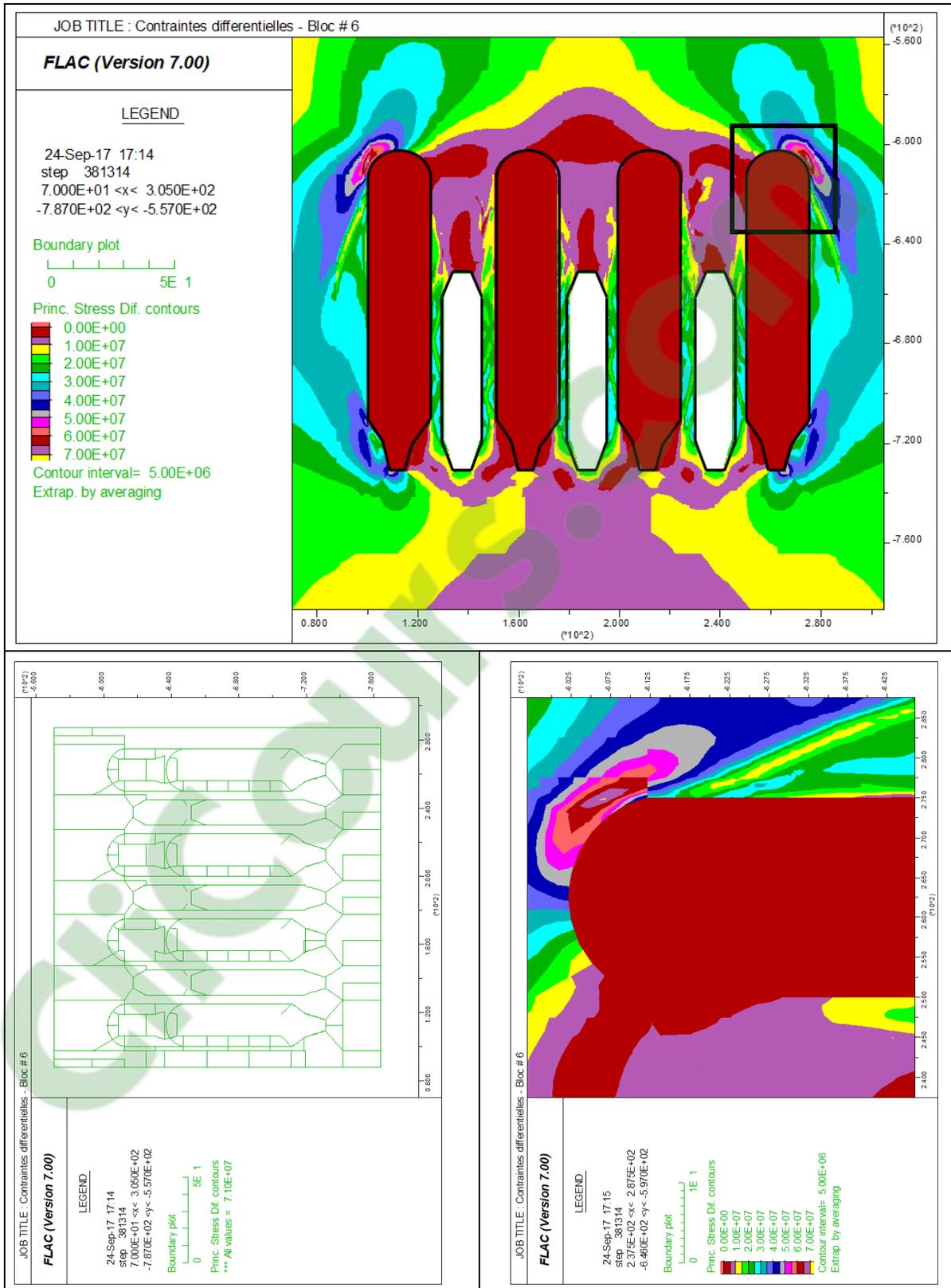


FIGURE 59 : VUE EN COUPE DES CHANTIERS SECONDAIRES EXCAVÉS DU BLOC # VI – CONTRAINTES DIFFÉRENTIELLES

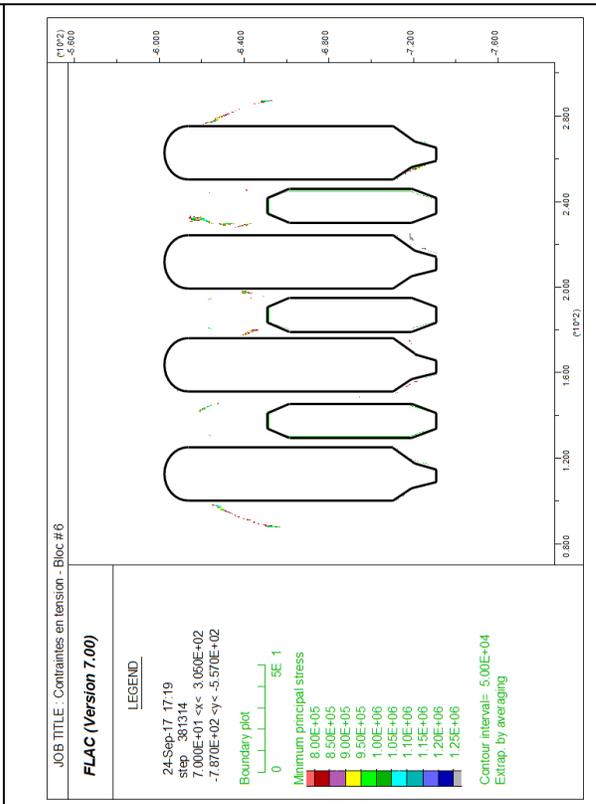
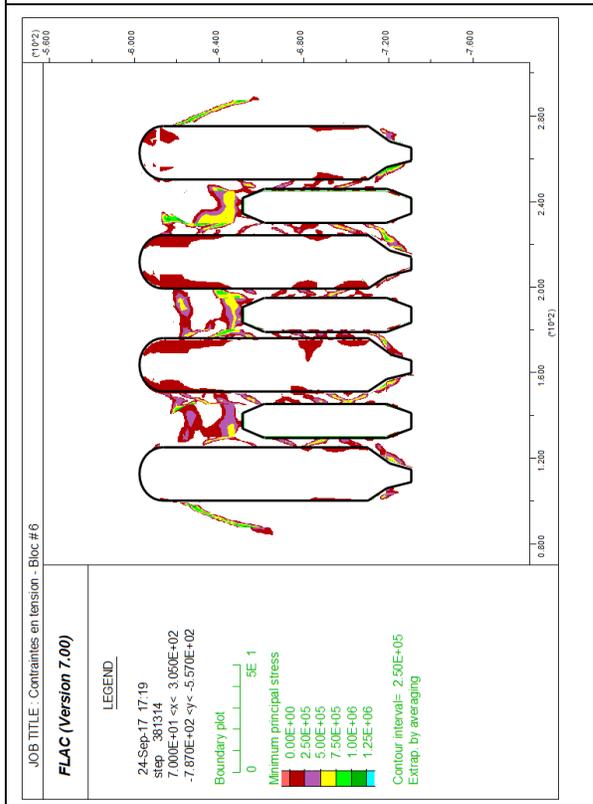
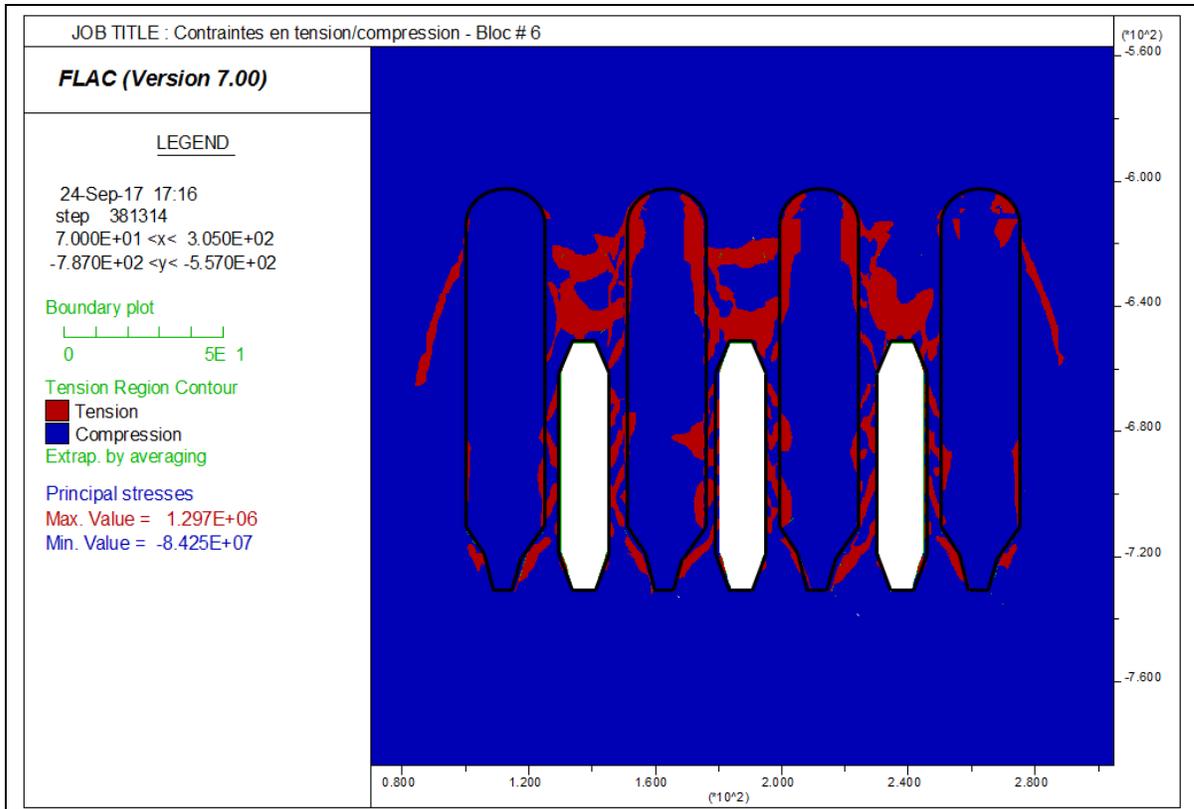
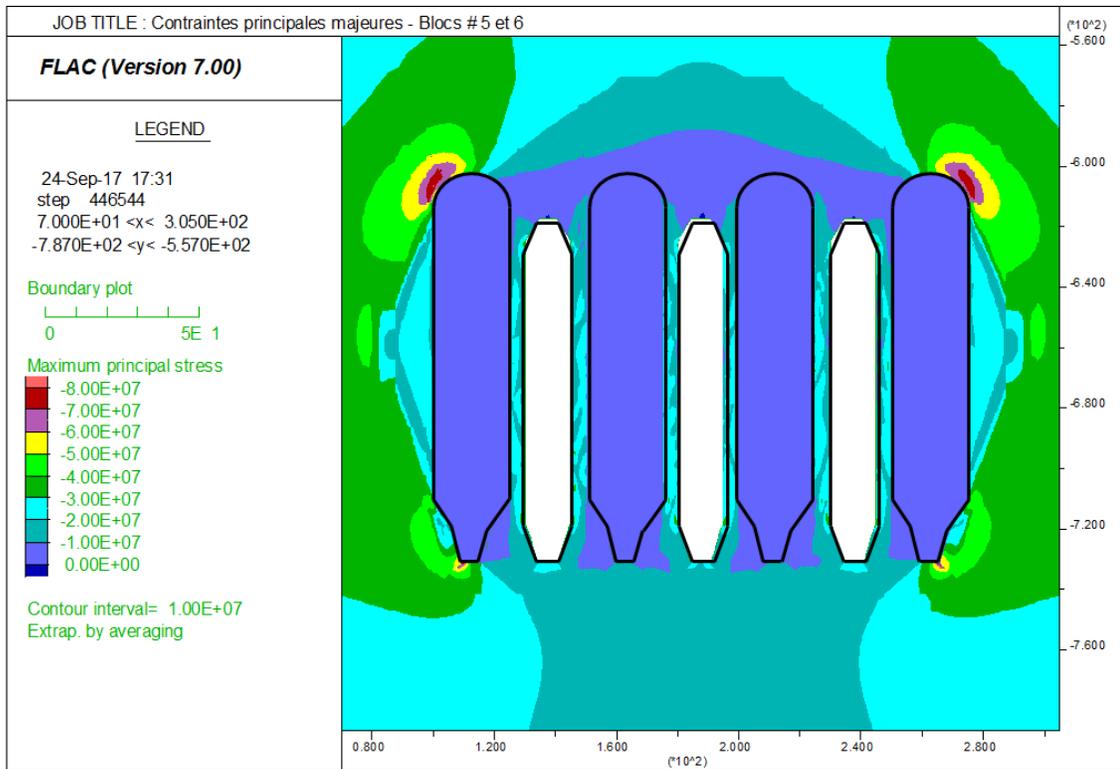
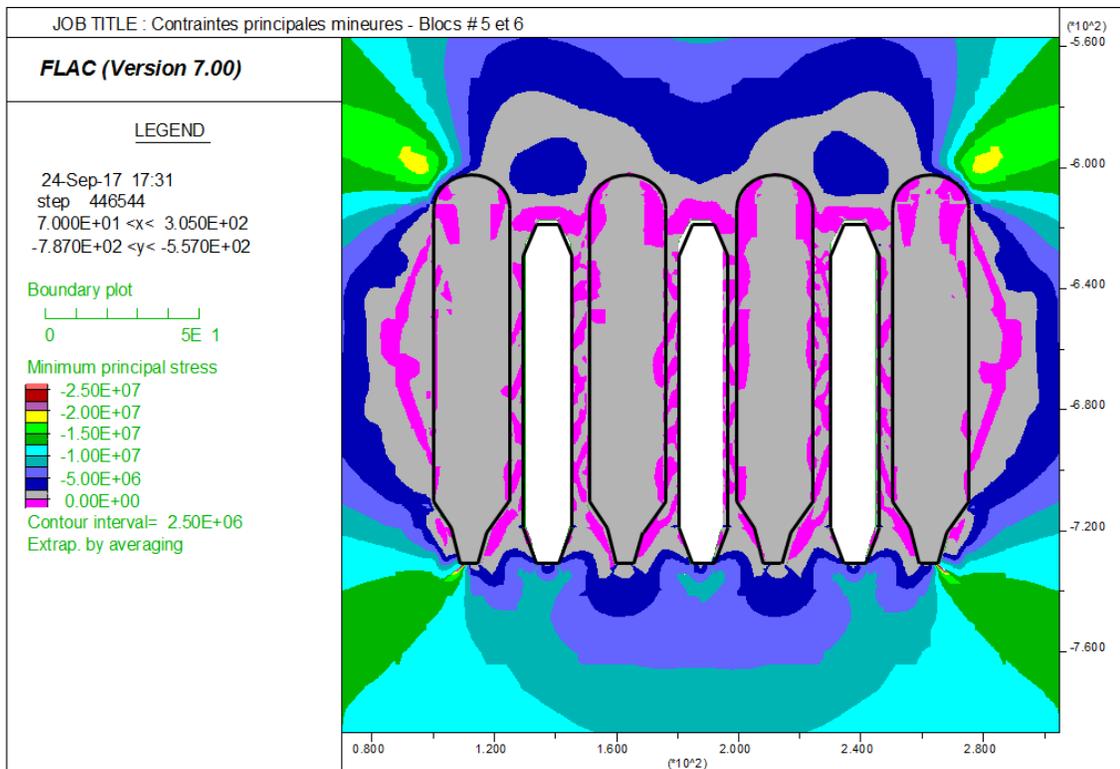


FIGURE 60 : VUE EN COUPE DES CHANTIERS SECONDAIRES EXCAVÉS DU BLOC # VI – CONTRAINTES EN TENSION



(a)



(b)

FIGURE 61 : VUE EN COUPE DES CHANTIERS SECONDAIRES EXCAVÉS DES BLOCS # V ET VI – σ_1 (a) et σ_3 (b)

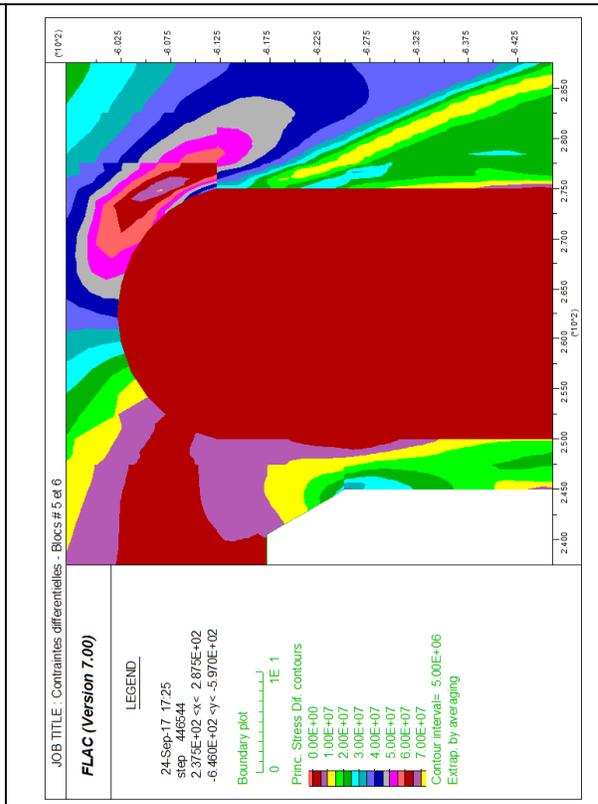
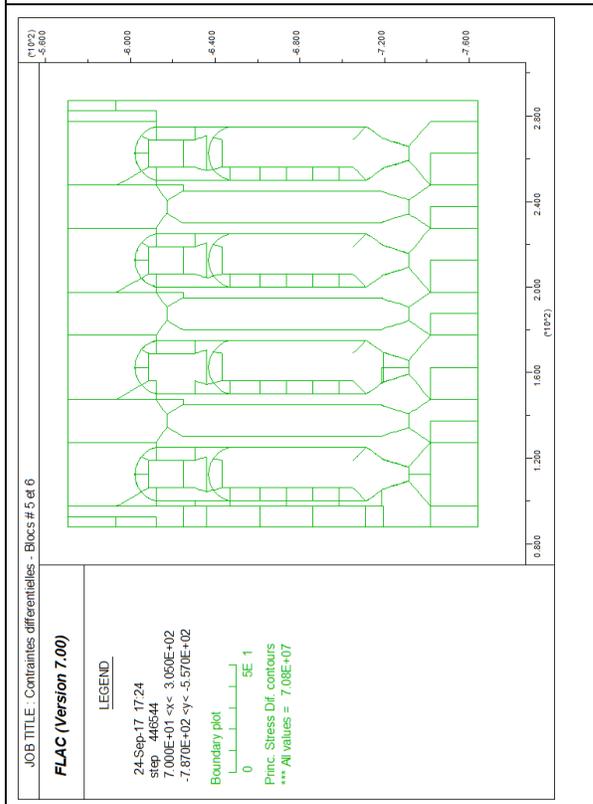
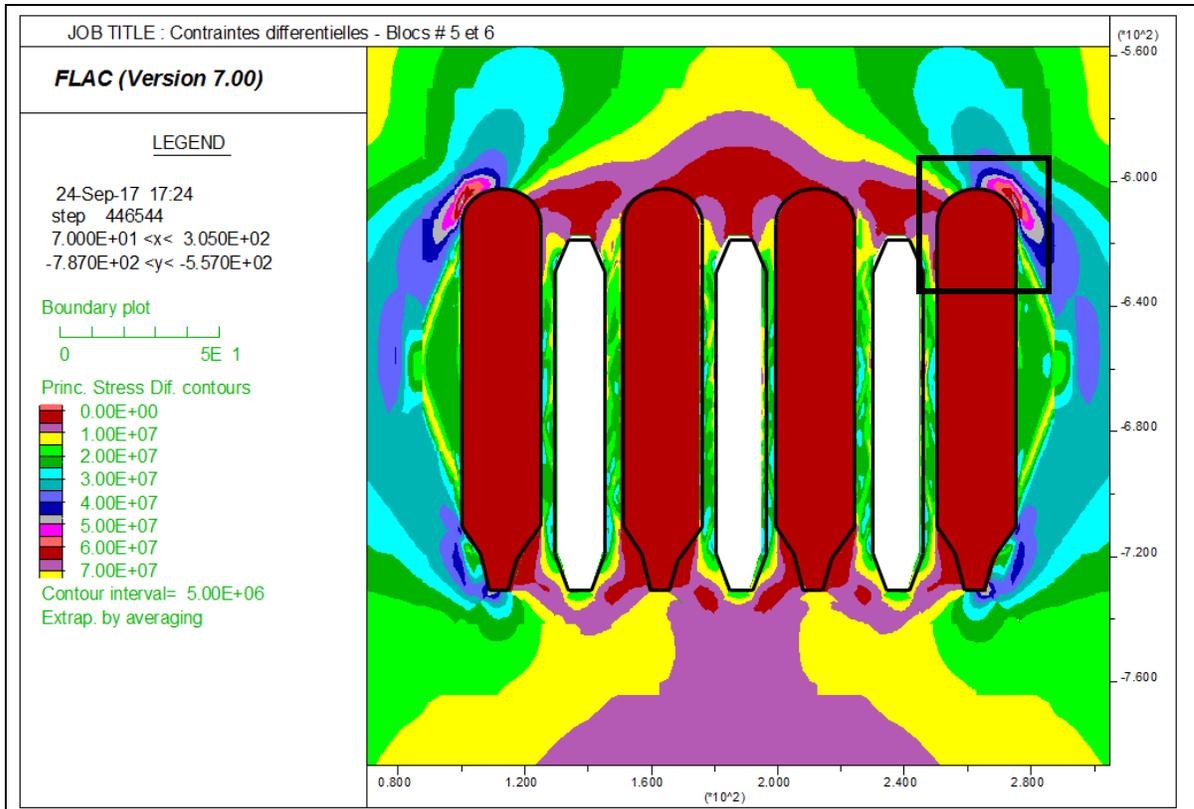


FIGURE 62 : VUE EN COUPE DES CHANTIERS SECONDAIRES EXCAVÉS DES BLOCS # V ET VI – CONTRAINTES DIFFÉRENTIELLES

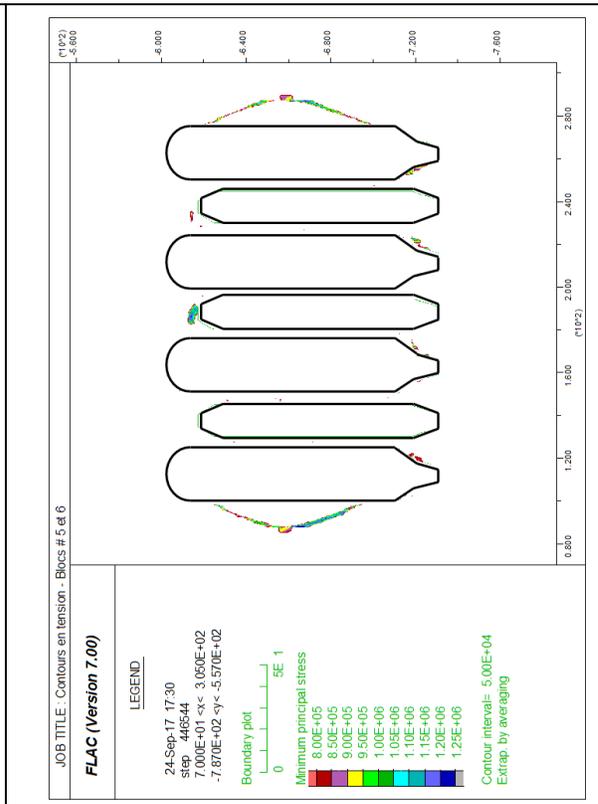
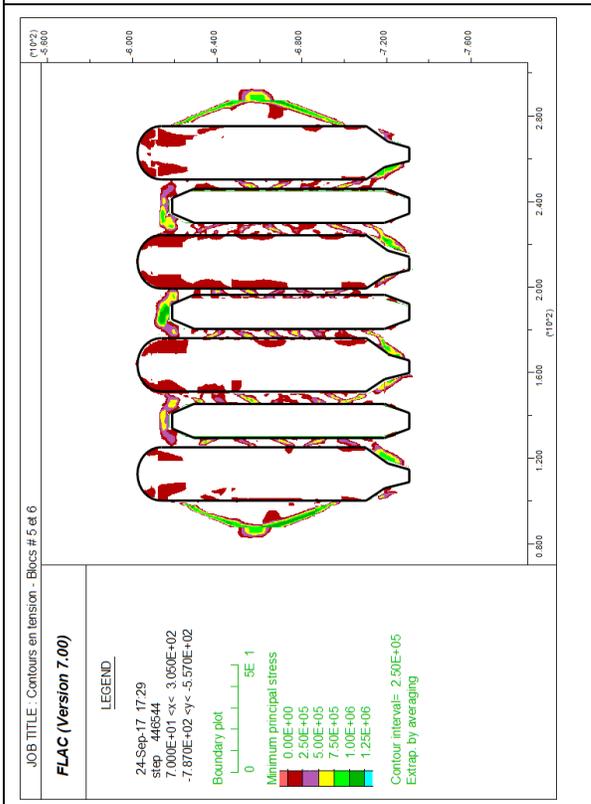
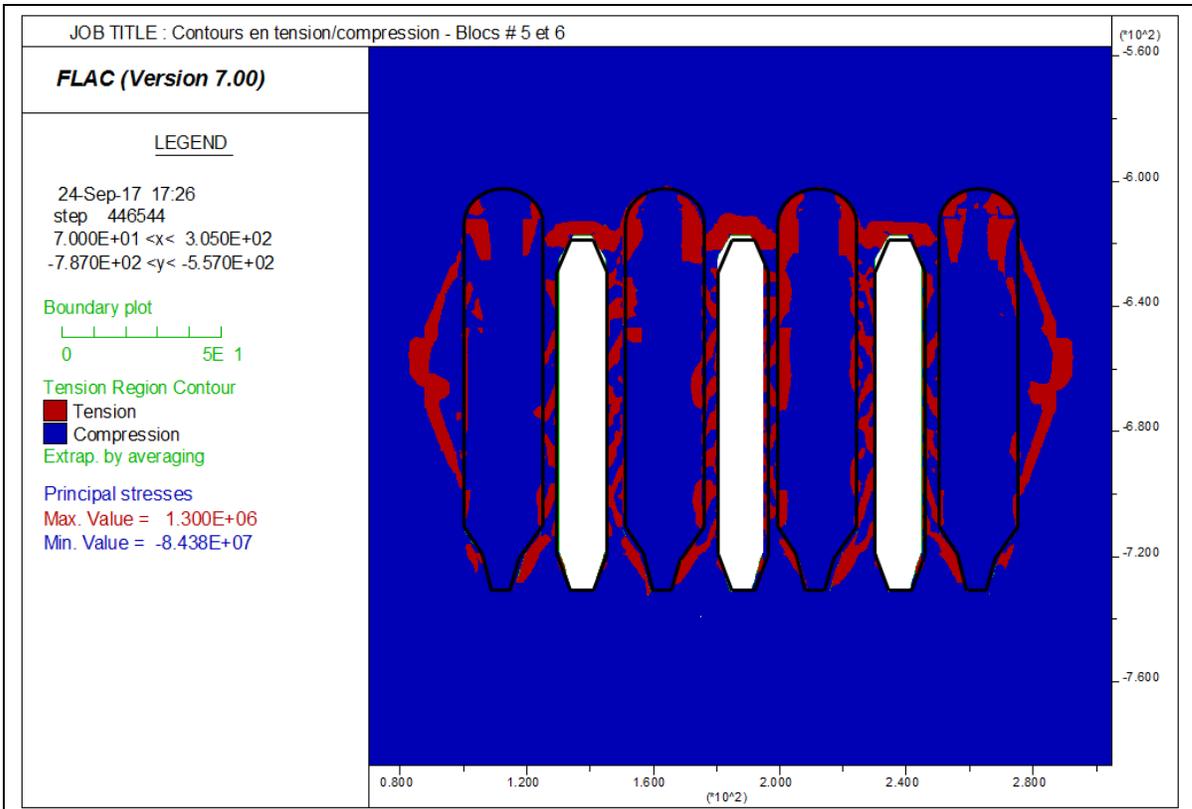
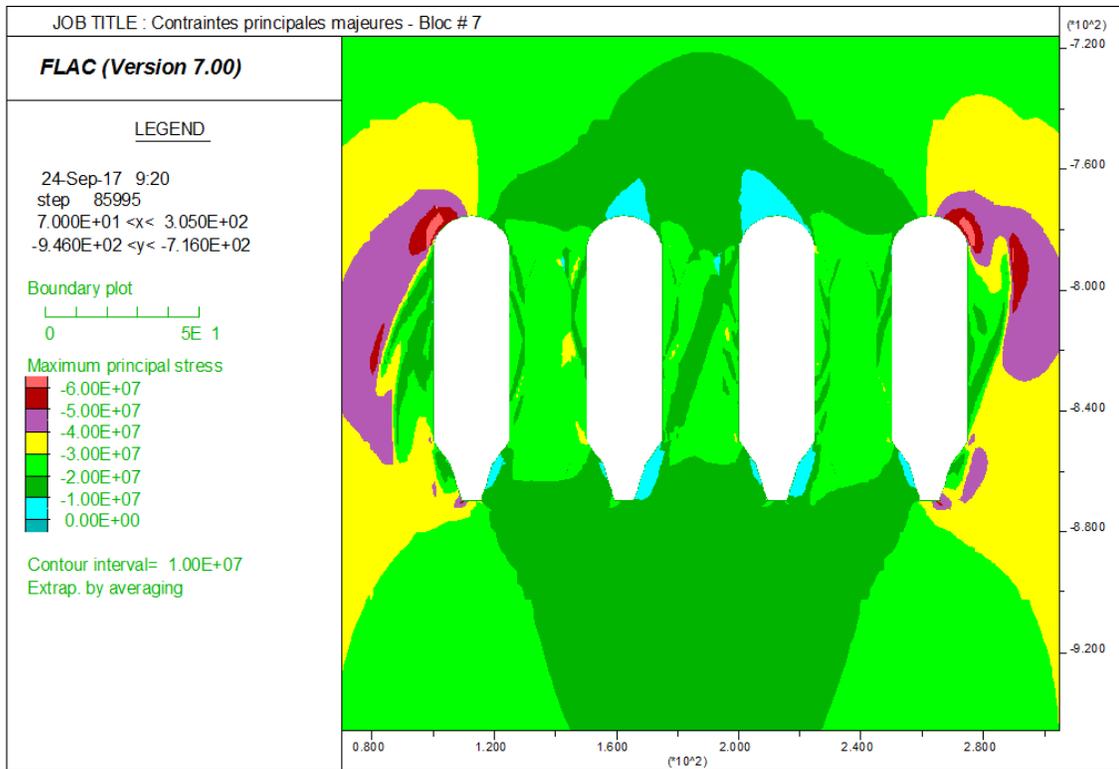


FIGURE 63 : VUE EN COUPE DES CHANTIERS SECONDAIRES EXCAVÉS DES BLOCS # V ET VI – CONTRAINTES EN TENSION

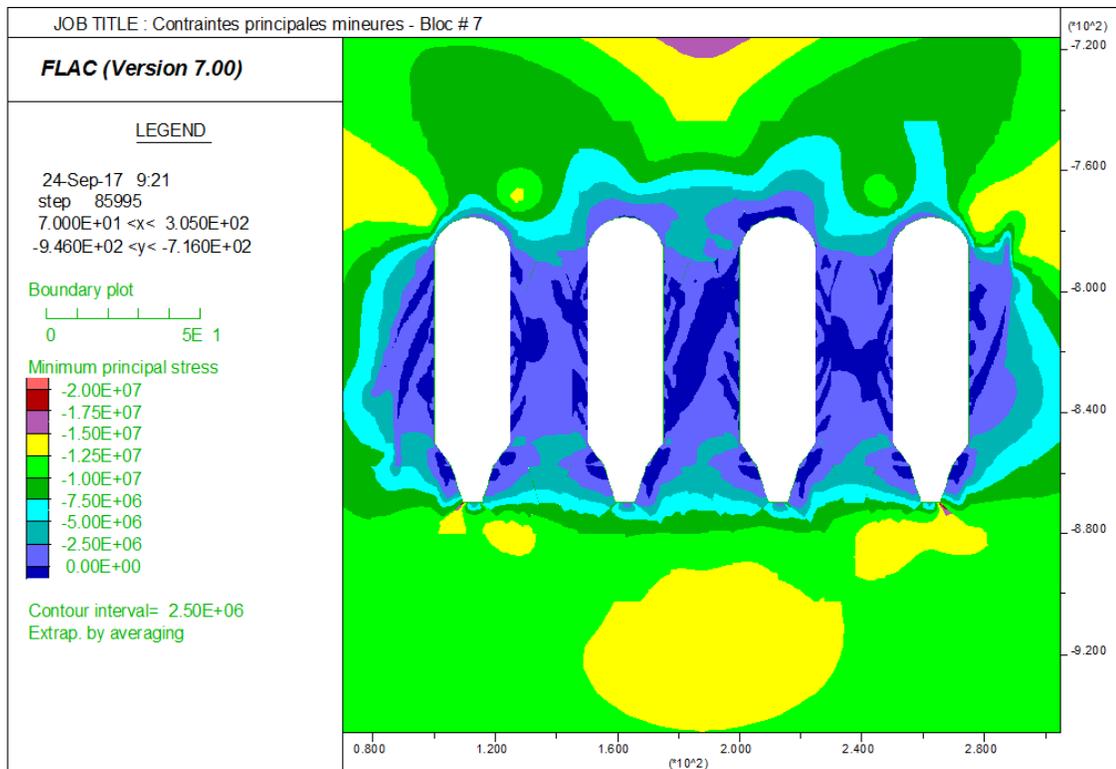
6.4.3. ANALYSE POUR LES CHANTIERS DU BLOC # VII

Les résultats des calculs effectués par FLAC-2D (Itasca, 2015), à la suite des simulations réalisées pour étudier l'effet des opérations de minage dans le bloc minier # VII sur la distribution des contraintes, indiquent que la méthode de minage et la géométrie retenues par la Mine Niobec pour poursuivre l'exploitation du gisement ne conviennent pas pour ce niveau. La première série de figures (figures 64 à 66) présente les résultats obtenus suite à l'extraction des chantiers primaires du bloc VII. Les contraintes principales majeures et mineures varient entre 10 et 50 MPa et entre 0 et 12,5 MPa respectivement (figure 64). La distribution des contraintes autour des excavations est telle que les contraintes en place sont suffisamment élevées pour que des ruptures très localisées surviennent dans la roche près des ouvertures créées. La résistance globale du massif rocheux en compression σ'_{cm} est également dépassée à certains endroits d'après les résultats obtenus. Cependant, la valeur critique déterminée à l'aide de l'indicateur d'instabilité *BSR* n'est pas encore atteinte (figure 65); cet indicateur concerne la contrainte différentielle maximale pouvant être supportée par la roche avant que des problèmes d'instabilité soient observés. Les contraintes différentielles évaluées par FLAC-2D dans le modèle varient principalement entre 10 et 50 MPa dans le roc avoisinant les ouvertures primaires. Les coins supérieurs des chantiers qui s'éloignent du centre du modèle supportent toutefois des contraintes différentielles qui varient entre 50 et 60 MPa.

Les zones sollicitées en traction ou en compression dans le modèle, suite à l'excavation des chantiers primaires, sont indiquées à la figure 66. Les contraintes maximales en tension et en compression calculées par FLAC-2D sont respectivement égales à 1,3 et 72,8 MPa. Ces valeurs ne reflètent toutefois pas l'état général de contraintes observé dans le massif à ce niveau. Les contraintes en tension observées sont principalement comprises entre 0,25 et 1 MPa et sont localisées autour des ouvertures et dans les piliers verticaux. Le toit des chantiers primaires sont également soumis à des contraintes de tension. Les zones sollicitées en tension dans les piliers s'étendent de part et d'autre de ceux-ci et sont inclinées d'environ 30° avec la verticale. La rupture des piliers élancés a tendance à se faire en suivant une bande de cisaillement inclinée et transversale selon Hauquin (2016). Les piliers verticaux du bloc d'exploitation VII semblent suivre ce mode de rupture d'après les résultats obtenus. Les simulations effectuées montrent que des contraintes de traction supérieures à 0,9 MPa apparaissent et traversent le pilier central du modèle à la suite de l'extraction de la carbonatite dans les chantiers primaires.



(a)



(b)

FIGURE 64 : VUE EN COUPE DES CHANTIERS PRIMAIRES EXCAVÉS DU BLOC # VII – σ_1 (a) et σ_3 (b)

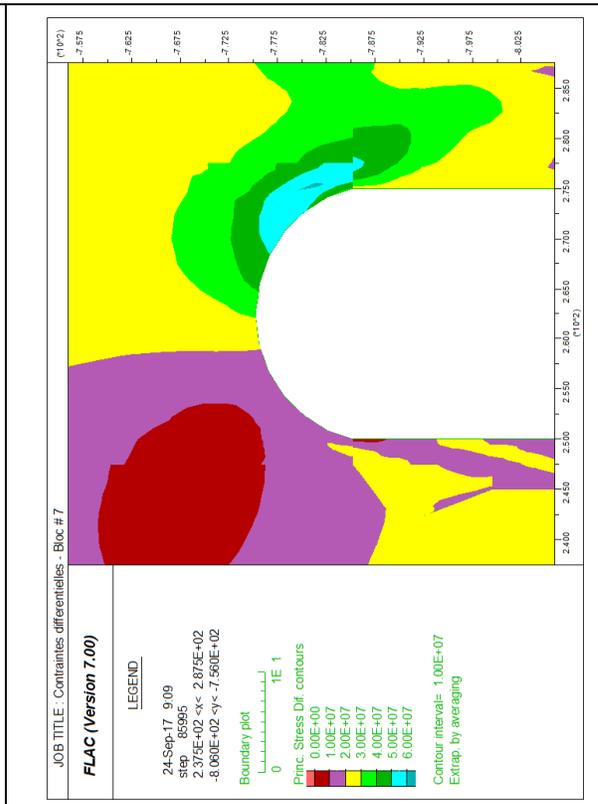
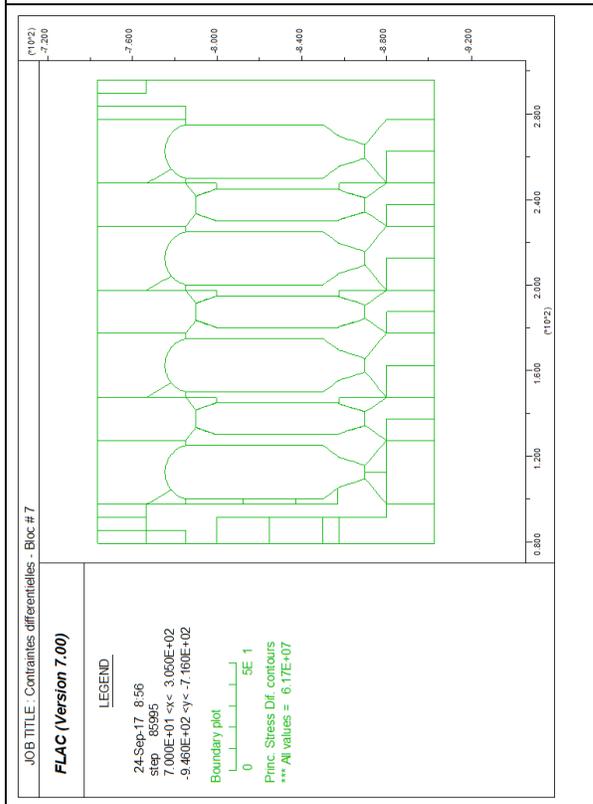
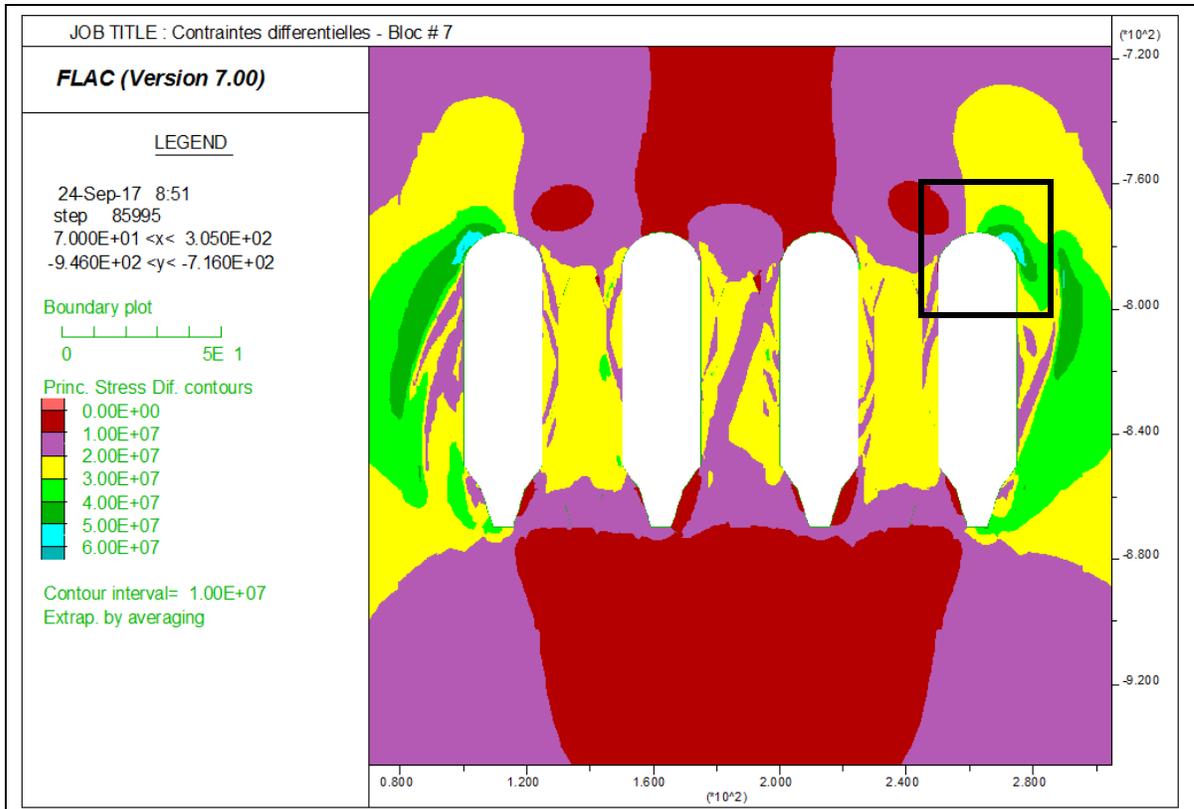


FIGURE 65 : VUE EN COUPE DES CHANTIERS PRIMAIRES EXCAVÉS DU BLOC # VII – CONTRAINTES DIFFÉRENTIELLES

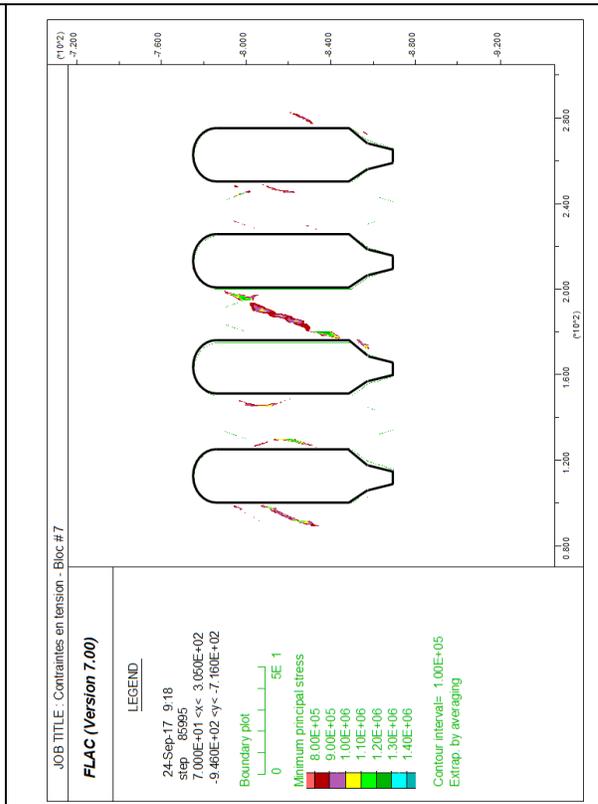
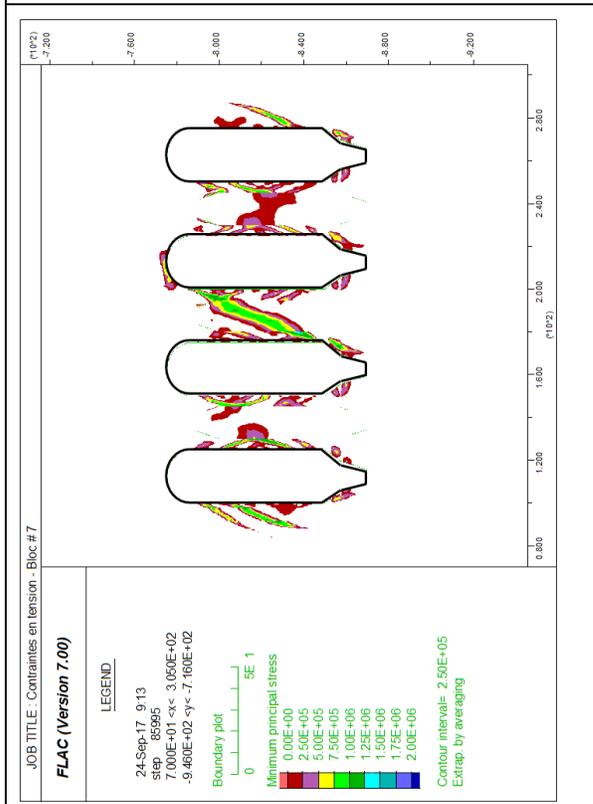
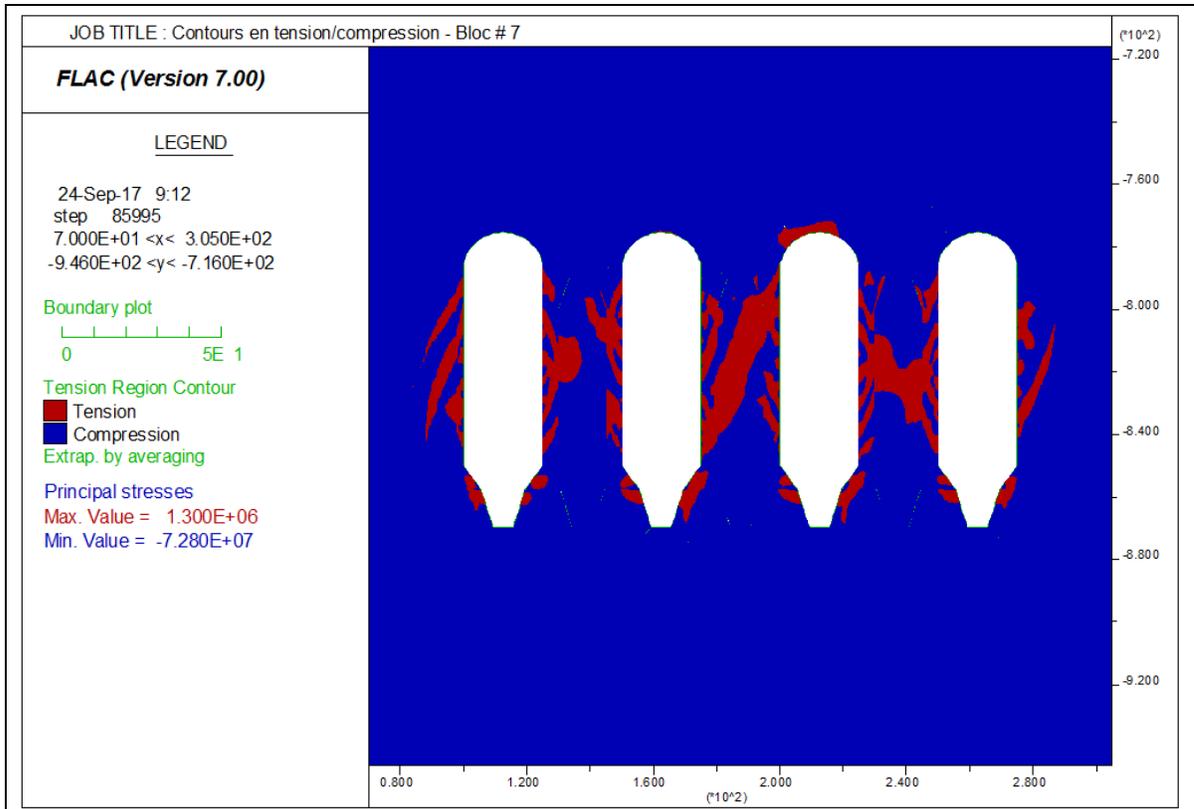
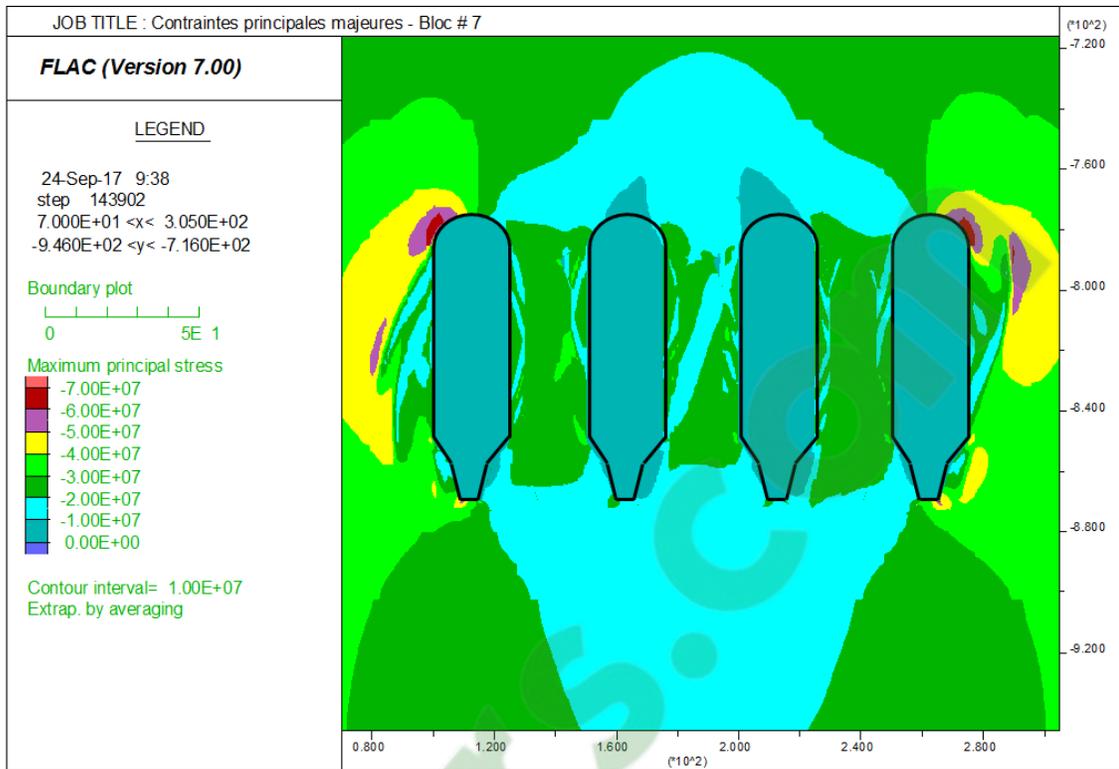


FIGURE 66 : VUE EN COUPE DES CHANTIERS PRIMAIRES EXCAVÉS DU BLOC # VII – CONTRAINTES EN TENSION

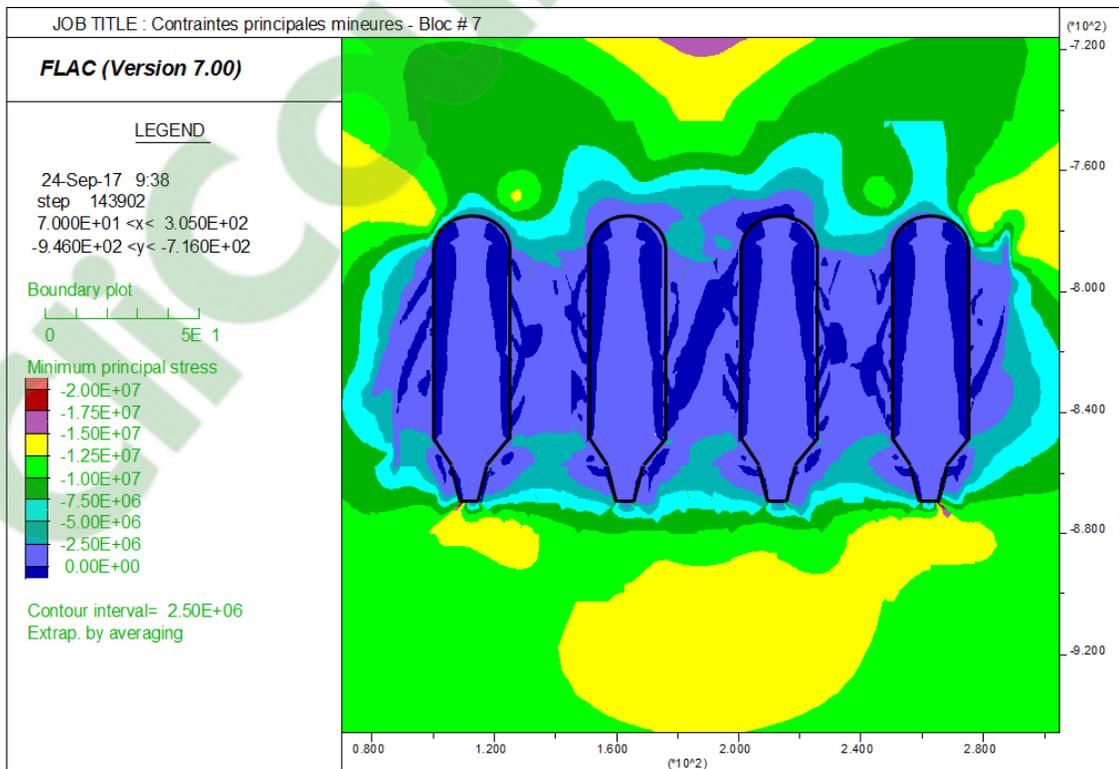
Le remblayage des chantiers primaires a peu d'effet sur la redistribution des contraintes dans le massif rocheux (figures 67 à 69). Il semble toutefois exercer une faible pression de confinement sur les piliers verticaux puisque la distribution des contraintes en tension dans les piliers et autour des ouvertures est légèrement modifiée d'après les résultats présentés aux figures 66 et 69. Les contraintes en tension qui traversent le pilier central du modèle sont effectivement moins étendues et moins élevées suite au remblayage des ouvertures. L'effet du remblai sur les chantiers minés demeure cependant minime.

L'extraction de la carbonatite du cœur des piliers laissés en place entre les chantiers du bloc d'exploitation # VII a un effet beaucoup plus notable sur la redistribution des contraintes dans le massif ainsi que sur leur amplitude. Les contraintes principales majeures et mineures présentes dans le massif d'après les résultats des simulations lancées varient entre 20 et 60 MPa et entre 0 et 15 MPa respectivement (figure 70). Les résultats obtenus permettent de constater que les contraintes qui se développent autour des excavations et dans les piliers sont parfois supérieures aux valeurs limites correspondant à la résistance en compression uniaxiale et à la résistance globale du massif rocheux. La figure 71 permet quant à elle d'observer que les contraintes différentielles évaluées par FLAC-2D varient principalement entre 20 et 60 MPa. L'échelle de couleurs accompagnant la figure 71 met également en évidence des zones en périphérie des excavations pour lesquelles des contraintes différentielles comprises entre 60 et 70 MPa ont été calculées. Ainsi, bien que la valeur critique déterminée à l'aide de l'indicateur d'instabilité *BSR* ne soit pas atteinte, la rupture de la roche près des parois des chantiers minés est initiée et la résistance globale de la roche est atteinte à plusieurs occasions.

Les zones qui sont sollicitées, soit en traction, soit en compression, dans le modèle, sont présentées à la figure 72. Les contraintes maximales en tension et en compression calculées par FLAC-2D sont respectivement égales à 1,3 et 94,3 MPa. Beaucoup plus de zones autour des excavations, dans les piliers et au toit des chantiers primaires et secondaires, sont sollicitées en traction suite à la récupération d'une partie du minerai présent dans les piliers verticaux laissés en place pour assurer la stabilité de la mine. Les contraintes en tension observées dans les piliers verticaux varient entre 0,25 et 1 MPa. Elles se répartissent dans les piliers en une série de bandes inclinées qui s'étendent de part et d'autre de ceux-ci. Les zones sollicitées en tension au-dessus du toit des chantiers primaires et secondaires varient quant à elles entre 0,75 et 1,3 MPa.



(a)



(b)

FIGURE 67 : VUE EN COUPE DES CHANTIERS PRIMAIRES REMBLAYÉS DU BLOC # VII – σ_1 (a) et σ_3 (b)

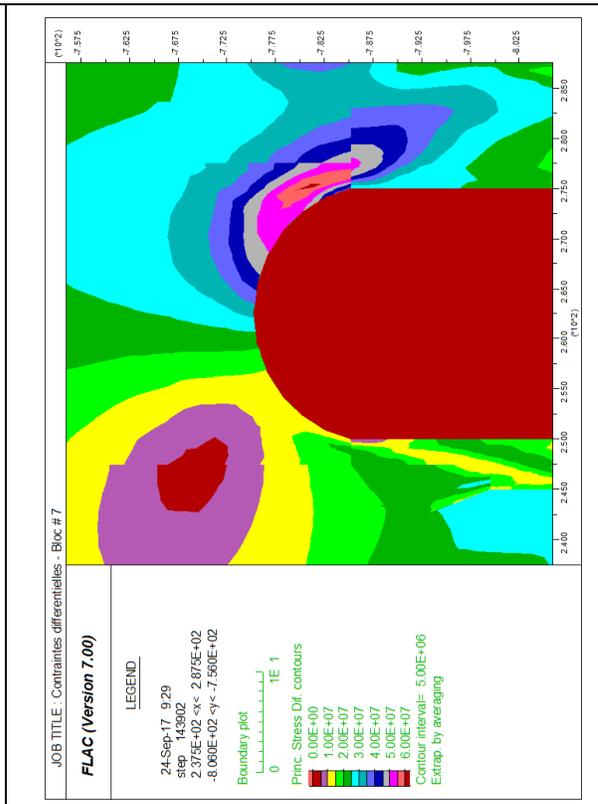
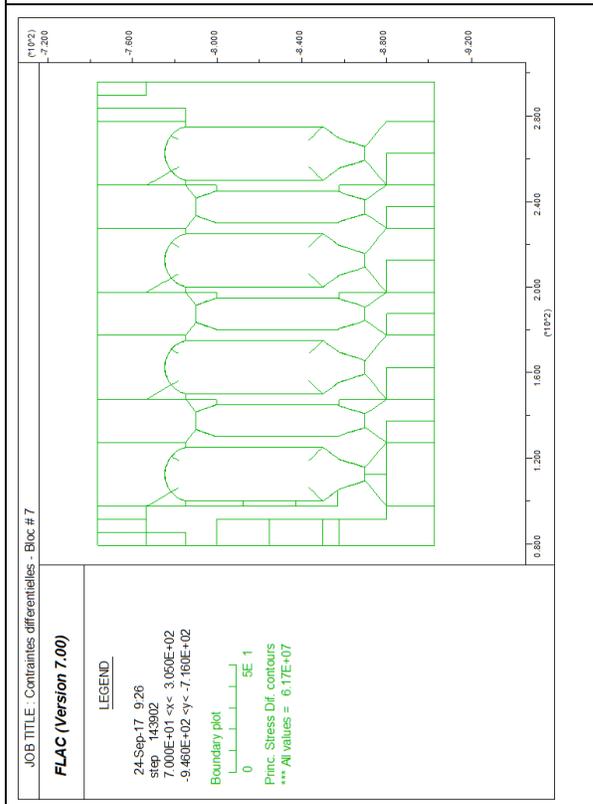
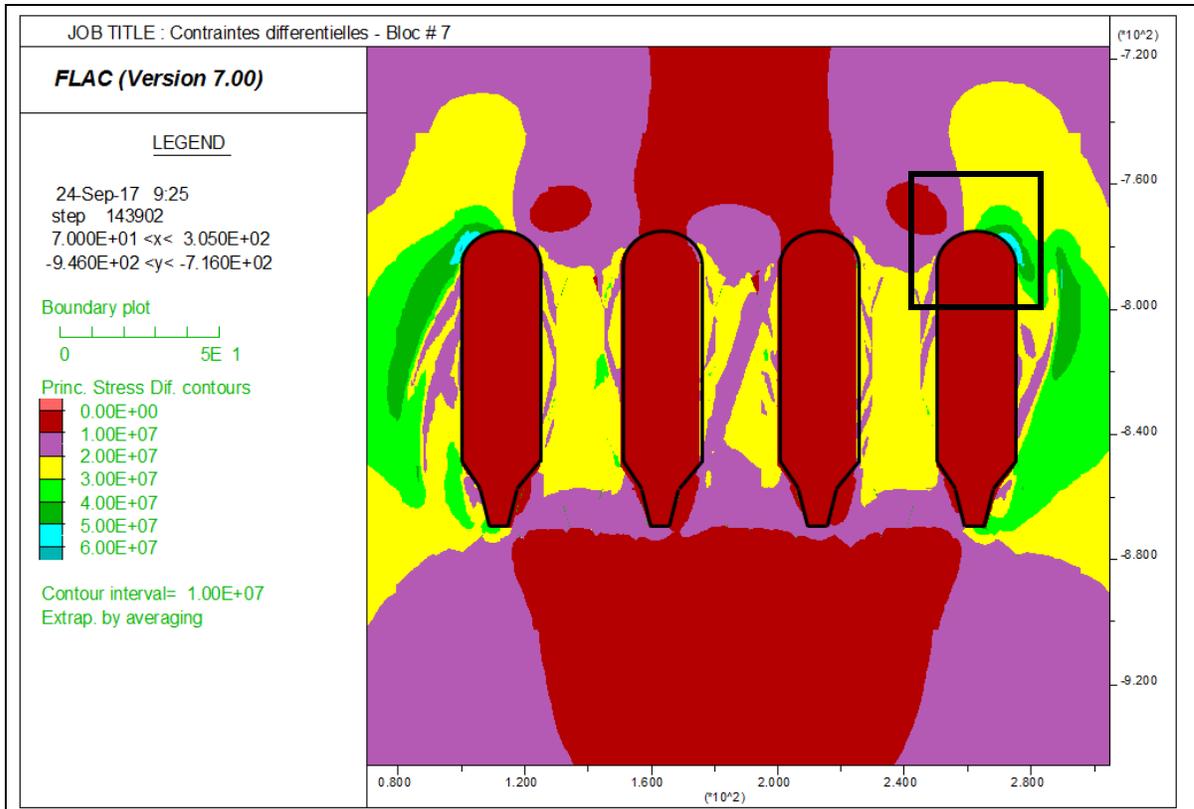


FIGURE 68 : VUE EN COUPE DES CHANTIERS PRIMAIRES REMBLAYÉS DU BLOC # VII – CONTRAINTES DIFFÉRENTIELLES

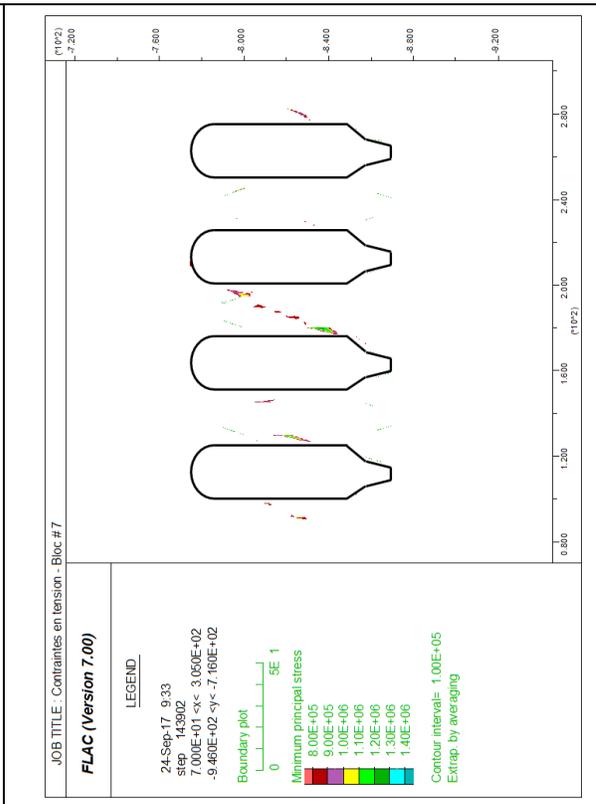
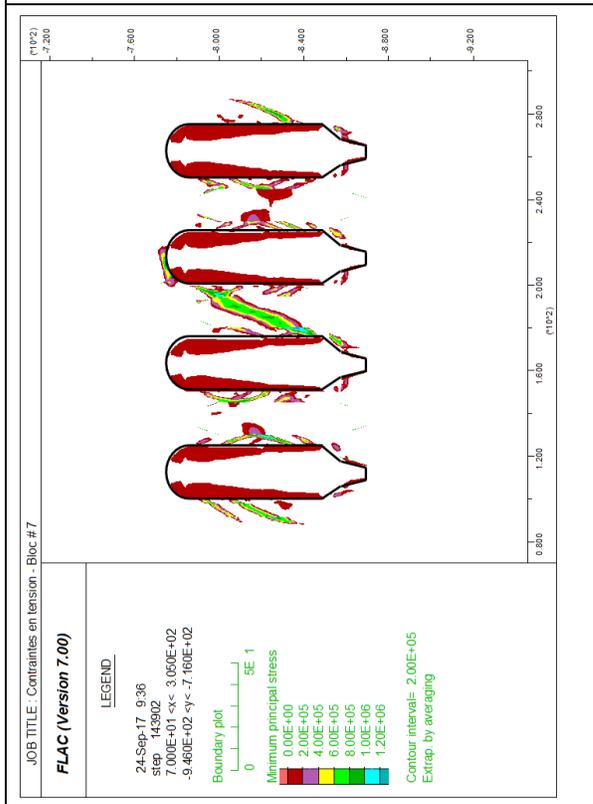
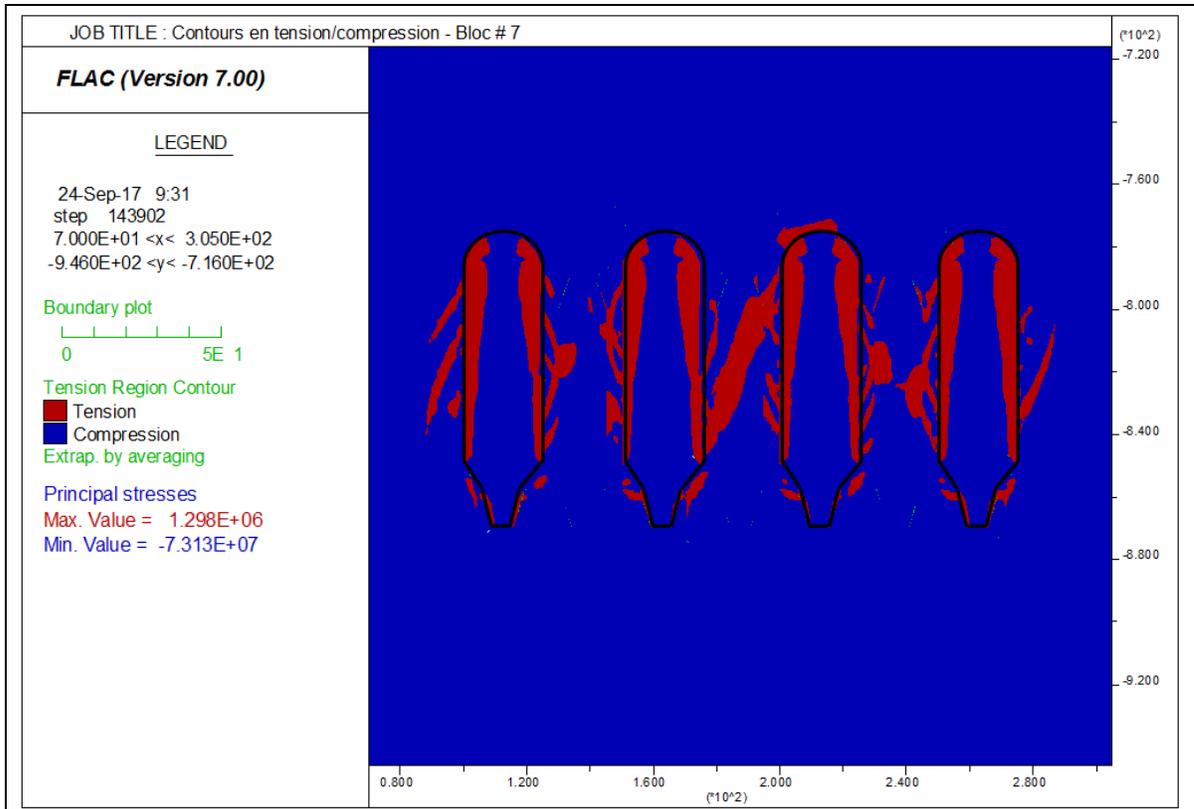
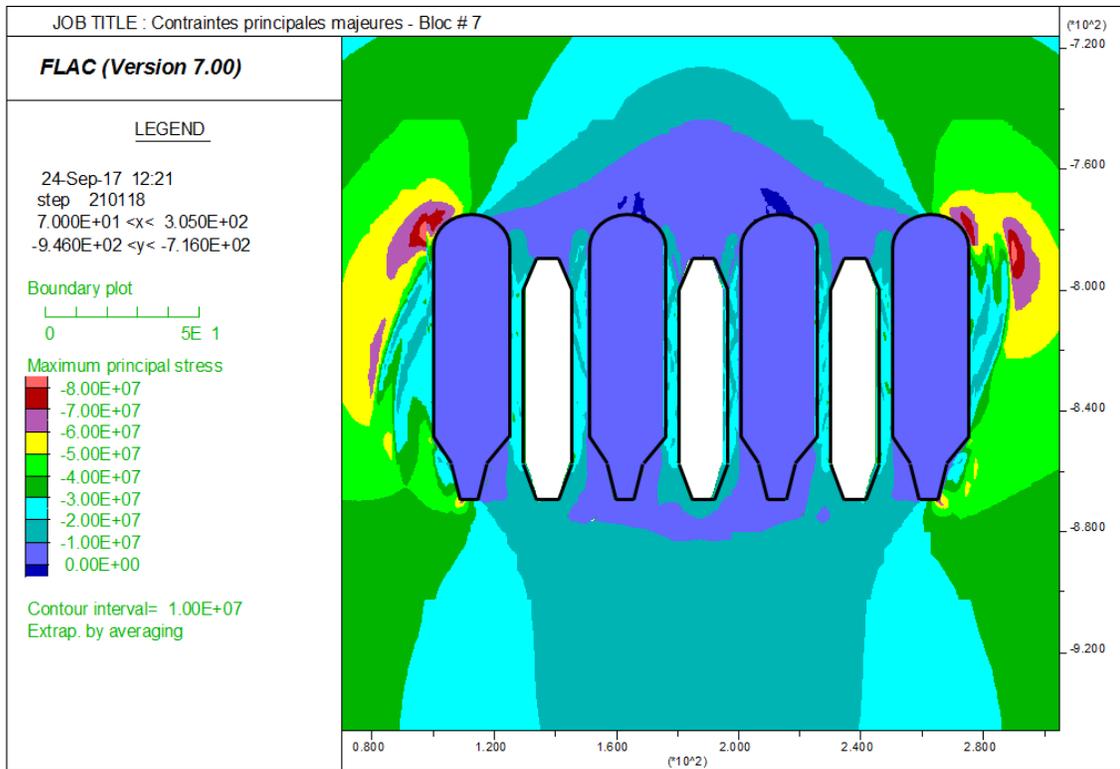
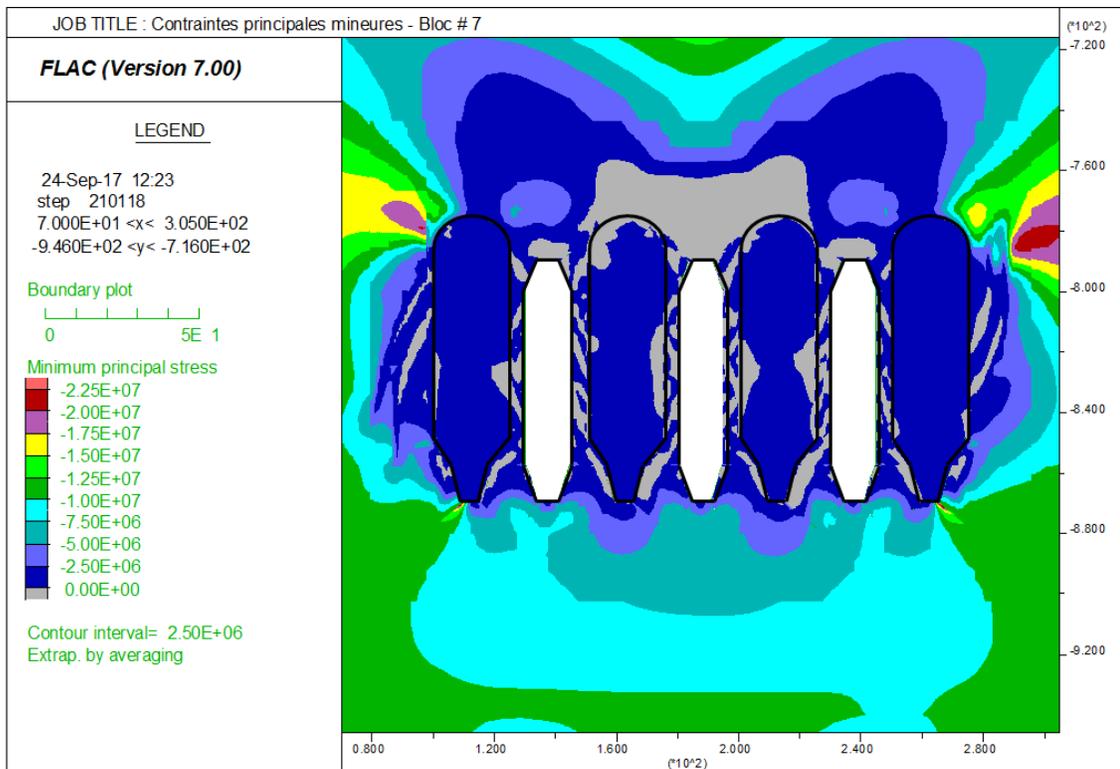


FIGURE 69 : VUE EN COUPE DES CHANTIERS PRIMAIRES REMBLAYÉS DU BLOC # VII – CONTRAINTES EN TENSION



(a)



(b)

FIGURE 70 : VUE EN COUPE DES CHANTIERS SECONDAIRES EXCAVÉS DU BLOC # VII – σ_1 (a) et σ_3 (b)

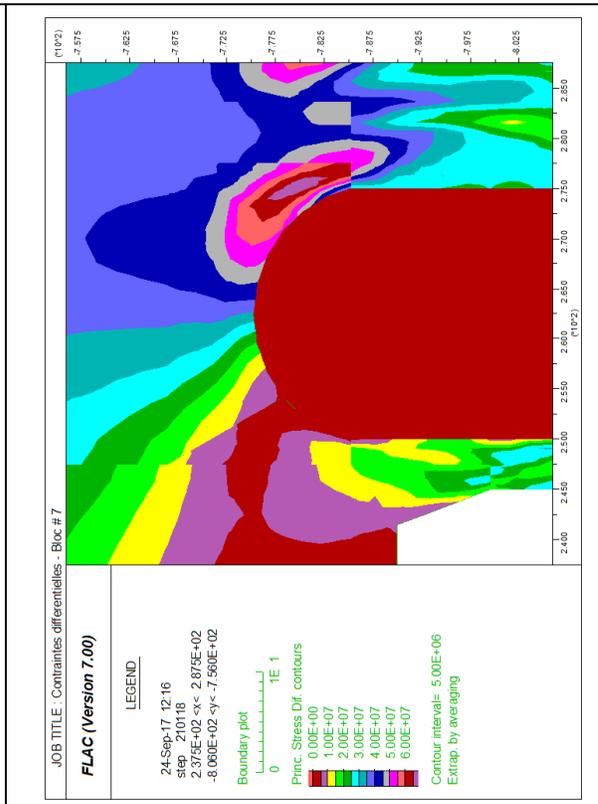
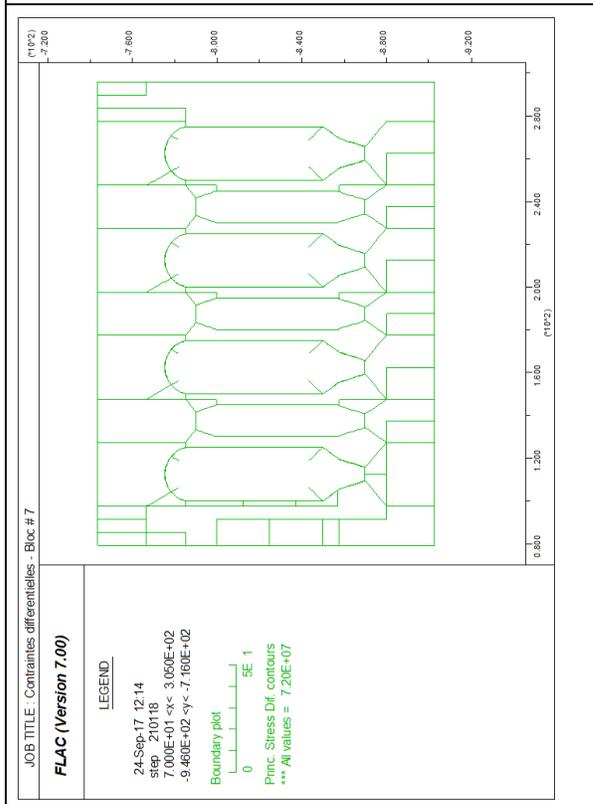
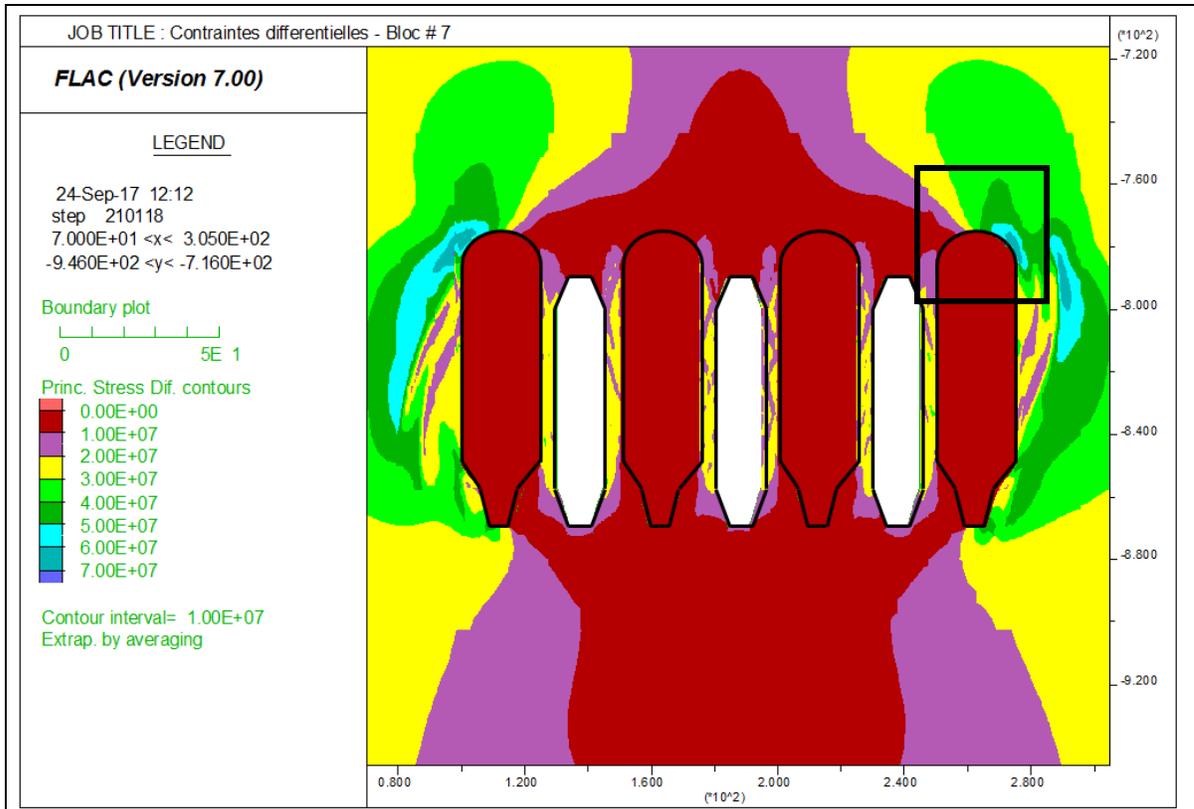


FIGURE 71 : VUE EN COUPE DES CHANTIERS SECONDAIRES EXCAVÉS DU BLOC # VII – CONTRAINTES DIFFÉRENTIELLES

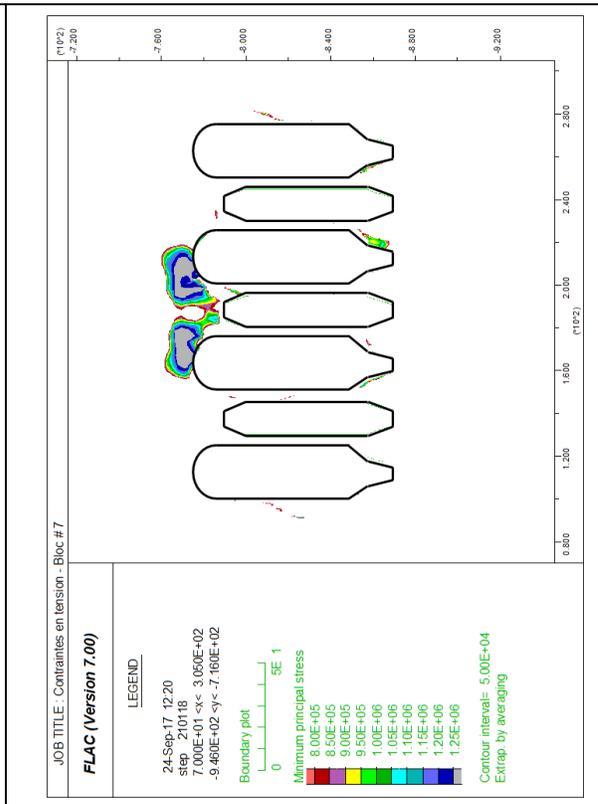
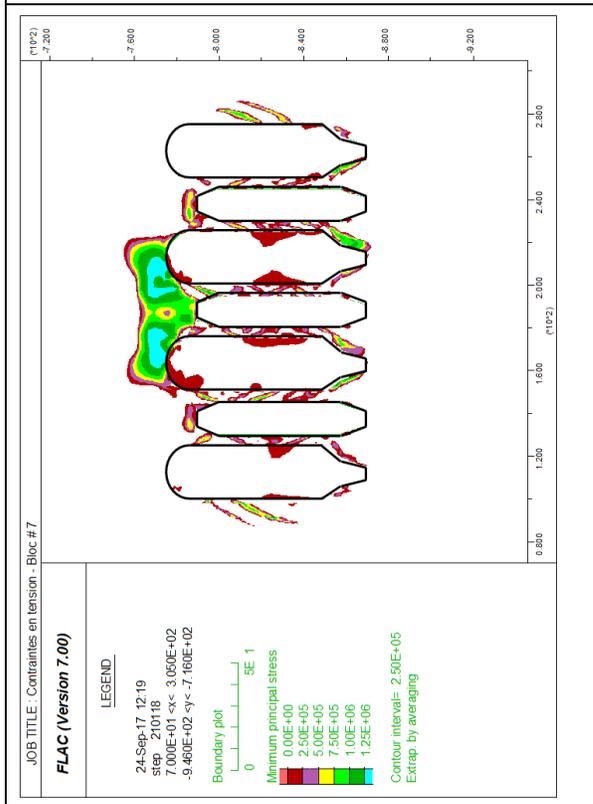
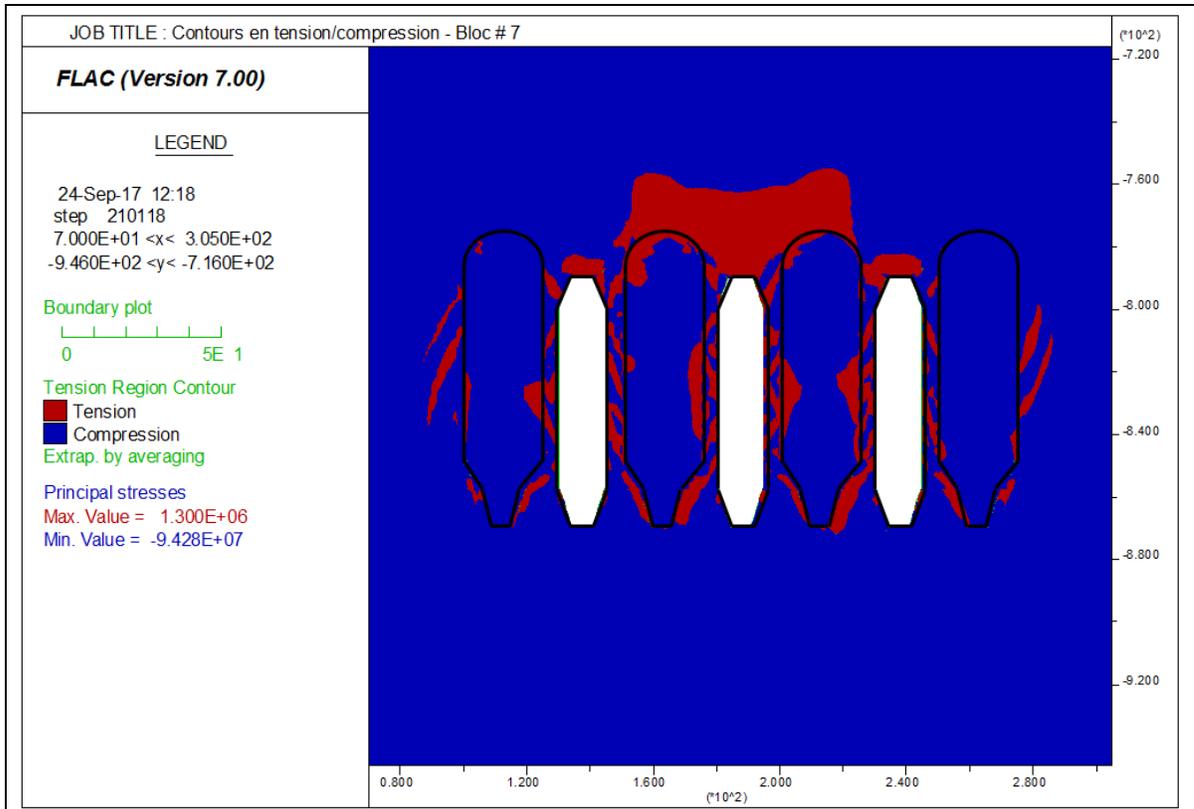


FIGURE 72 : VUE EN COUPE DES CHANTIERS SECONDAIRES EXCAVÉS DU BLOC # VII – CONTRAINTES EN TENSION

Des contraintes en tension supérieures à 0,9 MPa se concentrent au toit du chantier secondaire situé au centre du modèle et s'étendent au-dessus des chantiers primaires situés de part et d'autre de celui-ci. Les contraintes en tension calculées par le logiciel pour cette portion du modèle risquent d'entraîner la rupture de la roche au toit des chantiers et par le fait même celle des piliers verticaux; la section de ces derniers pourrait ne pas être suffisante pour résister aux contraintes en tension qui s'y développent au sommet des chantiers primaires et secondaires. Ainsi, la méthode de minage pour abattre la roche, envisagée par Mine Niobec pour poursuivre l'exploitation du gisement, ne convient pas pour le bloc minier # VII.

6.5. DISCUSSION SUR LES SIMULATIONS NUMÉRIQUES

Les simulations effectuées à l'aide du logiciel FLAC-2D (Itasca, 2015) ont permis d'étudier la distribution des contraintes induites par les opérations de minage dans les piliers verticaux et dans le remblai minier utilisé pour remplir les excavations réalisées à l'intérieur des blocs miniers IV, V, VI et VII. Les contraintes principales majeures et mineures induites dans le massif rocheux après chacune des étapes de minage ont été évaluées et comparées aux valeurs correspondant à la résistance en compression uniaxiale et à la résistance globale en compression du massif rocheux déterminées à l'aide du logiciel RocData 5.0 (Rocscience, 2017). Les contraintes différentielles ont également été calculées pour vérifier si elles demeurent inférieures à la valeur critique déterminée à partir de l'indicateur d'instabilité *BSR*. Les zones en tension et en compression autour des excavations ont aussi été affichées à la suite des différentes modélisations effectuées car la présence de contraintes en tension supérieures à la valeur limite pouvant être supportée par la roche du massif est une bonne façon d'identifier les zones qui risquent de poser problème.

L'analyse des résultats obtenus suite aux simulations effectuées après l'excavation des chantiers primaires uniquement des différents blocs d'exploitation indique que la méthode de minage appliquée en ce moment à la mine (méthode d'extraction par chantiers ouverts) ne nuit pas à la stabilité de celle-ci pour les blocs miniers IV et VI. L'exploitation de ces blocs est déjà débutée. Par conséquent, les résultats obtenus montrent que le modèle numérique développé est en accord avec ce qui est observé dans les chantiers dont l'exploitation est déjà en cours. Cependant, les résultats obtenus montrent que l'augmentation des contraintes en place dans le

septième bloc minier ne permet pas de poursuivre l'exploitation du gisement à cette profondeur en conservant la même méthode d'extraction.

Le remblayage des chantiers primaires a peu d'effet sur la redistribution des contraintes dans le massif rocheux. Il semble toutefois exercer une faible pression de confinement sur les piliers verticaux puisque la distribution des contraintes en tension dans les piliers et autour des ouvertures est légèrement modifiée d'après les résultats obtenus. Les contraintes en tension qui traversent les différents piliers laissés en place entre les chantiers primaires sont effectivement moins étendues et moins élevées suite au remblayage des ouvertures. L'effet du remblai sur les chantiers minés demeure cependant minime.

L'extraction de la carbonatite du cœur des piliers laissés en place entre les chantiers semble avoir un effet plus significatif sur la redistribution des contraintes autour des ouvertures créées dans le massif et sur leur amplitude que le remblayage des chantiers primaires. Les contraintes qui se développent dans les piliers deviennent plus importantes à mesure que le confinement de ces derniers diminue; ce qu'engendre l'extraction des chantiers secondaires. De plus, l'extraction de la carbonatite du cœur des piliers a pour effet d'augmenter le rapport hauteur/largeur de ces derniers. Les simulations effectuées montrent que beaucoup plus de contraintes en tension se développent dans les piliers et au toit des chantiers primaires et secondaires. Les régions en tension observées dans les piliers les traversent de bord en bord dans la majorité des cas et sont inclinées d'environ 30° par rapport à la verticale. De plus, comme les piliers verticaux laissés en place entre les chantiers primaires et secondaires ne sont pas larges, la propagation des ruptures initiées à la périphérie des ouvertures, d'un bord à l'autre de ces derniers, se fait plus aisément.

La rupture en voûte du toit des chantiers risque également de se produire d'après les résultats obtenus suite aux simulations effectuées. Des contraintes en tension supérieures à 0,9 MPa ont effectivement été observées au toit des chantiers primaires et secondaires suite aux calculs effectués par FLAC-2D (Itasca, 2015). L'endommagement du toit des chantiers risque de fragiliser la partie supérieure des piliers verticaux et d'entraîner leur rupture, d'autant plus que la section entière des piliers verticaux est souvent sollicitée en tension près du toit des chantiers.

Ainsi, la proposition de la mine Niobec, par rapport à la géométrie des ouvertures et des piliers pour poursuivre l'exploitation du gisement, ne semble pas sécuritaire pour les niveaux V, VI et VII de la mine compte tenu de la densité de la fracturation présente dans le massif et des contraintes en tension qui se développent au toit des différents chantiers et dans les piliers verticaux. Les résultats des calculs effectués par FLAC-2D (Itasca, 2015), à la suite des simulations réalisées pour étudier l'effet des opérations de minage dans les blocs miniers sur la distribution des contraintes, indiquent que la méthode de minage et le design retenus ne permettent pas d'assurer la stabilité des ouvrages souterrains de la mine. La taille des piliers verticaux compris entre les chantiers primaires et secondaires des blocs miniers V et VI n'est pas suffisante pour garantir la stabilité de la mine. La récupération d'une partie du minerai présent dans les piliers verticaux laissés en place est peut-être possible mais d'autres études devront être réalisées afin de déterminer quelles sont les configurations optimales par rapport à la taille des piliers et des chantiers qui permettent d'assurer la sécurité des travailleurs et le bon fonctionnement des opérations pour la poursuite des travaux de minage et qui demeurent intéressantes d'un point de vue économique pour la Mine. L'analyse des résultats obtenus suite à l'excavation des chantiers primaires du bloc minier # VII indique aussi que les contraintes induites par les opérations de minage dans les piliers et autour des excavations réalisées nuisent à la stabilité des différents ouvrages sur ce niveau d'exploitation et que la méthode de minage appliquée en ce moment à la mine n'est pas appropriée pour abattre la roche sur celui-ci.

CHAPITRE 7

DISCUSSION

L'objectif du projet de recherche était de déterminer si le remblayage des chantiers souterrains avec les rejets d'exploitation peut contribuer à la stabilité des ouvertures créées dans le massif rocheux de façon suffisante pour permettre la récupération d'une partie du minerai laissé dans les piliers verticaux entre les différents chantiers sans compromettre la stabilité de la mine Niobec et la poursuite des activités de minage qui s'y déroulent. L'idée est, en fait, d'assurer la stabilité de la mine en remplissant les ouvertures créées lors des opérations de minage pour venir chercher le centre des piliers verticaux qui contiennent un important volume de minerai qui ne pourrait pas être récupéré autrement. La largeur actuelle des piliers laissés en place est d'environ 25 mètres. Le design retenu par Niobec pour poursuivre l'exploitation du gisement dans le cadre de cette étude laisserait deux bandes de roc d'une largeur minimale de 5 mètres en place entre les chantiers primaires et les excavations créées au centre des piliers. Les chantiers secondaires se trouveraient donc à avoir une largeur maximale de 15 mètres.

Un modèle numérique élaboré à l'aide du logiciel FLAC-2D (Itasca, 2015) a été développé pour déterminer l'évolution des contraintes induites par la présence des ouvertures créées dans le massif rocheux après les opérations de minage dans les piliers et dans le remblai minier. L'application des théories mathématiques développées au fil des ans pour évaluer et décrire les réponses d'un milieu rocheux à diverses sollicitations est une tâche qui requiert l'utilisation d'outils de calcul puissants en raison de la nécessité de tenir compte de plusieurs paramètres pour traiter adéquatement un problème de mécanique des roches comme il a été dit précédemment (chapitre 6). FLAC-2D (Itasca, 2015) est un logiciel de modélisation numérique bi-dimensionnelle basé sur la méthode des différences finies explicites. Ce logiciel de modélisation numérique est bien adapté pour le cas de la mine Niobec puisque les études menées montrent que le comportement du massif rocheux est assimilable à celui d'un milieu continu. Plusieurs modèles constitutifs sont aussi disponibles dans FLAC-2D pour décrire le comportement des matériaux et des propriétés mécaniques différentes peuvent être considérées lors de la modélisation pour simuler le comportement du remblai minier et de la roche. Ce logiciel a également été choisi en

raison de sa capacité à effectuer des analyses en plasticité. Les analyses pour vérifier s'il est possible d'envisager la méthode de minage retenue dans le cadre de cette étude par la Mine Niobec pour poursuivre l'exploitation du gisement ont été effectuées pour les chantiers souterrains des blocs miniers IV, V et VI compris entre les niveaux 488 et 732 mètres (1600 et 2400 pieds) actuellement en exploitation et pour les chantiers du futur bloc d'exploitation VII situé sous le niveau 732 mètres (2400 pieds).

Les campagnes de cartographie et de forage qui ont été menées depuis l'ouverture de la mine pour caractériser les discontinuités et la géométrie du réseau de fractures observées dans le massif rocheux encaissant de la mine Niobec (chapitre 4) ont permis de constater que celui-ci est densément fracturé (Lajoie, 2010; Golder, 2012c et Itasca, 2014). Plusieurs familles de discontinuités ont pu être identifiées et les études structurales menées ont permis de constater que beaucoup de joints aléatoires sont présents dans le massif rocheux. Cependant, « les fractures, bien que présentes, ne sont pas les éléments majeurs des ruptures » comme le mentionne Frenette (2001). C'est plutôt le niveau de contraintes qui semble être à l'origine des dommages notés dans le massif rocheux puisque la fréquence à laquelle ils y sont observés augmente à mesure que l'exploitation du gisement se poursuit en profondeur et que les contraintes en place deviennent plus importantes. En fait, les structures qui sont les plus problématiques par rapport à la stabilité de la mine sont de nature géologique. Il s'agit des contacts entre la carbonatite et le calcaire de la formation de Trenton et entre la carbonatite et la syénite bréchique.

La nature du gisement exploité par la mine ne permet pas d'identifier de façon précise les lithologies qui seront rencontrées dans les différents secteurs de l'exploitation. Les résultats des essais qui ont été menés en laboratoire afin de déterminer les propriétés mécaniques de la roche à considérer dans le modèle numérique ont permis de constater que les propriétés des différentes unités de carbonatite sont relativement constantes mis à part lorsqu'elles sont altérées ou qu'elles contiennent beaucoup de minéraux accessoires (chapitre 4). Ils ont aussi permis d'observer que les propriétés mécaniques de la syénite sont à peu près équivalentes à celles de la carbonatite. Des effondrements sont plus susceptibles de se produire dans les secteurs de la mine pour lesquels la présence de bandes de syénite altérée a été constatée en raison du contact syénite/carbonatite qui constitue des points de faiblesse plutôt qu'en raison des propriétés de la

syénite qui, lorsqu'elle est fraîche ou légèrement altérée, s'apparentent à celles de la carbonatite. Par conséquent, les valeurs des paramètres géomécaniques du massif rocheux à utiliser comme données d'entrée pour la modélisation numérique ont été déterminées à partir de l'ensemble des résultats des essais mécaniques réalisés en laboratoire. Les valeurs des propriétés mécaniques du remblai minier à considérer lors de la modélisation ont quant à elles été déterminées à partir d'essais effectués en laboratoire sur des échantillons du remblai actuellement en place dans certains chantiers du troisième bloc d'exploitation de la mine Niobec. Les résultats obtenus ont permis d'observer que les propriétés mécaniques du remblai minier varient en fonction de la quantité d'eau qu'il contient. Celles-ci deviennent moins intéressantes à mesure que la teneur en eau du remblai minier augmente. Ce sont donc les résultats obtenus à partir des éprouvettes présentant une plus grande quantité d'eau qui ont été considérés pour définir les propriétés mécaniques du remblai minier dans le modèle, afin de privilégier une approche de modélisation conservatrice et de ne pas surestimer la contribution du remblai minier à la stabilité de la mine.

L'indice RMR (Bieniawski, 1989, cité dans Hoek et al., 1995), la classification NGI (Barton et al., 1974) et le paramètre GSI (Marinos et Hoek, 2000) ont été utilisés pour décrire la qualité du roc et estimer ses propriétés globales. Les paramètres géomécaniques du massif rocheux, correspondant aux paramètres des critères de rupture de Mohr-Coulomb et de Hoek & Brown, ont ensuite été estimés à partir de l'indice évalué pour le système de classification GSI et des résultats obtenus en laboratoire pour la roche intacte. Le logiciel RocData 5.0, commercialisé par la compagnie Rocscience (2017), a été utilisé pour effectuer les calculs. Les différents éléments structuraux, qui peuvent être présents dans le massif, peuvent avoir une grande influence sur le comportement de ce dernier et sur sa résistance comme il a été mentionné précédemment (chapitre 6). Le modèle constitutif de Mohr-Coulomb développé pour décrire le comportement de la roche est basé uniquement sur les résultats des essais effectués en laboratoire sur des échantillons de roche intacte qui ne permettent pas de considérer l'influence de la fracturation sur la réponse mécanique des matériaux. À ce titre, le modèle élastoplastique de Hoek & Brown convient mieux pour décrire la réponse des massifs qui comportent des discontinuités car ses paramètres (m_b , s et a) permettent effectivement de prendre en considération la fracturation de la masse rocheuse lors de l'évaluation du comportement et de la résistance mécanique de la roche (Hoek et al., 2002). Le modèle élastoplastique de Hoek & Brown a été choisi pour décrire et simuler le comportement de

la roche alors que c'est le modèle élastoplastique de Mohr-Coulomb qui a été choisi pour modéliser le comportement du remblai minier (chapitre 6).

Plusieurs campagnes de mesure ont eu lieu afin de connaître l'orientation et l'amplitude des contraintes *in situ* à l'intérieur du massif rocheux exploité par la mine Niobec. L'analyse des résultats a permis de proposer des relations pour décrire l'évolution des pressions de terrain en fonction de la profondeur à l'intérieur du massif rocheux (chapitre 5). Les pressions de terrain mesurées à la mine sont généralement plus faibles que celles mesurées ailleurs dans le Bouclier canadien aux mêmes profondeurs d'après les résultats obtenus. L'augmentation du niveau de contrainte en fonction de la profondeur ne se fait également pas au même rythme et l'orientation des contraintes principales mesurées à la mine Niobec diffère de ce qui est observé ailleurs dans le Bouclier canadien. L'orientation des contraintes principales mesurées à la mine Niobec change aussi avec la profondeur. Les mesures effectuées aux niveaux 305, 442 et 640 mètres (1000, 1450 et 2100 pieds) indiquent que la contrainte principale majeure est horizontale alors que celles effectuées au niveau 732 mètres (2400 pieds) indiquent qu'elle est plutôt verticale. Or, la contrainte verticale à cette profondeur devrait plutôt correspondre à la contrainte principale mineure d'après les observations effectuées par d'autres auteurs dans différentes mines du Bouclier canadien. L'influence des structures géologiques observées dans un massif rocheux sur l'amplitude et l'orientation des contraintes, qu'il s'agisse de micro fissures ou de failles, est non négligeable. Martin & Chandler (1993) ont démontré que l'amplitude des contraintes peut augmenter ou diminuer de façon significative à proximité de telles structures et que lorsqu'elles sont traversées, l'orientation des contraintes peut même subir une rotation. Ainsi, il se peut très bien que la contrainte verticale devienne la contrainte principale au-delà d'une profondeur de 732 mètres. La réalisation d'une campagne de mesure supplémentaire sous le niveau 732 mètres (2400 pieds) permettrait de dresser un portrait plus juste de l'évolution des contraintes *in situ* dans les niveaux inférieurs de la mine Niobec et de vérifier par la même occasion si les mesures effectuées par Corthésy (2013b) au niveau 732 mètres constituent la règle ou l'exception.

La dispersion des mesures ainsi que les variations observées par rapport à l'orientation des contraintes principales à l'intérieur du massif rocheux de la mine Niobec est telle qu'il n'est pas évident de proposer une relation empirique basée sur celles-ci pour décrire l'évolution du tenseur de contraintes en fonction de la profondeur. Également, en raison de la façon dont les conditions

initiales doivent être spécifiées pour effectuer une modélisation numérique avec le logiciel FLAC-2D (Itasca, 2015), la proposition d'une relation permettant de décrire l'évolution des contraintes verticales et horizontales en fonction de la profondeur à l'intérieur du massif devenait plus intéressante d'autant plus qu'un bon niveau de confiance a été accordé aux mesures des contraintes verticales effectuées (chapitre 5). Les contraintes horizontales minimales et maximales ont été évaluées à partir de l'état plan de contrainte déterminé par σ_N , σ_E et τ_{NE} pour chaque niveau de la mine où des campagnes de mesure ont eu lieu. Les coefficients de pression des terres calculés à partir de ces valeurs ont ensuite été reportés dans un graphique afin que des courbes de tendance puissent être appliquées sur ces derniers pour décrire leur évolution en fonction de la profondeur. Ces nouvelles équations, ainsi obtenues, ont alors permis de calculer pour n'importe quelle profondeur l'amplitude des contraintes horizontales minimales et maximales à appliquer aux faces du modèle lors des simulations. Des mesures supplémentaires pour connaître l'orientation et l'amplitude des contraintes *in situ* plus en profondeur dans le massif rocheux exploité par la mine Niobec permettrait de confirmer les relations proposées pour décrire l'évolution des pressions de terrain en fonction de la profondeur à l'intérieur de celui-ci.

Les chantiers primaires des différents blocs miniers ont été excavés dans un premier temps avant d'être remblayés conformément à la séquence de minage prévue par la Mine Niobec pour poursuivre l'exploitation du gisement. L'excavation des chantiers secondaires a par la suite été effectuée. Le secteur qui a été retenu pour réaliser le modèle est représentatif des conditions les plus défavorables pour la stabilité de la mine par rapport à la géométrie des chantiers et à la méthode de minage retenues.

Les simulations réalisées à l'aide du logiciel FLAC-2D (Itasca, 2015) ont permis d'évaluer la distribution des contraintes induites par les opérations de minage dans les piliers verticaux et dans le remblai minier utilisé pour remplir les excavations réalisées à l'intérieur des différents blocs miniers. Les contraintes principales majeures et mineures induites dans le massif rocheux après chacune des étapes de minage ont été évaluées et comparées aux valeurs correspondant à la résistance en compression uniaxiale et à la résistance globale en compression du massif rocheux, qui décrit la résistance moyenne de la masse rocheuse et pas seulement celle du roc en périphérie des ouvertures (Hoek, 2005), déterminées à l'aide du logiciel RocData 5.0 (Rocscience, 2017). Les contraintes différentielles ont également été calculées pour vérifier si elles demeurent inférieures

à la valeur critique déterminée à partir de l'indicateur d'instabilité *BSR*. Les zones en tension et en compression autour des excavations ont aussi été affichées à la suite des différentes modélisations effectuées, car la présence de contraintes en tension supérieures à la valeur limite pouvant être supportée par la roche du massif est une bonne façon d'identifier les zones qui risquent de poser problème.

L'analyse des résultats obtenus suite aux simulations réalisées confirme que la méthode de minage appliquée en ce moment à la mine, pour abattre la roche des chantiers primaires uniquement, assure la stabilité des différents ouvrages jusqu'au sixième niveau tel qu'observé sur le terrain. Cependant, les résultats obtenus montrent que l'augmentation des contraintes en place dans le septième bloc minier ne permet pas de poursuivre l'exploitation du gisement à cette profondeur en conservant la même méthode d'extraction. Le remblayage des chantiers primaires semble quant à lui avoir peu d'effet sur la redistribution des contraintes dans le massif rocheux et, par conséquent, sur la stabilité des chantiers et des piliers. Bien qu'il semble exercer une faible pression de confinement sur les piliers verticaux laissés en place entre les chantiers primaires, son effet sur les chantiers minés demeure minime d'après les résultats du modèle développé. Les différences entre les propriétés des deux matériaux rendent complexe l'étude des interactions mécaniques qui se développent entre le roc et le remblai, ce qui constitue un sujet de recherche en soi. Le modèle réalisé pourrait être amélioré pour ce qui est de la simulation des interactions entre le remblai minier et le roc des parois, de façon à évaluer plus précisément les pressions exercées par le remblai sur les murs de par la définition de propriétés d'interface qui permettraient de reproduire des phénomènes tels que l'effet d'arche qui génère des transferts de charges entre les deux matériaux. D'autres recettes de remblai minier pourraient aussi être testées. On pourrait par contre évaluer l'effet que le remblayage des excavations pourrait avoir sur la déformation plastique que pourrait subir le massif rocheux sur le long terme.

Les contraintes qui se développent dans les piliers deviennent plus importantes à mesure que le confinement de ces derniers diminue; c'est ce qu'engendre l'extraction des chantiers secondaires d'après les résultats affichés par *FLAC-2D* (Itasca, 2015). Beaucoup plus de contraintes en tension se développent effectivement dans les piliers à la suite de l'extraction de la carbonatite située au centre de ces derniers mais aussi au toit et au plancher des chantiers primaires et secondaires. Les zones en tension observées dans les piliers s'étendent de part et d'autre de ceux-

ci et la partie supérieure des piliers verticaux est souvent sollicitée en tension près du toit des chantiers. L'endommagement du toit des chantiers, dû aux contraintes en tension qui s'y développent, risque ainsi de fragiliser la partie supérieure des piliers verticaux et d'entraîner leur rupture. Les contraintes qui se développent autour des excavations et dans les piliers sont aussi parfois supérieures à la valeur limite correspondant à la résistance globale du massif rocheux. La récupération d'une partie du minerai présent dans les piliers verticaux laissés en place ne semble donc pas possible avec le design retenu par Niobec dans le cadre de cette étude pour poursuivre l'exploitation de la mine. La récupération d'une partie du minerai présent dans les piliers verticaux laissés en place est peut-être possible mais d'autres études devront être réalisées pour le confirmer. Ainsi, il faudrait déterminer les configurations optimales par rapport à la taille des piliers et des chantiers, permettant d'assurer la sécurité des travailleurs et le bon fonctionnement des opérations pour la poursuite des travaux de minage, tout en demeurant intéressantes d'un point de vue économique pour la Mine.

Une approche 2D a été choisie pour mener cette étude. Cette démarche était raisonnable et a permis d'obtenir des résultats très utiles et pertinents. Elle devrait cependant être suivie d'une étude effectuée avec une modélisation 3D qui utiliserait des modèles possiblement plus près de la réalité pour être à même de discuter des résultats et de l'impact de l'une ou l'autre des approches sur ceux-ci. De plus, les possibilités de calcul qu'offre FLAC-2D n'ont pas toutes été utilisées dans le cadre des travaux réalisés puisque la maîtrise du logiciel n'est accessible qu'avec le support de ses concepteurs. Le travail effectué dans le cadre de cette maîtrise a permis d'obtenir un modèle numérique de base qui pourra servir pour d'autres projets où d'autres fonctions plus élaborées du logiciel pourront être utilisées. L'inclusion des paramètres post-rupture de la roche, par exemple, permettrait d'obtenir des résultats plus justes par rapport au comportement du massif rocheux.

Enfin, une suite pertinente au projet serait de mener des rétro-analyses basées sur des mesures prises sur le terrain ou sur les effondrements survenus dans le passé afin d'ajuster les paramètres du massif rocheux considérés lors de la modélisation numérique pour obtenir des résultats plus réalistes encore.

CHAPITRE 8

CONCLUSION

Selon les résultats obtenus des modélisations, la méthode de minage et la géométrie retenues par Niobec dans le cadre de cette étude pour poursuivre l'exploitation de la mine ne semblent pas permettre d'assurer la stabilité des ouvrages souterrains. Les résultats du modèle numérique développé suggèrent que le remblayage des chantiers souterrains avec les rejets d'exploitation ne semble pas non plus avoir un effet suffisant sur la stabilité des ouvertures créées dans le massif rocheux pour permettre la récupération d'une partie du minerai présent au centre des piliers verticaux laissés en place entre celles-ci. La récupération d'une partie du minerai présent dans les piliers verticaux est peut-être possible mais d'autres études devront être réalisées afin de déterminer quelles sont les configurations optimales par rapport à la taille des piliers et des chantiers qui permettent d'assurer la stabilité de la mine et qui demeurent intéressantes d'un point de vue économique pour la Mine.

La largeur des bandes de roc laissées en place entre les chantiers primaires et les excavations créées au centre des piliers n'est pas suffisante pour assurer la stabilité des niveaux V, VI et VII de la mine. La valeur limite de l'indicateur d'instabilité *BSR* n'a pas été dépassée. Cependant, la rupture en voûte du toit des chantiers et celle des piliers risque certainement de se produire en raison de la densité de la fracturation présente dans le massif rocheux et de l'amplitude des contraintes en tension observées à la suite de l'extraction de la carbonatite du cœur des piliers. Les valeurs calculées de contrainte en tension varient entre 0 et 0,75 MPa pour les niveaux V et VI de la mine, tandis que pour le niveau VII, elles varient entre 0,25 et 1 MPa dans les piliers verticaux, et entre 0,75 et 1,3 MPa au-dessus du toit des chantiers primaires et secondaires. La valeur limite de 0,9 MPa déterminée par la résistance en traction de la roche est donc dépassée. De plus, les dommages au toit des chantiers, causés par les contraintes en tension qui s'y développent, fragilisent la partie supérieure des piliers dont la section est également sollicitée en traction entre les chantiers. Les résistances en compression uniaxiale et globale déterminées pour le massif rocheux de la mine Niobec sont aussi dépassées à plusieurs occasions.

Les résultats obtenus montrent également que l'augmentation des contraintes en place dans le septième bloc minier ne permet pas de poursuivre l'exploitation du gisement à cette profondeur en conservant la méthode d'extraction actuellement employée par la Mine pour abattre la roche, qui laisse une largeur de pilier de 25 mètres. Les résistances en compression uniaxiale et globale sont dépassées à certains endroits et des valeurs de contrainte en tension supérieures à 0,9 MPa traversent le pilier central du modèle. Il est toutefois important de rappeler que la réalisation d'une campagne de mesure supplémentaire des contraintes *in situ* sous le niveau 732 mètres (2400 pieds) permettrait de dresser un portrait plus juste de l'évolution de ces dernières dans les niveaux inférieurs de la mine et de valider les résultats obtenus.

LISTE DE RÉFÉRENCES

- ASTM international. (1970). *Annual book of ASTM standards*, American Society for Testing of Materials, Philadelphie.
- Arjang, B., & Herget, G. (1997). In situ ground stresses in the Canadian hardrock mines: an update. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 34(3), 1-15.
- Armatys, M. (2012). *Modification des classifications géomécaniques pour les massifs rocheux schisteux*. (Mémoire de maîtrise). École Polytechnique de Montréal, Montréal, Qc.
- ASTM Standard D2938-95. 1995 (2002). Standard Test Method for Unconfined Compressive Strength of Intact Rock Core Specimens (Withdrawn 2005). ASTM International, West Conshohocken, PA, 2006.
- ASTM Standard D3148-02. (2002). Standard Test Method for Elastic Moduli of Intact Rock Core Specimens in Uniaxial Compression (Withdrawn 2005). ASTM International, West Conshohocken, PA, 2002.
- ASTM Standard D2664-04. (2004). Standard Test Method for Triaxial Compressive Strength of Undrained Rock Core Specimens Without Pore Pressure Measurements (Withdrawn 2005). ASTM International, West Conshohocken, PA, 2004.
- ASTM Standard D3967-08. (2008). Standard Test Method for Splitting Tensile Strength of Intact Rock Core Specimens. ASTM International, West Conshohocken, PA, 2008.
- ASTM Standard D5607-08. (2008). Standard Test Method for Performing Laboratory Direct Shear Strength Tests of Rock Specimens Under Constant Normal Force. ASTM International, West Conshohocken, PA, 2008.
- 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*, 1, 1157-1164.

- Aubertin, M., Li, L., Belem, T., & Simon, R. (2008). Évaluation des pressions dans les chantiers remblayés et sur les barricades. Paper presented at the Proceedings of the Symposium Rouyn-Noranda: Mines and the Environment, Rouyn-Noranda, Que.
- Aubertin, M., Li, L., Belem, T., Simon, R., Harvey, A., James, M., & Bussière, B. (2005). Méthodes d'estimation des pressions induites dans les chantiers remblayés. Paper presented at the Proceedings of the Symposium Mines and the Environment, Rouyn-Noranda, Que.
- Barton, N., Lien, R., & Lunde, J. (1974). Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support. *Rock mechanics*, 6(4), 189-236.
- Belem, T., Benzaazoua, M., & Bussière, B. (2000). Mechanical behaviour of cemented paste backfill. Paper presented at the Proceedings of 53rd Canadian Geotechnical Conference, Montreal, Que.
- Benzaazoua, M., Belem, T., Bussière, B., & Ouellet, S. (2002). Évolution des propriétés des remblais en pâte: principaux paramètres d'influence. 17e Colloque en contrôle de terrain de l'AMQ; 19-20 mars 2002, Val-d'Or, Qc.
- Benzaazoua, M., Bois, D., Belem, T., Gauthier, P., Ouellet, S., Fall, M., & St-Onge, J.-F. (2005). Remblais souterrains, évolution des connaissances et de la pratique. 20e Colloque en contrôle de terrain de l'AMQ; 22-23 mars 2005, Val-d'Or, Qc.
- Bétournay, M.C., Gorsky, B., & Situm, M. (1986). Tetrauville limestone of the Niobec crown pillars comparison of strength and deformation properties from various tests. Division Report M&ET/MRL 86-144 (TR), Mining Research Laboratories, CANMET, Energy, Mines and Resources Ottawa, Canada, 14 p. Contrôle de terrains.
- Brady, B. H. G., & Brown, E. T. (2006). *Rock Mechanics for underground mining*. (3rd ed.). Dordrecht, The Netherlands: Springer.
- Brown, E., & Hoek, E. (1978). Trends in relationships between measured in-situ stresses and depth. Paper presented at the International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts. 15, 211-215.

- CERM-PACES. (2013). *Résultats du programme d'acquisition de connaissances sur les eaux souterraines du Saguenay-Lac-Saint-Jean*. Centre d'études sur les ressources minérales, Université du Québec à Chicoutimi, Chicoutimi, Qc. 248 p.; 3 annexes; 29 cartes.
- Charette, F., & Hadjigeorgiou, J. (2009). *Guide pratique du soutènement minier*. (2e éd.). Sainte-Foy, Qc: Association minière du Québec.
- Comité français de mécanique des roches (CFMR), Homand, F., & Duffaut, P. (2000). *Manuel de mécanique des roches*. Paris: Les presses de l'École des mines.
- Corthésy, R. (2000a). *Investigation géomécanique du 3e bloc minier : essais en laboratoire - Mine Niobec*. Centre de développement technologique de l'École Polytechnique. Montréal, Qc.
- Corthésy, R. (2000b). *Mesure des contraintes In-situ : Mine Niobec*. Centre de développement technologique de l'École Polytechnique. Montréal, Qc.
- Corthésy, R., & Leite, M. H. (2013a). *Mesures des contraintes In-situ : Mine Niobec*. Centre de développement technologique de l'École Polytechnique. Montréal, Qc.
- Corthésy, R., & Leite, M. H. (2013b). *Mesures des contraintes In-situ, Mine Niobec – Niveau 2400*. Centre de développement technologique de l'École Polytechnique. Montréal, Qc.
- Desbiens, S. (1997). *Étude géomécanique du massif de carbonatite de la Mine Niobec au niveau 1000 et analyse de stabilité*. (Projet de fin d'études). Université du Québec à Chicoutimi, Chicoutimi, Qc, 115 p.
- Eberhardt, E. (2012). The hoek–brown failure criterion. *Rock mechanics and rock engineering*, 45(6), 981-988.
- Fairhurst, C. (2003). Stress estimation in rock: a brief history and review. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 40(7–8), 957-973. doi: <http://dx.doi.org/10.1016/j.ijrmms.2003.07.002>
- Frenette, P. (2001). *Dimensionnement des excavations à la Mine Niobec à l'aide du logiciel FLAC 3D*. (Mémoire de maîtrise). École Polytechnique de Montréal, Montréal, Qc, 123 p.

- Golder. (2012a). *Review of Mechanical Properties of Different Rock Units at Niobec Mine*. Project 001-11-1221-0087 MTA Rev0, February.
- Golder. (2012b). *Review of In Situ Stress Measurement at Niobec Mine*. Project 002-11-1221-0087 MTA Rev0, February.
- Golder. (2012c). *Review of Structural Data Analysis at Niobec Mine*. Project 003-11-1221-0087 MTA Rev0, February.
- Golder. (2012d). *Geomechanical Classification of Rock Masses at Niobec Mine*. Project 004-11-1221-0087 MTA Rev0, February.
- Grenon, M., (2013). *Essais de laboratoire – Résistance en compression uniaxiale – Résistance en tension indirecte*. Laboratoire de mécanique des roches (LMR), Université Laval, Qc, 116 p.
- Hamrin, H. (2001). Underground mining methods and applications. *Underground Mining Methods: Engineering Fundamentals and International Case Studies*, (pp. 3-14). USA, Littleton: Society of Mining, Metallurgy and Exploration.
- Hauquin, T. (2016). *La rupture brutale des piliers conditionne-t-elle les effondrements miniers ? : approches énergétiques par modélisation numérique*. (Thèse de doctorat). Université de Lorraine, France.
- Herget, G. (1974). Ground stress determinations in Canada. *Rock mechanics*, 6(1), 53-64.
- Herget, G. (1987). Stress assumptions for underground excavations in the canadian shield. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 24(1), 95-97. doi:[http://dx.doi.org/10.1016/0148-9062\(87\)91238-1](http://dx.doi.org/10.1016/0148-9062(87)91238-1)
- Hoek, E. (1988). The Hoek-Brown failure criterion - a 1988 update. *Paper presented at the Proceedings of 15th Canadian Rock Mechanics Symposium*. Toronto.
- Hoek, E. (2000). *Practical rock engineering*. <https://www.rocscience.com/learning/hoek-s-corner>

- Hoek, E. (2005). *Uniaxial compressive strength versus Global strength in the Hoek-Brown criterion*.
<https://www.rocscience.com/documents/pdfs/uploads/8368.pdf>
- Hoek, E., & Brown, E. T. (1980). *Underground excavations in rock*. London: Institution of Mining and Metallurgy.
- Hoek, E., & Brown, E. T. (1997). Practical estimates of rock mass strength. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 34(8), 1165-1186. doi:[http://dx.doi.org/10.1016/S1365-1609\(97\)80069-X](http://dx.doi.org/10.1016/S1365-1609(97)80069-X)
- Hoek, E., Carranza-Torres, C., & Corkum, B. (2002). Hoek-Brown failure criterion - 2002 edition. *Proceedings of NARMS-TAC; Toronto 2002*, 1, 267-273.
- Hoek, E., & Diederichs, M. S. (2006). Empirical estimation of rock mass modulus. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 43(2), 203-215. doi:<http://dx.doi.org/10.1016/j.ijrmms.2005.06.005>
- Hoek, E., Kaiser, P. K., & Bawden, W. F. (1995). *Support of underground excavations in hard rock: Rotterdam, Ne ; Brookfield, Vt A.A. Balkema*.
- Hoek, E., & Marinos, P. (2007). A brief history of the development of the Hoek-Brown failure criterion. *Soils and Rocks*, 2, November 2007.
- Homand, F., & Duffaut, P. (2000). *Manuel de mécanique des roches*. Paris: Les presses de l'École des mines.
- Itasca. (2014). *Geomechanical Feasibility Analyses of Caving at Niobec Mine*. Ref.13-2768-62, February.
- Itasca. (2015). *FLAC - Fast Lagrangian analysis of continua*. Itasca Consulting Group Inc., Minneapolis, Minn.
- Kaiser, P., Diederichs, M., Martin, C., Sharp, J., & Steiner, W. (2000). *Underground works in hard rock tunnelling and mining*. Paper presented at the ISRM International Symposium. 1-87.

- Labrie, D. (1987). *Étude de stabilité à la mine Niobec*. Projet STM-526, Centre de Recherches Minérales, Supplément No. 4 : Essais en laboratoire.
- Labrie, D. (1997). *Caractérisation et instrumentation du pilier horizontal situé entre les niveaux 600 et 700 de la zone 102 à la mine Niobec*. Rapport LMSM 96-083 (RC), Laboratoires de recherche minière, CANMET, Énergie, Mines et Ressources Canada, Ottawa.
- Labrie, D., & Conlon, B. (2005). Essais de compression sur le matériau de la mine Niobec, Saint-Honoré (Saguenay), Québec - résultats finaux. Projet 603 017. 9 p.
- Lajoie, P.-L. (2010). *Caractérisation du massif de carbonatite de la mine Niobec sous le niveau 1000 et analyse de la stabilité du pilier de niveau*. (Mémoire de maîtrise). Université du Québec à Chicoutimi, Chicoutimi, Qc. 403 p.
- Li, L., & Aubertin, M. (2008). An improved analytical solution to estimate the stress state in subvertical backfilled stopes. *Canadian Geotechnical Journal*, 45(10), 1487-1496.
- Li, L., & Aubertin, M. (2009). Horizontal pressure on barricades for backfilled stopes. Part I: Fully drained conditions. *Canadian Geotechnical Journal*, 46(1), 37-46.
- Li, L., Aubertin, M., Simon, R., Bussière, B., & Belem, T. (2003). Modeling arching effects in narrow backfilled stopes with FLAC. Paper presented at the Proceedings of the 3rd international symposium on FLAC & FLAC 3D numerical modelling in Geomechanics, Ontario, Canada.
- Ljunggren, C., Chang, Y., Janson, T., & Christiansson, R. (2003). An overview of rock stress measurement methods. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 40(7-8), 975-989. doi:<http://dx.doi.org/10.1016/j.ijrmms.2003.07.003>
- Maloney, S., Kaiser, P., & Vorauer, A. (2006). A reassessment of in situ stresses in the Canadian Shield. Paper presented at the Golden Rocks 2006 : The 41st US Symposium on Rock Mechanics (USRMS).
- Marinos, P., & Hoek, E. (2000). GSI: a geologically friendly tool for rock mass strength estimation. Proc. GeoEng2000 Conference, Melbourne. 1422-1442.

- Martin, C., Kaiser, P., & Christiansson, R. (2003). Stress, instability and design of underground excavations. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 40(7), 1027-1047.
- Martin, C. D., & Chandler, N. A. (1993). Stress heterogeneity and geological structures. Paper presented at the International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts.
- Martin, F. (2007). *Apport des lois d'endommagement continues pour la conception des ouvrages souterrains et la hiérarchisation des comportements rocheux*. (Thèse de doctorat). École normale supérieure de Cachan-ENS Cachan, France.
- Mestat, P. (1998). État de contraintes initiales dans les sols et calcul par éléments finis. *Bulletin-laboratoires des ponts et chaussées*, 15-32.
- Rocscience. (2017). RocData 5.0. Toronto, Canada.
- Rocscience. (2018). Dips 7.0. Toronto, Canada.
- Shnorhokian, S., Mitri, H. S., & Moreau-Verlaan, L. (2015). Stability assessment of stope sequence scenarios in a diminishing ore pillar. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 74, 103-118.
- Thivierge, S., Roy, D.-W., Chown, E., & Gauthier, A. (1983). Évolution du Complexe alcalin de St.-Honoré (Québec) après sa mise en place. *Mineralium Deposita*, 18(2), 267-283.
- Touitou, D. (2002). *Apport de la modélisation et de l'instrumentation dans l'analyse de la stabilité et de la déformation à long terme d'un massif granitique: Application aux talus de grande hauteur de l'écluse à bateaux permanente au barrage des Trois Gorges (Chine)*. (Thèse de doctorat). École des Ponts ParisTech, France.
- Tremblay, D. (1993). Caractérisation hydrogéologique du massif rocheux à la Mine Niobec, St-Honoré, Québec. (Mémoire de maîtrise). Université du Québec à Chicoutimi, Chicoutimi, Qc. 182 p. Repéré à <http://constellation.uqac.ca/1383/>

ANNEXE A

**REVUE DES CAMPAGNES D'ESSAIS EN LABORATOIRE MENÉES PAR D'AUTRES AUTEURS
POUR DÉTERMINER LES PROPRIÉTÉS MÉCANIQUES DE LA ROCHE**

A.1. CAMPAGNE D'ESSAIS MÉCANIQUES RÉALISÉE PAR BÉTOURNAY (1986)

Des essais en laboratoire ont été réalisés sur des éprouvettes du Calcaire de Trenton provenant du pilier horizontal de surface afin d'évaluer les paramètres mécaniques de cette unité géologique. Des essais Brésilien et de flexion ont été réalisés sur trente-deux éprouvettes afin de déterminer la résistance moyenne en tension du calcaire Tétrauville. Les essais de flexion permettent de solliciter, en compression et en tension, les éprouvettes testées. La charge appliquée aux éprouvettes posées à l'horizontal sur deux appuis permet effectivement de comprimer la partie supérieure des éprouvettes et de tendre la partie inférieure. Cette façon de solliciter les éprouvettes reproduit la sollicitation qui peut être exercée sur le pilier de surface et permet ainsi d'étudier l'effet de la gravité sur son comportement. Les essais Brésilien ont été réalisés à seule fin de comparer les résultats obtenus avec ceux des essais de flexion.

Les éprouvettes utilisées pour les essais Brésilien et de compression uniaxiale ont été préparées de façon à ce que la charge soit appliquée parallèlement ou perpendiculairement à l'orientation du litage. Dans le cas des essais de flexion, la charge a toutefois uniquement été appliquée perpendiculairement à l'orientation du litage et une résistance moyenne en tension de 6,10 MPa a été calculée. La comparaison des résultats obtenus, suite aux essais Brésilien, a permis à Bétournay (1986) de constater que la résistance moyenne en tension des éprouvettes, dont l'orientation du litage était perpendiculaire à la charge appliquée, est légèrement plus grande que celle des éprouvettes dont l'orientation du litage était parallèle à la charge appliquée. Les résistances obtenues sont respectivement de 6,04 MPa et 5,64 MPa. La résistance moyenne en tension des éprouvettes testées en flexion est, quant à elle, presque égale à celle calculée à partir des résultats des essais Brésilien effectués avec une charge perpendiculaire à l'orientation du litage. Les échantillons testés en flexion comportaient plusieurs couches de schiste comparativement à ceux préparés pour les essais Brésilien. Cependant, comme la rupture des éprouvettes s'est faite selon un plan vertical dans la plupart des cas, il ne semble pas y avoir de plan de faiblesse dû au litage. Par conséquent, Bétournay (1986) conclut que les deux types d'essais pour déterminer la résistance en tension du calcaire conviennent et donnent des résultats adéquats.

Les résistances moyennes en compression uniaxiale des éprouvettes dont l'orientation du litage est soit perpendiculaire à la charge appliquée, soit parallèle à la charge appliquée, sont

respectivement égales à 93,0 et 91,5 MPa. Tout comme pour les résultats obtenus suite aux essais de résistance en tension, les valeurs des résistances moyennes en compression uniaxiale ne changent pas d'une orientation de lit à l'autre. Cependant, la dispersion des valeurs autour de la moyenne est moins étroite pour les résultats des essais de compression uniaxiale et diamétrale effectués en appliquant une charge parallèle à l'orientation du litage. Le ratio de la résistance en compression du calcaire Tétrauville sur sa résistance en tension est égal à 15,8.

Les modules d'élasticité en compression et en flexion ont également été déterminés pour les cas où la charge appliquée sur les éprouvettes était perpendiculaire à l'orientation du litage. Les valeurs obtenues pour chacun des modules sont respectivement de 25,9 et 0,25 GPa; ce qui donne un ratio égal à 103,8. Le coefficient de Poisson déterminé à partir des résultats des essais en compression uniaxiale est, quant à lui, égal à 0,16. Ainsi, à la lumière des résultats obtenus suite aux essais effectués, Bétournay (1986) a pu conclure que le calcaire de Tétrauville se comporte d'une façon rigide et massive. Ses observations lui ont permis, entre autres, de constater que le litage n'est pas à l'origine de plans de faiblesse dans les éprouvettes testées et que la résistance en compression est quinze fois supérieure à celle en tension.

A.2. CAMPAGNE D'ESSAIS MÉCANIQUES RÉALISÉE PAR LABRIE (1987)

Plusieurs essais en laboratoire ont été effectués au cours de l'automne 1985 et de l'hiver 1986 sur des échantillons de roche provenant de trois forages traversant deux zones minéralisées réalisés aux niveaux 137, 183 et 259 mètres (450, 600 et 850 pieds) dans le cadre du projet mené par le Centre de recherches minérales (CRM) concernant l'étude de stabilité à la mine Niobec. Le rapport préparé et rédigé par Labrie (1987) présente les essais auxquels les échantillons ont été soumis ainsi que les résultats obtenus et leur interprétation. Les forages *MR1* et *MR2*, réalisés dans la zone 2, traversent les lentilles 201 et 203 à une profondeur de 259 et 183 mètres (850 et 600 pieds) respectivement. Le forage *MR3*, implanté dans la zone 1, traverse la lentille 102 à partir du niveau 137 mètres (450 pieds) et s'arrête à l'intérieur de la lentille 101. Les différentes lithologies traversées par les forages ont permis de répartir les échantillons prélevés à partir de ces derniers en cinq groupes se distinguant par la composition minéralogique de la roche : C5, C3, C3C, C3N et Sy. Il est à noter que le code géologique C3 a cependant été changé pour C3A depuis (G. Alauzet-Brouard, communication personnelle, 2015).

Au total, deux cent quatre-vingt-un essais ont été réalisés soit soixante-dix-neuf essais de compression uniaxiale, cent cinquante-cinq essais de compression diamétrale, quatorze essais de compression triaxiale, cinq essais de cisaillement direct, seize essais pour déterminer l'angle de frottement au repos et douze essais de déformabilité. Les résultats des essais n'ont cependant pas tous été considérés dans les calculs de la résistance de la roche intacte et à l'échelle du massif. Les forages réalisés étaient de calibre HQ3. Par conséquent, le diamètre des éprouvettes testées oscillait autour de 61,1 mm.

La résistance en tension de la roche a été déterminée en effectuant des essais de compression diamétrale sur les éprouvettes préparées à cette fin. Sur les cent cinquante-cinq essais de compression diamétrale réalisés, cent quarante-cinq ont été considérés pour déterminer la résistance en tension de la roche. Les résistances moyennes en tension pour chacun des forages et chacun des matériaux ont été calculées et une résistance en tension moyenne variant entre 4,9 et 10,7 MPa a été obtenue suivant le type de roche testé. La même séparation des résultats a été effectuée pour les essais de compression uniaxiale. Les résistances moyennes en compression uniaxiale calculées varient entre 46,4 et 163,4 MPa. Sur les soixante-dix-neuf essais en compression uniaxiale réalisés, sept ont été rejetés.

La pression de confinement appliquée aux éprouvettes au cours des essais en compression triaxiale oscillait autour de 14,5 MPa. Les résultats des essais ont été portés sur des graphiques pour chacun des forages et chacun des matériaux. Les valeurs moyennes calculées pour les résistances en compression uniaxiale et en tension ont aussi été ajoutées à ces derniers. Afin de déterminer les valeurs des paramètres concernant la cohésion (c) et l'angle de frottement (φ) du critère de rupture de Mohr-Coulomb pour chacune des lithologies identifiées, les cercles de contrainte ont été tracés dans un premier temps dans un graphique représentant la résistance au cisaillement en fonction de la contrainte normale. Les valeurs des paramètres ont alors pu être déduites des droites tangentes aux cercles tracés. Dans un second temps, une régression linéaire a été effectuée sur les résultats des essais portés dans un graphique représentant la contrainte maximale en fonction de la pression de confinement appliquée sur les éprouvettes pour déterminer les valeurs des coefficients m et s du critère de rupture de Hoek & Brown. Les résultats obtenus pour les matériaux testés sont présentés dans les tableaux 9 et 10 du rapport préparé par Labrie (1987). Les paramètres des critères de rupture pour la roche intacte ont aussi été ajustés

pour étendre leur application à l'échelle du massif rocheux. Les ajustements apportés aux paramètres m et s du critère de rupture de Hoek & Brown ont été définis en fonction de l'indice de qualité Q ou du RMR du massif rocheux. Les paramètres c et φ pour le massif rocheux ont alors pu être déterminés à partir de la nouvelle courbe-enveloppe définie par les paramètres m et s ajustés pour le massif rocheux.

Les modules de déformation élastique calculés ont été regroupés de façon à obtenir une valeur moyenne pour chacun des matériaux testés. Labrie (1987) a observé que la valeur du module de Young décroît avec l'importance que prennent les minéraux accessoires dans la composition du matériau et le degré de métamorphisme ou d'altération qui l'entoure. Il a également observé que le coefficient de Poisson ne peut être relié à la quantité de minéraux accessoires ou au degré d'altération du matériau. Ainsi, le module de Young de la roche varie entre 36,6 et 79,8 GPa et le coefficient de Poisson entre 0,22 et 0,35. Des corrections ont également été apportées aux résultats des essais de déformabilité afin d'étendre les résultats obtenus pour le module de Young à l'échelle du massif. L'extrapolation des résultats peut se faire par un calcul tenant compte de la fracturation (RQD) du massif rocheux ou par un calcul basé sur l'indice RMR ou l'indice de qualité Q du massif. C'est la seconde méthode qui a été retenue par Labrie (1987).

Finalement, les essais de cisaillement réalisés ont permis d'étudier le comportement au cisaillement des discontinuités et de mesurer un angle de frottement variant entre 29 et 41° pour ces dernières. Également, les angles d'inclinaison, nécessaires pour entraîner le glissement relatifs par l'action de la gravité des épontes des échantillons comportant des discontinuités naturelles, ont été notés. Les angles ainsi mesurés correspondent aux angles de frottement au repos. Le critère de Barton-Bandis a ensuite été utilisé pour présenter la résistance au cisaillement des discontinuités sous la forme du critère de Mohr-Coulomb. Les résultats obtenus ont été corrigés pour tenir compte de l'effet d'échelle puisque les discontinuités testées avaient une longueur de 6 à 10 cm et que l'espacement moyen mesuré entre ces dernières était égal à un mètre.

A.3. CAMPAGNE D'ESSAIS MÉCANIQUES RÉALISÉE PAR LABRIE (1997)

La dégradation du toit des chantiers 102-17, 102-21 et 102-23 a entraîné la création d'une voûte importante au droit de ceux-ci qui a réduit l'épaisseur du pilier horizontal entre les sections

235+00 E et 237+00 E à 7,5 mètres. L'épaisseur du pilier à cet endroit devait être de 30 mètres. Par conséquent, afin de suivre l'évolution des contraintes dans le secteur des chantiers de la zone 102 du second bloc minier et de comprendre ce qui a causé la dégradation de leur toit, des travaux de caractérisation et d'instrumentation du pilier horizontal entre les niveaux 183 et 213 mètres (600 et 700 pieds) de la zone 102 de la mine ont été réalisés au cours de l'été 1996. Ainsi, trois forages de calibre N ont été effectués à partir des galeries du niveau 183 mètres (600 pieds) vers le cœur du pilier horizontal séparant les premier et deuxième blocs miniers. Les forages ont été réalisés selon un plan vertical sur une longueur d'environ 20 mètres vers le centre du pilier. L'espacement entre les forages variait entre 100 et 125 mètres.

Des essais au dilatomètre ont été effectués dans un premier temps dans les forages réalisés pour connaître le module de déformation en place du matériau. Des senseurs triaxiaux à corde vibrante ont par la suite été mis en place dans ces derniers pour suivre l'évolution des contraintes dans le secteur de la zone 102. Des échantillons ont également été préparés à partir des carottes recueillies pour chacun des forages afin de réaliser différents essais en laboratoire pour déterminer les propriétés de la roche. Pour chaque forage, deux échantillons ont été choisis parmi les lithologies dominantes ayant été traversées par les carottes. Entre six et huit éprouvettes ont été préparées à partir de chaque échantillon. Au total, six éprouvettes ont été testées en compression uniaxiale, douze en compression triaxiale à des pressions de confinement de 10 et 20 MPa et vingt-cinq en compression diamétrale. Les déformations des éprouvettes en compressions uniaxiale et triaxiale ont été mesurées à l'aide de jauges mécaniques et électriques. Seules les déformations enregistrées par les jauges électriques ont toutefois été retenues pour calculer les modules de Young et les coefficients de Poisson des éprouvettes testées. Les modules de Young moyens déterminés à partir des résultats des essais de compression uniaxiale pour la syénite et la carbonatite sont d'environ 50 et 75 GPa. La valeur moyenne du coefficient de Poisson varie, quant à elle, entre 0,30 et 0,35. Les modules de déformation élastique déterminés pour les essais de compression triaxiale effectués sont comparables à ceux déterminés pour les essais uniaxiaux. Les coefficients de Poisson sont cependant légèrement plus faibles. La résistance de la roche en compression uniaxiale varie entre 80 et 200 MPa alors que la résistance en tension varie entre 8 et 11 MPa. Les résultats des essais triaxiaux ont été utilisés afin de déterminer les paramètres et de tracer les courbes-enveloppes du critère de rupture de Hoek & Brown. Il n'est cependant pas possible de connaître les valeurs des paramètres déterminés ainsi que les conclusions par rapport

à l'interprétation des résultats des essais triaxiaux puisque les pages du rapport, préparé par Labrie (1997), présentant ces détails, sont manquantes.

A.4. CAMPAGNE D'ESSAIS MÉCANIQUES RÉALISÉE PAR DESBIENS (1997)

Plusieurs essais en vue de déterminer les propriétés mécaniques de la roche dans le pilier horizontal du niveau 305 mètres (1000 pieds) ont été réalisés par Desbiens (1997). Les échantillons à partir desquels les essais ont pu être réalisés proviennent des forages F-9601, F-9602 et F-9603 de calibre NQ effectués dans le pilier horizontal compris entre les deuxième et troisième blocs d'exploitation. La carbonatite blanche est la principale lithologie qui a été traversée par les 255 mètres de forage effectués. La carbonatite dolomitique rosée, la carbonatite dolomitique rouge brique et la syénite bréchique ont également été recoupées dans des proportions moindres par les forages. La minéralogie des échantillons prélevés a permis de classer ces derniers selon seize groupes différents comportant chacun entre deux et neuf échantillons de même composition. L'élongation des éprouvettes testées en compressions uniaxiale et triaxiale est de 2,0.

Des essais Brésilien et de flexion ont été réalisés sur deux groupes de seize échantillons de minéralogies différentes afin de déterminer la résistance moyenne en tension de la roche. Celle-ci est de 7,093 MPa selon les résultats obtenus suite aux essais Brésilien tandis qu'elle est de 11,053 MPa selon ceux obtenus suite aux essais de flexion. Une valeur moyenne de résistance en compression uniaxiale de 115,194 MPa a, quant à elle, été déterminée suite à la réalisation de trente-cinq essais uniaxiaux. Des essais triaxiaux ont été effectués sur trente et un échantillons avec des pressions de confinement de 6,9; 20,7; 34,5 et 48,3 MPa. Les courbes-enveloppes de rupture de Mohr ont été tracées à partir des résultats obtenus pour les essais de compression uniaxiale et triaxiale et pour les essais de tension. Les diagrammes de Mohr ont été tracés à partir des résultats des essais effectués sur des échantillons appartenant à sept groupes minéralogiques différents.

Les essais de déformabilité permettant d'obtenir les courbes contrainte-déformation et les courbes de déformation axiale et de déformation latérale pour calculer respectivement le module d'élasticité et le coefficient de Poisson de la roche intacte, ont été réalisés sur dix-sept échantillons de compositions minéralogiques variées. Les valeurs indiquées dans le tableau résumant les résultats obtenus par Desbiens pour les différentes courbes, correspondent à la moyenne des

résultats pour plusieurs échantillons de même minéralogie. Cela signifie que Desbiens a effectué la moyenne des déformations enregistrées pour les essais effectués sur les échantillons de même minéralogie avant de déterminer les propriétés élastiques de ces derniers; or, il est préférable d'évaluer les propriétés élastiques de chacun des échantillons et d'effectuer une moyenne des résultats par la suite (annexe B).

Les essais Brésilien et de flexion permettent d'évaluer indirectement la résistance en tension de la roche. L'écart qui peut être constaté entre les deux valeurs moyennes calculées est dû à la taille des échantillons utilisés et à l'influence que la granulométrie, la présence de fissures ou encore l'hétérogénéité des échantillons peuvent avoir sur les résultats obtenus à l'aide de l'une ou l'autre des méthodes. La résistance de la carbonatite ne semble pas être sensiblement affectée par la pseudo foliation engendrée par l'altération hématitique remarquée sur plusieurs des échantillons testés. Les hétérogénéités, les fissures et les altérations observées dans les échantillons de syénite expliquent les différences entre les résultats des essais effectués sur la carbonatite et la syénite. Toutefois, ces dernières ne sont pas assez importantes pour qu'il soit nécessaire de faire une distinction entre la carbonatite et la syénite (Desbiens, 1997).

L'analyse des résultats pour les essais de flexion et de déformabilité présentés dans l'annexe 3 du mémoire rédigé par Desbiens (1997) dans le cadre de son projet de fin d'études a permis de constater que deux échantillons listés dans ses tableaux de résultats sont mal identifiés. La description des échantillons dans l'annexe 2 de son mémoire a permis de constater que l'échantillon SD-9609 D1 du forage F-9602 identifié dans le tableau présentant les résultats des essais de flexion devrait plutôt être l'échantillon SD-9609 D2 du forage F-9602. L'échantillon SD-9602 du forage F-9603 identifié dans le tableau présentant les résultats des essais de déformabilité devrait, quant à lui, plutôt être l'échantillon SD-9601 du forage F-9603. Également, quelques variations au niveau des minéralogies identifiées ont pu être constatées de la même façon. Les compositions minéralogiques indiquées pour les échantillons SD-9603 B3 et SD-9611 E2 dans le tableau des résultats pour les essais triaxiaux ainsi que celles spécifiées pour les échantillons SD-9601 et SD-9612 dans le tableau des résultats pour les essais de déformabilité présentés dans l'annexe 3 ne sont pas les mêmes que celles mentionnées dans la description des échantillons de l'annexe 2. Les changements à apporter aux tableaux de résultats préparés par Desbiens (1997) sont présentés dans les tableaux A.1 et A.2 qui suivent.

TABLEAU A.1 : RÉSULTATS DES ESSAIS DE FLEXION RÉALISÉS PAR DESBIENS, 1997

Échantillon	Forage	Position dans le forage [pi]		Géologie	* Hauteur [po]	Diamètre [po]	** Charge [lbf]	To [psi]	To [MPa]
		De	À						
SD-9601 A	F-9603	162,1	163,5	C5A	4,275	1,875	1960	3236,897	22,323
SD-9602 A	F-9603	3,6	4,2	C3B(a)	4,275	1,875	1360	2246,010	15,490
SD-9603 A	F-9603	36,3	36,9	C5N	4,275	1,875	1275	2105,634	14,522
SD-9604 A	F-9603	71	71,6	Sy(a) p5%C5	4,275	1,875	1265	2089,120	14,408
SD-9605 A	F-9603	110,8	111,4	C3N(a)	4,275	1,875	1250	2064,347	14,237
SD-9606 A	F-9603	195,6	196	C3N(bio)	4,275	1,875	455	751,422	5,182
SD-9607 C	F-9603	238,8	239,5	Sy(a) p5%C5	4,275	1,875	1035	1709,280	11,788
SD-9608 C	F-9602	5,6	6,1	C3N(a)	4,275	1,875	690	1139,520	7,859
SD-9609 D1	F-9602	70,9	71	C3NB	4,275	1,875	875	1445,043	9,966
SD-9610 G1	F-9602	231,2	231,7	Sy(i)	4,275	1,875	632	1043,734	7,198
SD-9611 D	F-9602	207,8	208,4	C5N(bio)	4,275	1,875	100	165,148	1,139
SD-9612 G	F-9601	30,9	31,5	Sy(i)	4,275	1,875	1050	1734,052	11,959
SD-9613 D	F-9601	101,7	102,4	C5A	4,275	1,875	1650	2724,939	18,793
SD-9614 B	F-9601	131,6	132,1	C5B(apa)	4,275	1,875	560	924,828	6,378
SD-9615 D2	F-9601	241,2	241,7	C5 p35%Sy(a)	4,275	1,875	1120	1849,655	12,756
SD-9616 F	F-9601	306,3	306,7	C5NB	4,275	1,875	250	412,869	2,847

* Les échantillons devraient avoir une longueur minimale de 13 cm (5 po). La valeur indiquée correspond à la distance entre les appuis du montage, soit 10.85 m (4.275 po).

** Les unités indiquées dans le tableau d'origine sont des lbs. Il devrait plutôt s'agir de lbf.

*** L'échantillon SD-9609 D1 du forage F-9602 identifié dans le tableau devrait plutôt être l'échantillon SD-9609 D2 du forage F-9602.

TABLEAU A.2 : RÉSULTATS DES ESSAIS TRIAXIAUX RÉALISÉS PAR DESBIENS, 1997

Échantillon	Forage	Position dans le forage [pi]		Géologie	Hauteur [po]	Diamètre [po]	σ_3 [MPa]	σ_1 [MPa]
		De	À					
SD-9601 F	F-9603	167,0	167,4	C5(apa)	3,750	1,875	6,897	163,849
SD-9601 C	F-9603	165,4	165,8	C5(apa)	3,750	1,875	20,690	293,480
SD-9601 D	F-9603	165,9	166,3	C5(apa)	3,750	1,875	34,483	334,692
SD-9601 E	F-9603	166,4	166,8	C5(apa)	3,750	1,875	48,276	454,581
SD-9603 G	F-9603	30,1	30,6	C5NA(a)	3,750	1,875	6,897	167,346
SD-9603 B1	F-9603	n/d	n/d	C5NA	3,750	1,875	20,690	277,244
SD-9603 B2	F-9603	n/d	n/d	C5NA	3,750	1,875	34,483	272,249
SD-9603 B3	F-9603	n/d	n/d	C5N(apa)	3,750	1,875	48,276	159,853
SD-9609 F1	F-9602	76,5	77,0	C3NB	3,750	1,875	6,897	212,304
SD-9609 F2	F-9602	77,0	77,4	C3NB	3,750	1,875	20,690	235,408
SD-9609 F3	F-9602	77,7	77,8	C3NB	3,750	1,875	34,483	307,217
SD-9609 F4	F-9602	77,8	78,2	C3NB	3,750	1,875	48,276	477,060
SD-9610 C	F-9602	176,8	177,5	Sy(i)	3,750	1,875	6,897	254,765
SD-9610 E1	F-9602	200,3	200,9	Sy(a)p40%C5	3,750	1,875	20,690	208,558
SD-9610 F	F-9602	226,9	227,5	Sy(i)	3,750	1,875	34,483	222,295
SD-9610 E2	F-9602	200,9	201,4	Sy(i)p15%C5	3,750	1,875	48,276	432,102
SD-9611 A2	F-9602	158,5	159,1	C5N(bio)	3,750	1,875	13,793	161,102
SD-9611 A1	F-9602	158,0	158,5	C5N	3,750	1,875	34,483	277,244
SD-9611 E2	F-9602	212,0	212,7	C5(bio)	3,750	1,875	48,276	249,020
SD-9612 C1	F-9601	13,4	13,8	Sy(a)	3,750	1,875	6,897	147,364
SD-9612 D1	F-9601	18,1	18,6	Sy(a)	3,750	1,875	20,690	250,269
SD-9612 C2	F-9601	13,8	14,2	Sy(a)	3,750	1,875	34,483	332,194
SD-9612 D2	F-9601	18,6	19,2	Sy(a)	3,750	1,875	48,276	374,655
SD-9614 D1	F-9601	185,0	185,7	C5B(apa)	3,750	1,875	6,897	220,297
SD-9614 D2	F-9601	185,7	186,4	C5B(bio)	3,750	1,875	20,690	198,317
SD-9614 D3	F-9601	186,4	186,9	C5B	3,750	1,875	34,483	349,678
SD-9614 D4	F-9601	187,3	187,8	C5B(bio)	3,750	1,875	48,276	359,669
SD-9616 A1	F-9601	289,4	290,0	C3NB	3,750	1,875	6,897	169,843
SD-9616 A2	F-9601	290,0	290,6	C3NB	3,750	1,875	20,690	367,162
SD-9616 A3	F-9601	290,6	291,2	C3NB	3,750	1,875	34,483	309,715
SD-9616 A4	F-9601	291,2	291,2	C3NB	3,750	1,875	48,276	349,678

* Les compositions minéralogiques indiquées pour les échantillons SD-9603 B3 et SD-9611 E2 dans le tableau ne sont pas les mêmes que celles mentionnées dans la description des échantillons faite par Desbiens (1997). C5N(apa) devrait être remplacé par C5NA(apa) et C5(bio) par C3(bio).

A.5. CAMPAGNE D'ESSAIS MÉCANIQUES RÉALISÉE PAR CORTHÉSY (2000a)

Une série d'essais en laboratoire a été réalisée par Corthésy (2000a) sur des éprouvettes préparées à partir de carottes de forage de calibre NQ provenant du troisième bloc minier de la mine Niobec compris entre les niveaux 351 et 442 mètres (1150 et 1450 pieds). Malheureusement, aucun détail n'a été donné dans le rapport préparé par Corthésy (2000a) quant à la lithologie des échantillons. Celle-ci a toutefois été indiquée dans la base de données fournie par Niobec (G. Alauzet-Brouard, communication personnelle, 2015) regroupant les résultats des essais en laboratoire réalisés depuis l'ouverture de la mine lors des différentes campagnes de caractérisation du massif rocheux. Au total, quarante éprouvettes appartenant à cinq groupes minéralogiques différents ont été testées soit dix-sept en compression uniaxiale, dix-sept en compression diamétrale et six en compression triaxiale. Les essais ont été réalisés conformément aux normes de l'*American Society for Testing and Materials* (ASTM) et aux recommandations de la Société Internationale de Mécanique des Roches (ISRM) (Corthésy, 2000a). Les résistances en compression uniaxiale mesurées ont été corrigées pour les cas où le rapport d'éclatement L/D était inférieur à 2,0 conformément à la norme ASTM D-2938-86 (Corthésy, 2000a).

Les résistances moyennes en compression uniaxiale et en compression diamétrale obtenues suite aux essais réalisés sont respectivement de 118,99 et 7,69 MPa. La rupture des éprouvettes, sur lesquelles les essais de compression uniaxiale ont été exécutés, s'est faite de façon violente et sans suivre de plans identifiés avant que ne débutent les essais. Les éprouvettes se sont brisées en plusieurs fragments pour lesquels les cassures sont passées à travers la roche intacte. Quelques ruptures se sont tout de même produites selon des plans définis par des éléments structuraux. Un mode mixte de rupture a également pu être observé à quelques reprises. En ce qui concerne les essais de résistance en tension indirecte, la rupture des éprouvettes s'est produite selon un plan parallèle à l'axe de chargement de ces dernières. Les plans de rupture sont passés à travers la roche intacte sauf pour deux cas où ils sont passés par des plans identifiés avant le début des essais.

Des essais de compression triaxiale ont aussi été réalisés sur deux groupes d'éprouvettes dans le cadre du projet de caractérisation géomécanique du massif rocheux de la mine. Des pressions de confinement d'environ 20 et 30 MPa ont respectivement été appliquées sur une et deux éprouvettes de chaque groupe au cours de ces derniers. Les contraintes axiales à la rupture

obtenues suite aux essais ont été utilisées pour fin de comparaison avec celles calculées à partir de l'équation développée pour décrire l'enveloppe de rupture du critère de Hoek & Brown afin de vérifier s'il convient pour l'interprétation des résultats des essais triaxiaux. Les résistances moyennes en compression simple et en tension pour chacun des groupes ont été utilisées pour déterminer la valeur du paramètre m_i du critère de rupture de Hoek & Brown. La valeur du paramètre m_i pour chacun des groupes correspond au quotient des moyennes calculées. Les conclusions de Corthésy (2000a), quant à l'adéquation du critère de rupture de Hoek & Brown, sont qu'il conduit à une sous-estimation de la résistance de la roche pour la pression de confinement de 20 MPa et à une surestimation de la résistance pour la pression de confinement de 30 MPa. De plus, les résistances calculées pour les pressions de confinement plus faibles sont plus grandes que celles calculées pour les pressions de confinement plus importantes; ce qui est contraire à ce qui aurait dû être observé. En fait, les résultats expérimentaux des essais de résistance à la compression triaxiale doivent plutôt être utilisés pour déterminer la résistance uniaxiale en compression σ_{ci} et le paramètre du critère de rupture de Hoek & Brown m_i pour la roche intacte. Ces paramètres, une fois trouvés, permettent d'évaluer les paramètres du critère de rupture de Hoek & Brown (m , s et a) pour le massif rocheux à partir des indices de qualité des classifications RMR et NGI attribués à celui-ci.

A.6. CAMPAGNE D'ESSAIS MÉCANIQUES RÉALISÉE PAR LABRIE ET CONLON (2005)

Les Laboratoires des mines et des sciences minérales (LMSM) de CANMET (Labrie et Conlon, 2005) ont réalisés cinq essais de compression uniaxiale sur des éprouvettes préparées à partir de trois échantillons de roche provenant de la mine Niobec en mai 2005. Le projet prévoyait d'effectuer ces essais sur des échantillons de carbonatite et/ou de syénite avec un contenu important en magnétite. La description géologique des échantillons donnant des détails sur leur composition minéralogique et leur texture n'a pas été rendue disponible par la mine lors des essais et c'est pourquoi aucun détail n'est donné quant à la lithologie des échantillons dans le rapport préparé par Labrie et Conlon (2005). Toutefois, une note dans la base de données fournie par Niobec (G. Alauzet-Brouard, communication personnelle, 2015), regroupant les résultats des essais en laboratoire réalisés au cours des années lors des différentes campagnes de caractérisation du massif rocheux, indique que les échantillons testés sont des échantillons de C3B provenant d'un forage réalisé entre les niveaux 305 et 351 mètres (1000 et 1150 pieds).

Les essais de compression uniaxiale ont été réalisés en appliquant une charge constante sur les éprouvettes jusqu'à ce qu'elles se brisent. Les déformations des éprouvettes ont également été mesurées au cours de leur chargement. Par conséquent, les propriétés élastiques ont pu être déterminées à partir des résultats obtenus en effectuant une régression linéaire sur les valeurs comprises entre 30 et 70 % de la résistance au pic enregistrée des éprouvettes. Les déformations de ces dernières ont été mesurées à l'aide de jauges mécaniques et électriques. Seules les déformations enregistrées par les jauges électriques ont été retenues pour calculer les modules de Young et les coefficients de Poisson. Tous les résultats obtenus suite aux essais ont été considérés dans les calculs de la résistance moyenne en compression uniaxiale et des modules de déformation élastique de la roche intacte.

La résistance moyenne en compression uniaxiale déterminée est de 66,446 MPa tandis que le module de Young et le coefficient de Poisson moyens sont respectivement égaux à 31,186 GPa et 0,527. Le traitement des données effectué lors du programme d'essais a permis d'observer que les résultats obtenus, pour les essais réalisés sur des éprouvettes préparées à partir d'un même échantillon, sont constants alors qu'ils diffèrent d'un échantillon à l'autre. Également, dans trois cas, le coefficient de Poisson calculé est supérieur à 0,5; ce qui n'est pas fréquent dans la roche dure. L'hypothèse qui a été formulée pour expliquer ces résultats est que la concentration de grains de magnétite dans les matrices plus déformables de carbonatite ou de syénite de ces éprouvettes est plus élevée. La granulométrie plus grossière de ces éprouvettes favoriserait une plus grande mobilité des grains de magnétite et donc une plus grande déformabilité dans leur plan transversal, entraînant ainsi un coefficient de Poisson plus élevé (Labrie et Conlon, 2005).

A.7. CAMPAGNE D'ESSAIS MÉCANIQUES RÉALISÉE PAR LAJOIE (2010)

Dans le cadre de son projet de recherche de maîtrise, Lajoie (2010) a effectué plusieurs essais en laboratoire sur des échantillons prélevés dans le massif rocheux sous le niveau 488 mètres (1600 pieds) afin de comparer ces résultats avec ceux obtenus lors d'autres campagnes d'essais pour déterminer si les propriétés géotechniques du massif demeurent constantes avec la profondeur et pour des lithologies données. Son projet consistait à caractériser les aspects structuraux et géotechniques du pilier horizontal à laisser en place sous le niveau 442 mètres (1450 pieds) et donc à procéder à l'analyse de la stabilité de ce dernier ainsi qu'à celle des chantiers situés de part et d'autre du pilier. Les échantillons à partir desquels les essais ont pu être

réalisés proviennent des carottes PL-1 et PL-2 de deux trous de calibre NQ forés dans la galerie principale du niveau 488 mètres (1600 pieds). Les trous ont été forés de façon à recouper des lithologies représentatives du massif rocheux et ne présentant pas trop d'altération. Les échantillons ont été recueillis dans les segments des carottes situés à une distance supérieure à 6 mètres du collet des forages. Ainsi, vingt-six éprouvettes ont été testées en compression uniaxiale, dix-neuf en compression triaxiale, onze en flexion et neuf en tension indirecte. Des essais de déformabilité ont également été réalisés sur cinq éprouvettes; or, des problèmes sont survenus lors des essais et la collecte des déformations mesurées et de la charge exercée par la presse n'a pas été possible (Lajoie, 2010).

Pour ce qui est de la résistance de la roche intacte en compression uniaxiale, celle-ci a été calculée en divisant les résultats des essais uniaxiaux réalisés selon deux groupes : un comportant les résultats des essais effectués sur des échantillons de carbonatite dolomitique contenant différentes proportions de minéraux accessoires et l'autre comportant les résultats des essais effectués sur des échantillons de carbonatite dolomitique contenant moins de 50 % de fragments de syénite généralement ou totalement altérés en chlorite. Ainsi les résistances moyennes en compression uniaxiale des échantillons de carbonatite avec et sans syénite sont respectivement de 78,74 et 98,15 MPa. La résistance moyenne en compression uniaxiale de la roche, si aucune distinction n'est faite au niveau de la composition des échantillons, est de 94,42 MPa. Les éprouvettes se sont brisées selon deux principaux modes de rupture, soit conique ou par cisaillement le long d'un plan. Autrement, quelques ruptures ont été causées par des plans de faiblesse déjà présents dans les éprouvettes. Les résultats des essais en compression uniaxiale ont été regroupés dans un tableau en fonction des différentes campagnes d'essais et en fonction des groupes minéralogiques testés pour fin de comparaison par Lajoie (2010). Ceci lui a permis de constater que les résultats qu'il a obtenus lors de sa propre campagne concordent avec ceux obtenus lors des autres campagnes. Les valeurs plus faibles qui peuvent être notées pour certains de ses résultats s'expliquent par le fait que certains des échantillons qui ont été testés étaient soit altérés, soit fissurés ou contenaient des fragments de syénite.

Les résistances moyennes en tension de la roche déterminées suite aux essais Brésilien et de flexion réalisés sont respectivement de 7,94 et 14,79 MPa. Les essais étaient tous valides. Par conséquent, l'ensemble des résultats a été considéré dans les calculs des résistances moyennes.

Toutefois, en excluant les résultats des deux essais Brésilien qui ont donné les valeurs les plus faibles, la résistance moyenne en tension devient égale à 8,57 MPa. Les résultats obtenus pour les essais Brésilien varient peu entre eux comparativement à ceux des essais de flexion. Lajoie (2010) a observé que les résultats des essais de flexion, qu'il a réalisés dans le cadre de son projet de maîtrise, peuvent être divisés en trois catégories soit une pour les résultats inférieurs à 10 MPa, une pour ceux compris entre 10 et 20 MPa et une dernière pour les résultats supérieurs à 20 MPa. D'après lui, la lithologie des échantillons testés en flexion et la présence de fissures sur certains d'entre eux expliquent les écarts plus importants entre les résistances mesurées. La résistance moyenne en tension obtenue avec les essais de flexion est plus grande que celle obtenue avec les essais Brésilien. Le même constat a été fait par Desbiens (1997). Les essais Brésilien sont donc plus conservateurs. En combinant tous les résultats des essais Brésilien et de flexion obtenus pour cette campagne, une résistance moyenne en tension de 11,71 MPa est calculée. Cela correspond à environ 10 % de la résistance moyenne en compression uniaxiale calculée.

Les essais en compression triaxiale ont été réalisés sur cinq groupes d'éprouvettes. Les résistances en compression des éprouvettes de chacun des groupes ont été mesurées pour des pressions de confinement de 6,9, 20,7, 34,5 et 48,3 MPa. À partir des résultats obtenus, les courbes-enveloppes de rupture de Mohr-Coulomb et de Hoek & Brown ont été tracées afin de déterminer les paramètres de chacun des critères de rupture pour la roche intacte. Les contraintes axiales à la rupture mesurées suite aux essais ont été comparées avec celles obtenues par Desbiens (1997). Deux tableaux ont été préparés par Lajoie (2010) afin de regrouper les résultats des essais triaxiaux réalisés par Desbiens (1997) et lui-même sur des éprouvettes de carbonatite et sur des éprouvettes de syénite et de syénite bréchique. Lajoie (2010) a émis l'hypothèse que l'absence de foliation dans les échantillons testés par Desbiens (1997) explique les valeurs de contraintes axiales supérieures obtenues par ce dernier pour des pressions de confinement élevées. Les résultats obtenus permettent également d'observer que les résultats des essais effectués sur des échantillons de syénite fraîche ou légèrement altérée s'apparentent à ceux des essais effectués sur des échantillons de carbonatite à moins que celle-ci contienne des fragments de syénite très altérés en chlorite ou encore des fissures chloritisées. La résistance des éprouvettes était plus faible dans ces cas. Ainsi, les bandes de syénite bréchique et les zones de carbonatite fortement altérée sont susceptibles de créer des instabilités à l'échelle du massif rocheux selon Lajoie (2010). Il faut noter toutefois que les regroupements qui ont été fait par

celui-ci, quant à la lithologie des différentes éprouvettes testées en compression triaxiale, incluent quelques fois des éprouvettes dont la classification diffère de l'une à l'autre à l'intérieur d'un même groupe. Par exemple, les résultats qui ont été utilisés pour tracer les enveloppes de rupture de l'essai # 2 sont ceux de quatre éprouvettes provenant du forage PL-1 dont les unités géologiques correspondent à du C3A, du C3B et du C5.

Les résultats des essais de déformabilité réalisés par Lajoie (2010) n'ont pu être considérés pour les raisons mentionnées plus haut. Toutefois, la comparaison entre les résultats obtenus pour les essais de résistance en compression uniaxiale, en compression triaxiale et en tension par Lajoie (2010) et ceux des autres campagnes d'essais réalisées permet d'observer qu'ils collent entre eux et que, par conséquent, il ne semble pas être nécessaire d'effectuer des essais supplémentaires de déformabilité. Les résultats des essais de déformabilité réalisés lors des campagnes passées ont donc été considérés par Lajoie (2010) pour caractériser les propriétés élastiques de la roche.

L'analyse et l'interprétation des résultats des différents essais de laboratoire effectués au cours de sa propre campagne d'essais et de ceux obtenus lors des campagnes passées ont permis à Lajoie (2010) de constater que les propriétés mécaniques de la roche intacte du massif rocheux ne varient pas en fonction de la profondeur à laquelle les échantillons sont prélevés mais plutôt selon leur lithologie. De plus, cela lui a permis de constater que les propriétés de la carbonatite d'une classe d'échantillon à l'autre sont constantes mis à part lorsqu'elle contient beaucoup de minéraux accessoires ou qu'elle est très altérée. Le tableau A.3 présente les conclusions de Lajoie (2010) quant aux valeurs moyennes des propriétés mécaniques de la roche intacte à considérer pour la carbonatite de la mine Niobec.

TABLEAU A.3 : VALEURS MOYENNES DES PROPRIÉTÉS MÉCANIQUES DE LA ROCHE INTACTE (LAJOIE, 2010)

Propriétés mécaniques	Carbonatite	
Résistance en compression uniaxiale	Entre 70 et 150 MPa,	$\sigma_{cmoy} = 100$ MPa
Résistance en tension	Entre 6 et 11 MPa,	$\sigma_{tmoy} = 8$ MPa
Module de Young	Entre 58 et 75 GPa,	$E_{moy} = 70$ GPa
Coefficient de Poisson	Entre 0,25 et 0,44	
Cohésion	8 MPa	
Angle de friction	39°	

A.8. CAMPAGNE D'ESSAIS MÉCANIQUES RÉALISÉE PAR GRENON (2013)

Des essais de résistances en compression uniaxiale et en tension indirecte ont été réalisés en 2013 par le Laboratoire de mécanique des roches (LMR) de l'Université Laval à la demande d'IAMGOLD (Grenon, 2013). Ces essais ont été menés dans le cadre de l'étude de faisabilité effectuée par Itasca (2014) par rapport au projet de poursuivre l'exploitation de la mine Niobec à l'aide d'une méthode d'exploitation par blocs foudroyés. Les échantillons ont été préparés à partir de quarante-trois segments de carottes de forage de diamètre BQ pour lesquels sept lithologies différentes ont pu être identifiées. Au total, quatre-vingt-six échantillons ont été testés, soit quarante-trois en compression uniaxiale et quarante-trois en tension indirecte. Les données d'arpentage des forages ainsi que leurs descriptions géologique et structurale n'ont pas été rendues disponibles par IAMGOLD au moment où le LMR a effectué les essais et c'est pourquoi ces informations n'ont pas été incluses dans le rapport qui a suivi. Le forage S-3929, d'où proviennent les échantillons testés par le LMR part du niveau 442 mètres (1450 pieds) et termine sa course au niveau 640 mètres (2100 pieds) (G. Alauzet-Brouard, communication personnelle, 2016).

Une valeur moyenne de résistance en compression uniaxiale de 133,99 MPa a été déterminée à partir des résultats des essais uniaxiaux considérés comme étant valides. Les résultats obtenus suite aux essais ont permis de constater que la rupture de treize échantillons s'est faite selon des plans identifiés avant que débutent les essais. Les résultats des essais dont la rupture des échantillons a suivi un plan défini par une veine ou un contact, par exemple, ont été considérés comme étant non-valides. Différents modes de rupture des échantillons ont pu être observés lors des essais réalisés. Cependant, aucun lien n'a pu être établi entre ces derniers et les lithologies rencontrées. L'analyse des résultats obtenus pour les échantillons de C3B a aussi permis de constater que presque la moitié de ceux-ci n'ont pas été retenus (Grenon, 2013).

L'analyse des résultats présentés dans le sommaire des résistances en compression uniaxiale du rapport préparé par le LMR a permis de constater que les valeurs indiquées pour les résistances moyennes des échantillons des lithologies C3B et C3A/C3B ont été inversées. Également, le résultat obtenu suite à l'essai effectué sur l'échantillon USC1 a été considéré dans le calcul de la résistance moyenne pour les échantillons de la lithologie C5 bien qu'il soit non-valide. Les lithologies C3C, CCA(C3C) et SC3C ont été considérées ensemble pour le calcul de la résistance en compression uniaxiale moyenne de la lithologie identifiée C3C.

En ce qui concerne les essais de résistance en tension indirecte, une valeur moyenne de 11,10 MPa a été calculée à partir des trente-cinq résultats valides obtenus. Les résultats des échantillons testés dont la rupture s'est faite selon des plans identifiés avant que débutent les essais n'ont pas été considérés dans le calcul de la résistance moyenne tout comme ceux dont la rupture principale n'est pas passée par les points d'application de la charge. Un sommaire des valeurs moyennes des résistances en tension indirecte pour les différentes lithologies rencontrées a également été réalisé. Les valeurs indiquées pour les résistances moyennes des échantillons des lithologies C3B et C3A/C3B y ont aussi été inversées et les lithologies C3C, CCA(C3C) et SC3C ont elles aussi été considérées ensemble pour le calcul de la résistance en tension indirecte moyenne de la lithologie identifiée C3C. Toutefois, le résultat de l'unique échantillon de SC3C testé n'étant pas valide, celui-ci n'a pas été considéré dans le calcul de la résistance moyenne en tension indirecte de la lithologie C3C. Les tableaux A.4 et A.5 présentent les corrections devant être apportées dans les sommaires des valeurs moyennes des résistances en compression et en tension indirecte.

TABLEAU A.4 : SOMMAIRE CORRIGÉ DES RÉSISTANCES EN COMPRESSION UNIAXIALE

Lithologie	Nombre d'échantillons testés	σ_{ci} (MPa)	Écart-type (MPa)
C3A	11	134,94	31,13
C3B	6	134,27	20,98
C3A/C3B	2	168,04	12,03
C3C *	7	126,75	52,41
C5	1	141,63	-----
SB	3	121,59	22,65

* Les lithologies C3C + CCA(C3C) + SC3C ont été considérées ensemble pour les calculs de moyenne et d'écart-type.

TABLEAU A.5 : SOMMAIRE CORRIGÉ DES RÉSISTANCES EN TENSION INDIRECTE

Lithologie	Nombre d'échantillons testés	σ_{ci} (MPa)	Écart-type (MPa)
C3A	12	11,48	1,80
C3B	9	10,79	3,15
C3A/C3B	2	13,20	0,09
C3C *	7	10,35	3,27
C5	2	11,22	3,73
SB	3	10,75	3,18

* Les lithologies C3C + CCA(C3C) + SC3C ont été considérées ensemble pour les calculs de moyenne et d'écart-type.

ANNEXE B

PROPRIÉTÉS ÉLASTIQUES DES ÉCHANTILLONS TESTÉS PAR DESBIENS (1997)

TABLEAU B.1 : RÉSULTATS DES ESSAIS DE DÉFORMABILITÉ POUR LES ÉCHANTILLONS DE C3N

Forage	Échantillons					
F-9603	SD-9601 G		SD-9601 H		SD-9601 I	
Charge [MPa]	Déformation latérale [1*10 ⁻⁶ po/po]	Déformation axiale [1*10 ⁻⁶ po/po]	Déformation latérale [1*10 ⁻⁶ po/po]	Déformation axiale [1*10 ⁻⁶ po/po]	Déformation latérale [1*10 ⁻⁶ po/po]	Déformation axiale [1*10 ⁻⁶ po/po]
0	0	0	0	0	0	0
7,491	-27	98	-28	102	-24	82
14,982	-50	192	-56	206	-44	174
22,473	-78	290	-80	294	-70	257
29,964	-107	380	-114	388	-94	340
37,456	-135	472	-144	476	-124	420
44,947	-162	556	-174	566	-148	496
52,438	-196	651	-210	656	-178	582
59,929	-222	736	-246	752	-203	658
67,420	-256	823	-298	848	-230	740
74,911	-284	918	-340	940	-260	806
59,929	-234	754	-284	776	-212	656
44,947	-182	587	-230	615	-162	498
29,964	-126	411	-164	438	-114	352
14,982	-70	222	-102	253	-58	198
0	-12	12	-18	26	-8	9

TABLEAU B.2 : RÉSULTATS DES ESSAIS DE DÉFORMABILITÉ POUR LES ÉCHANTILLONS DE C5 ET DE C5bio

Forage	Échantillons					
F-9603	SD-9603 D		SD-9603 E		SD-9603 F	
Charge [MPa]	Déformation latérale [1*10 ⁻⁶ po/po]	Déformation axiale [1*10 ⁻⁶ po/po]	Déformation latérale [1*10 ⁻⁶ po/po]	Déformation axiale [1*10 ⁻⁶ po/po]	Déformation latérale [1*10 ⁻⁶ po/po]	Déformation axiale [1*10 ⁻⁶ po/po]
0	0	0	0	0	0	0
7,491	-21	88	-20	76	-40	80
14,982	-44	176	-42	160	-76	198
22,473	-65	258	-64	243	-116	310
29,964	-92	341	-90	326	-158	438
37,456	-116	425	-111	412	-202	554
44,947	-140	500	-132	494	-240	672
52,438	-167	580	-158	578	-292	780
59,929	-192	666	-180	662	-332	904
67,420	-213	740	-204	738	-394	1022
74,911	-230	822	-230	820	-446	1148
59,929	-190	668	-188	658	-384	940
44,947	-141	518	-146	502	-310	728
29,964	-89	368	-100	344	-230	502
14,982	-44	196	-54	176	-140	256
0	0	10	-9	0	-32	-22

TABLEAU B.3 : RÉSULTATS DES ESSAIS DE DÉFORMABILITÉ POUR LES ÉCHANTILLONS DE C3A

Forage		Échantillons				
F-9602	SD-9611 B2		SD-9611 C1		SD-9611 C2	
Charge [MPa]	Déformation latérale [1*10 ⁻⁶ po/po]	Déformation axiale [1*10 ⁻⁶ po/po]	Déformation latérale [1*10 ⁻⁶ po/po]	Déformation axiale [1*10 ⁻⁶ po/po]	Déformation latérale [1*10 ⁻⁶ po/po]	Déformation axiale [1*10 ⁻⁶ po/po]
0	0	0	0	0	0	0
7,491	-22	153	-26	154	-6	176
14,982	-44	292	-54	290	-15	362
22,473	-65	415	-84	420	-29	504
29,964	-89	524	-120	536	-46	642
37,456	-107	640	-156	648	-69	785
44,947	-129	749	-188	764	-92	896
52,438	-156	857	-222	870	-122	1030
59,929	-181	968	-258	980	-152	1150
44,947	-140	786	-196	780	-104	942
29,964	-100	590	-131	582	-53	732
14,982	-56	380	-61	364	-12	452
0	-4	56	-6	38	0	36

TABLEAU B.4 : RÉSULTATS DES ESSAIS DE DÉFORMABILITÉ POUR LES ÉCHANTILLONS DE C3NB

Forage		Échantillons				
F-9602	SD-9609 B		SD-9609 C		SD-9609 E	
Charge [MPa]	Déformation latérale [1*10 ⁻⁶ po/po]	Déformation axiale [1*10 ⁻⁶ po/po]	Déformation latérale [1*10 ⁻⁶ po/po]	Déformation axiale [1*10 ⁻⁶ po/po]	Déformation latérale [1*10 ⁻⁶ po/po]	Déformation axiale [1*10 ⁻⁶ po/po]
0	0	0	0	0	0	0
7,491	-56	335	-20	202	-8	172
14,982	-134	592	-54	364	-30	330
22,473	-220	810	-84	504	-52	462
29,964	-328	992	-114	630	-82	578
37,456	-480	1176	-144	760	-112	694
44,947	-768	1334	-175	876	-140	796
52,438	Cassé	Cassé	-208	996	-174	900
59,929			-240	1110	-206	1012
67,420	Essai rejeté		-270	1232	-242	1112
74,911			-308	1350	-274	1224
82,402			-340	1476	-308	1316
89,893			-382	1592	-340	1424
74,911			-328	1412	-294	1246
59,929			-274	1215	-240	1062
44,947			-217	998	-188	872
29,964			-150	770	-127	678
14,982			-87	498	-60	452
0			-18	98	-13	68

TABLEAU B.5 : RÉSULTATS DES ESSAIS DE DÉFORMABILITÉ POUR LES ÉCHANTILLONS DE C3NB - SUITE

Forage	Échantillons	
F-9601	SD-9616 E	
Charge [MPa]	Déformation latérale [1*10 ⁻⁶ po/po]	Déformation axiale [1*10 ⁻⁶ po/po]
0	0	0
7,491	-8	120
14,982	-19	243
22,473	-34	350
29,964	-55	470
37,456	-77	588
44,947	-100	690
52,438	-125	796
59,929	-151	902
67,420	-179	996
74,911	-209	1098
59,929	-165	922
44,947	-122	747
29,964	-73	545
14,982	-23	312
0	-1	48

TABLEAU B.6 : RÉSULTATS DES ESSAIS DE DÉFORMABILITÉ POUR LES ÉCHANTILLONS DE Sy ALTÉRÉE

Forage	Échantillons	
F-9602	SD-9610 H	
Charge [MPa]	Déformation latérale [1*10 ⁻⁶ po/po]	Déformation axiale [1*10 ⁻⁶ po/po]
0	0	0
7,491	-110	828
14,982	-150	1470
22,473	-230	1012
17,479	-195	945
7,491	-142	704
0	-78	-20
Essai rejeté		

TABLEAU B.7 : RÉSULTATS DES ESSAIS DE DÉFORMABILITÉ POUR LES ÉCHANTILLONS DE Sy ALTÉRÉE - SUITE

Forage	Échantillons			
F-9602	SD-9610 B		SD-9610 D	
Charge [MPa]	Déformation latérale [1*10 ⁻⁶ po/po]	Déformation axiale [1*10 ⁻⁶ po/po]	Déformation latérale [1*10 ⁻⁶ po/po]	Déformation axiale [1*10 ⁻⁶ po/po]
0	0	0	0	0
7,491	-27	266	-28	195
14,982	-66	492	-66	386
22,473	-109	656	-107	568
29,964	-152	806	-151	752
37,456	-200	952	-198	922
44,947	-251	1078	-240	1090
52,438	-298	1210	-290	1243
59,929	-344	1324	-341	1404
67,420	-385	1444	-395	1572
74,911	-430	1564	-448	1730
59,929	-374	1360	-360	1440
44,947	-312	1142	-274	1135
29,964	-249	911	-176	827
14,982	-162	620	-90	482
0	-48	64	-20	40

TABLEAU B.8 : RÉSULTATS DES ESSAIS DE DÉFORMABILITÉ POUR LES ÉCHANTILLONS DE Sy ALTÉRÉE - SUITE

Forage	Échantillons	
F-9601	SD-9612 F	
Charge [MPa]	Déformation latérale [1*10 ⁻⁶ po/po]	Déformation axiale [1*10 ⁻⁶ po/po]
0	0	0
7,491	-24	173
14,982	-50	350
22,473	-73	499
29,964	-101	643
37,456	-130	792
44,947	-158	934
52,438	-199	1112
59,929	-233	1249
67,420	-267	1390
74,911	-306	1537
59,929	-243	1283
44,947	-182	1011
29,964	-123	752
14,982	-70	452
0	-17	70

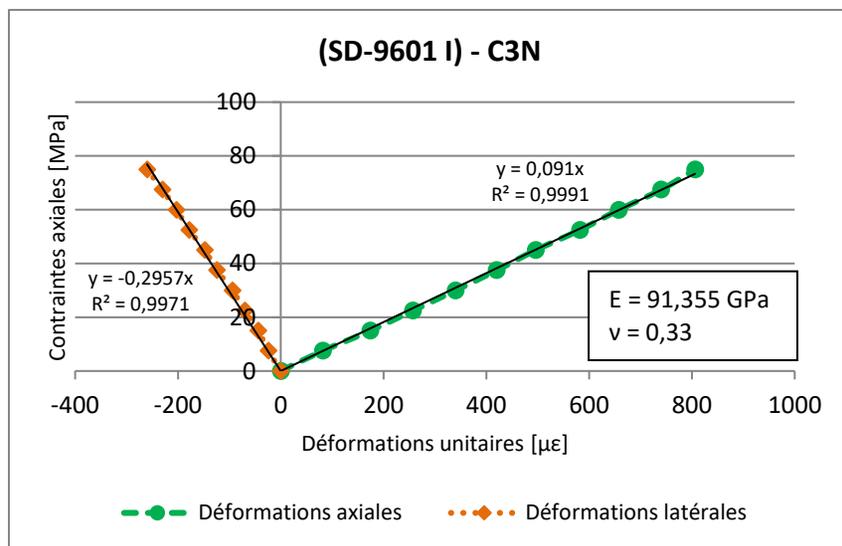
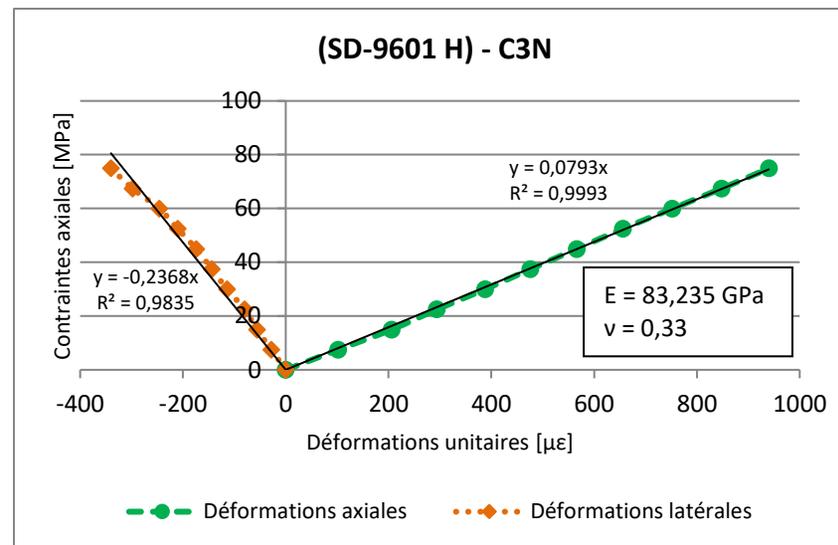
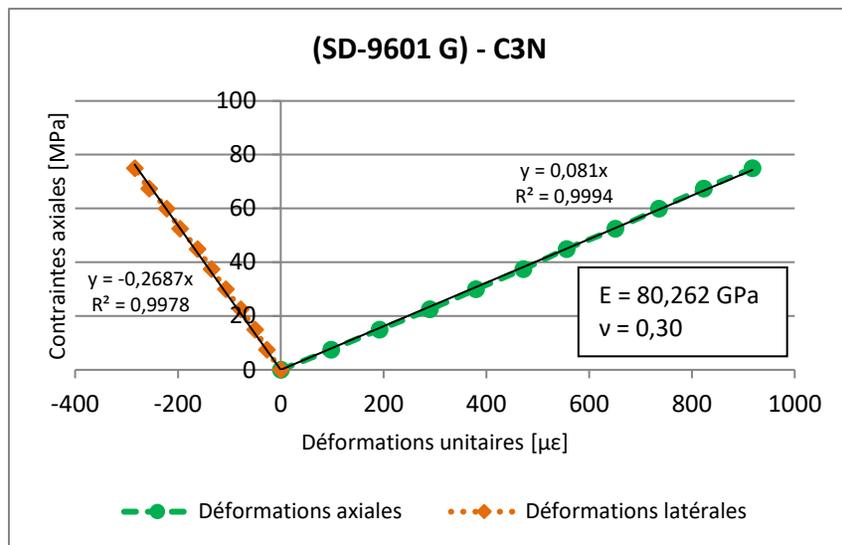


FIGURE B.1 : COURBES CONTRAINTE-DÉFORMATION DES ÉPROUVETTES DE C3N

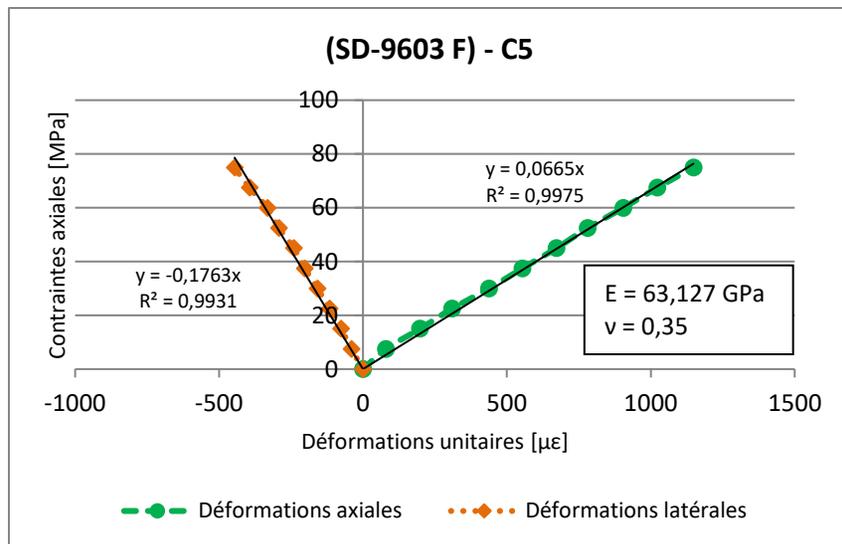
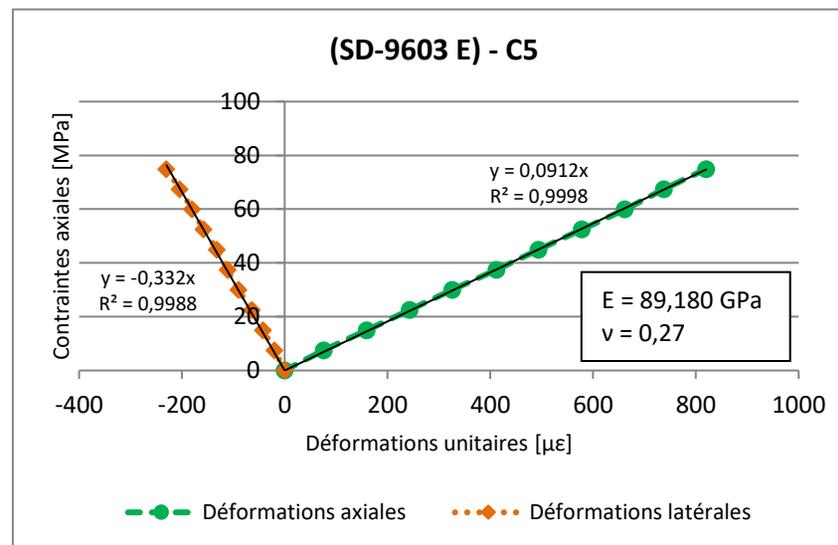
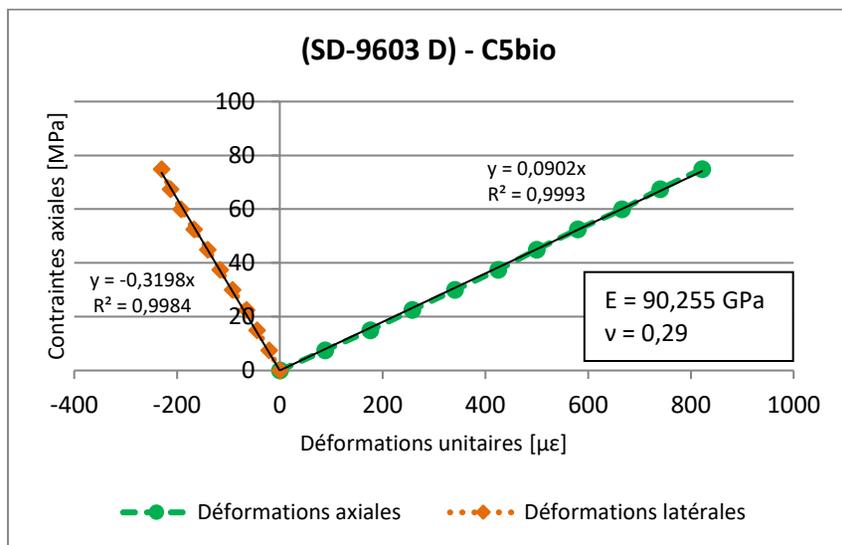


FIGURE B.2 : COURBES CONTRAINTE-DÉFORMATION DES ÉPROUVETTES DE C5 ET C5bio

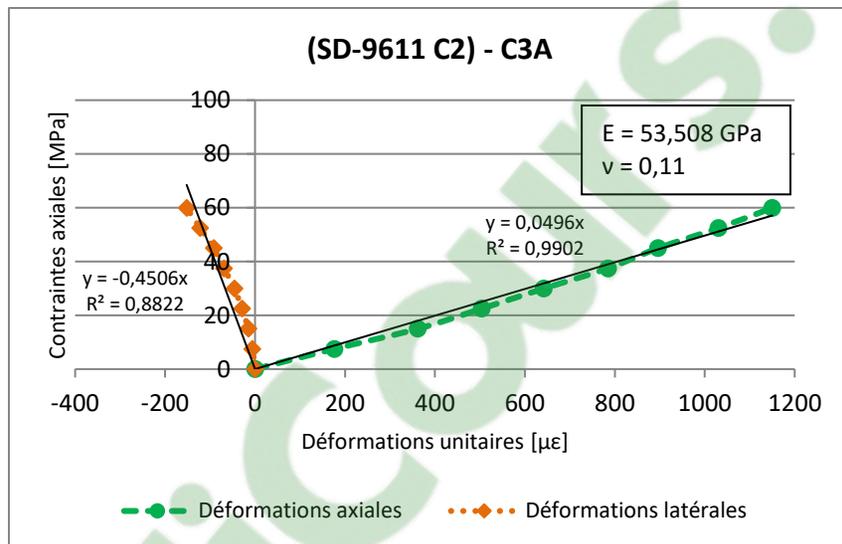
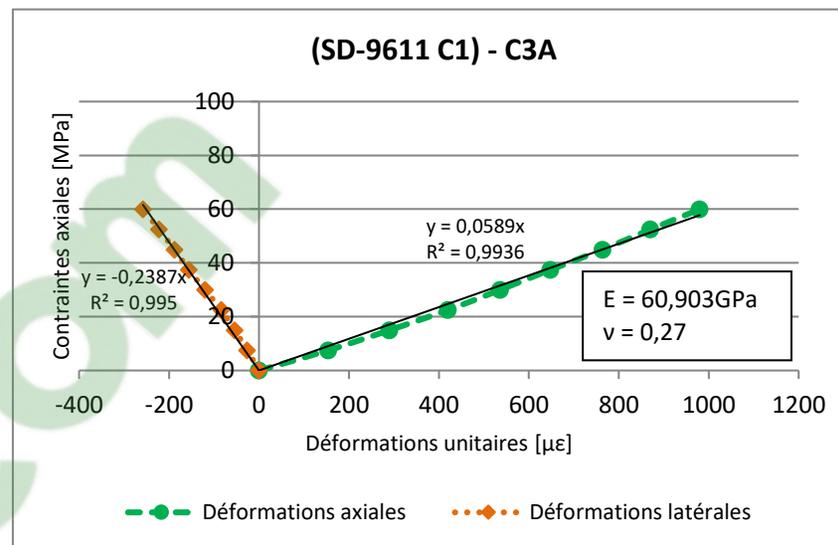
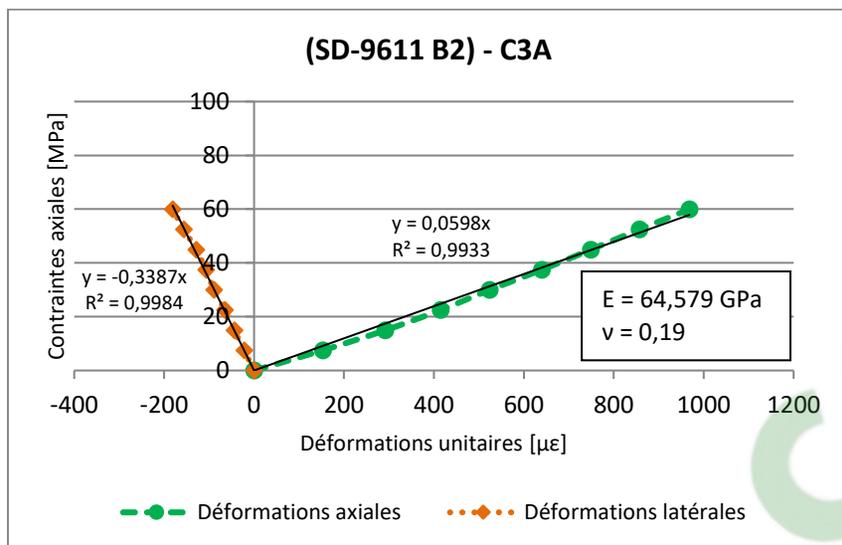


FIGURE B.3 : COURBES CONTRAINTE-DÉFORMATION DES ÉPROUVETTES DE C3A

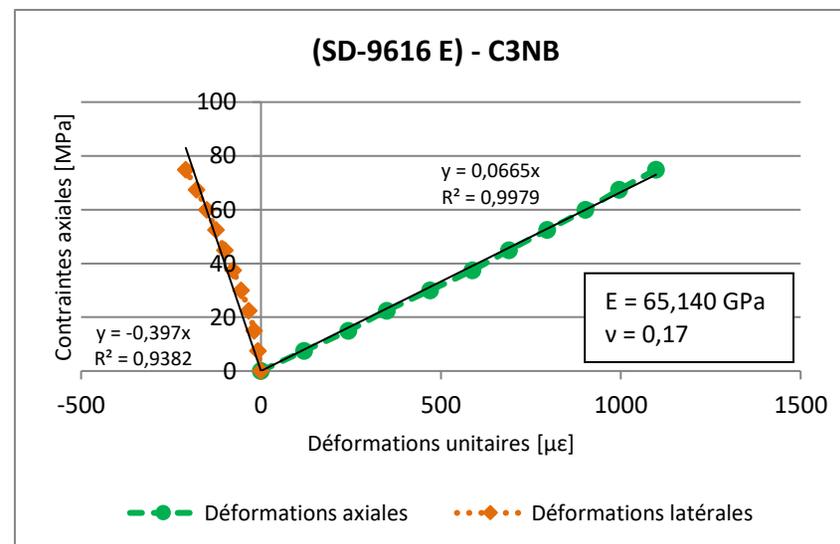
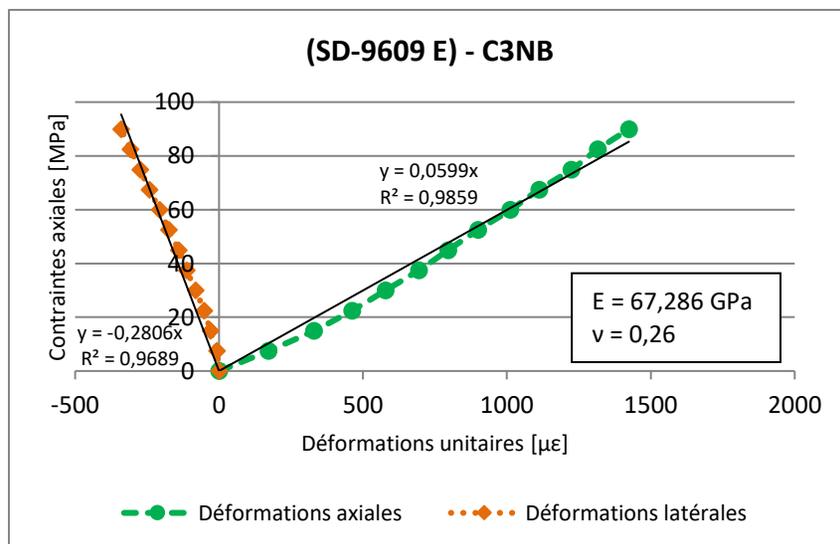
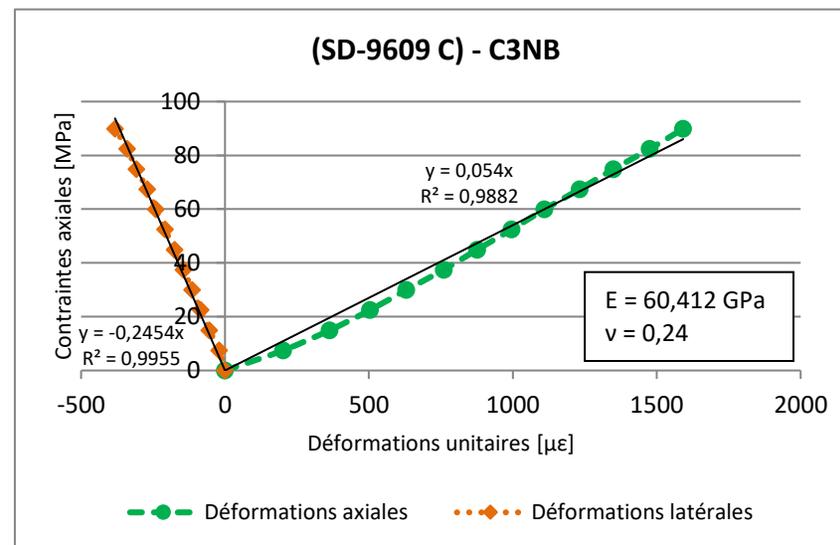
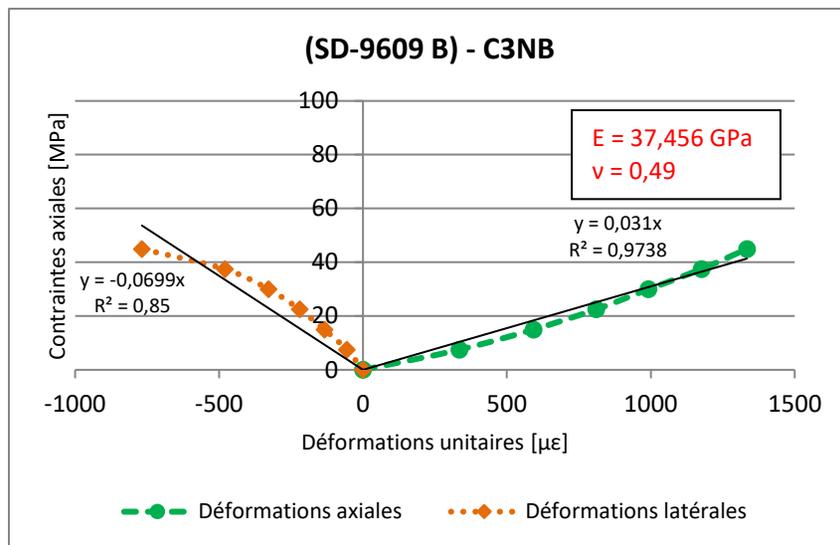


FIGURE B.4 : COURBES CONTRAINTE-DÉFORMATION DES ÉPROUVETTES DE C3NB

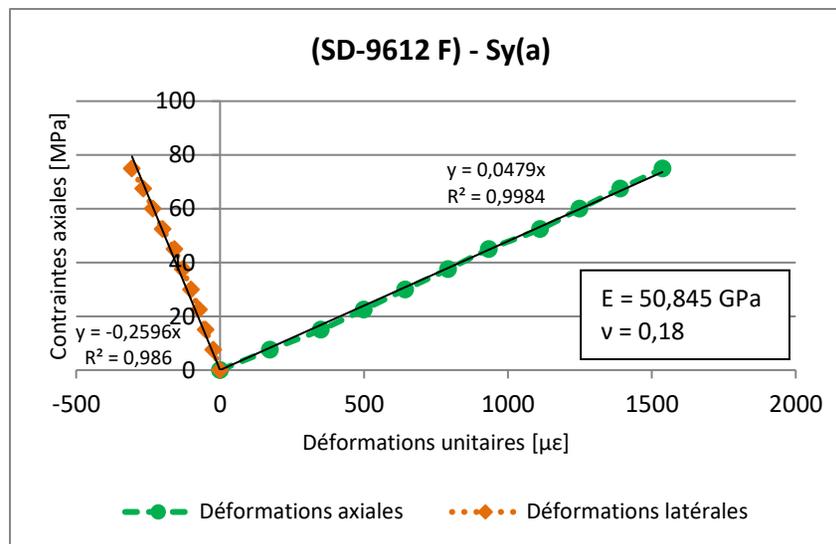
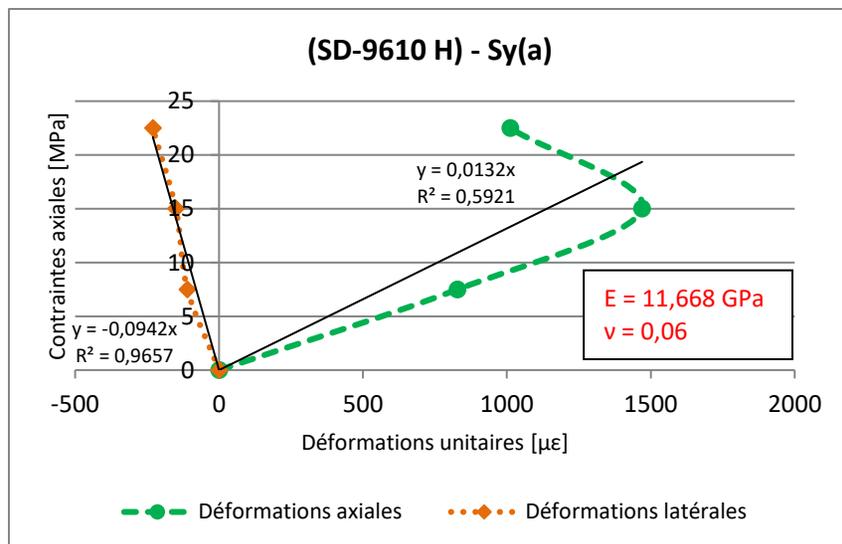
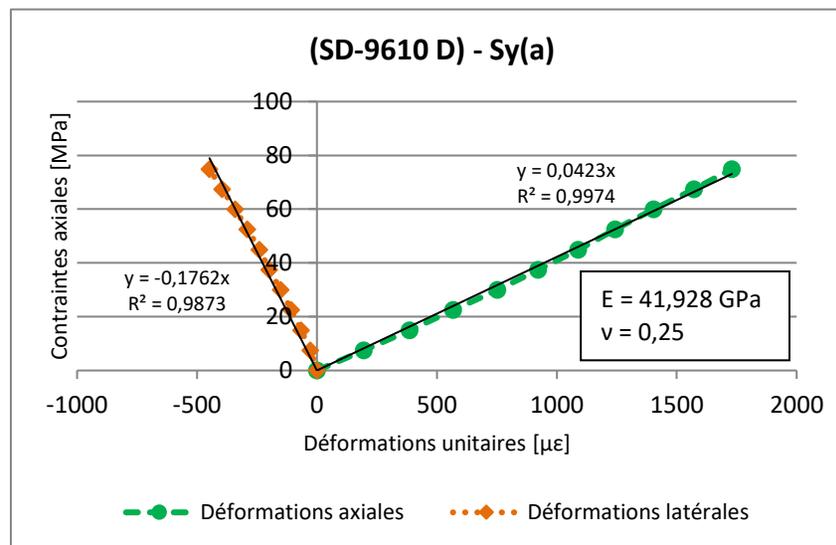
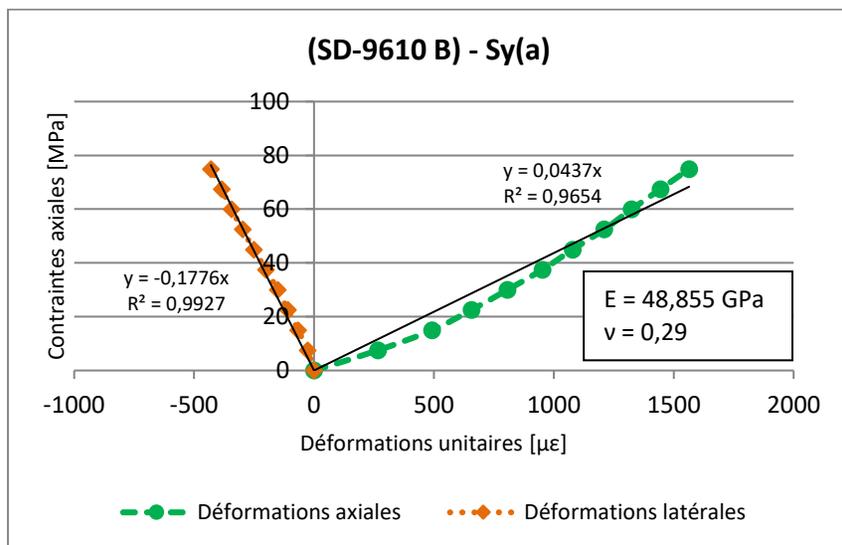
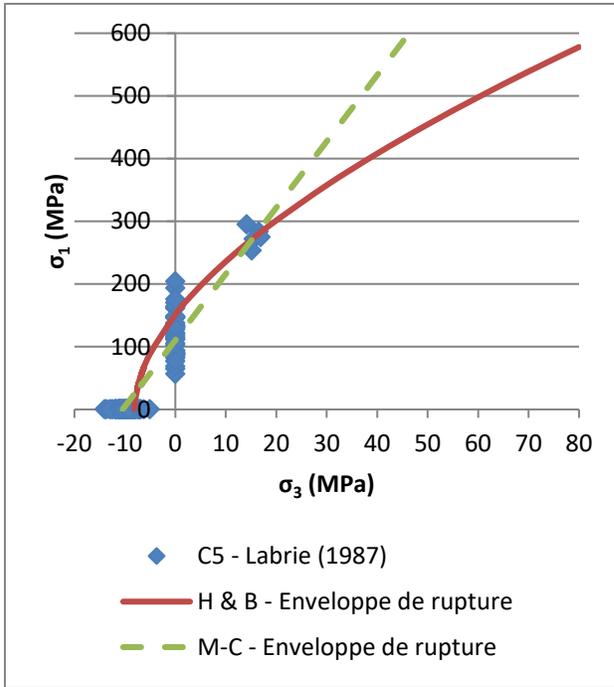


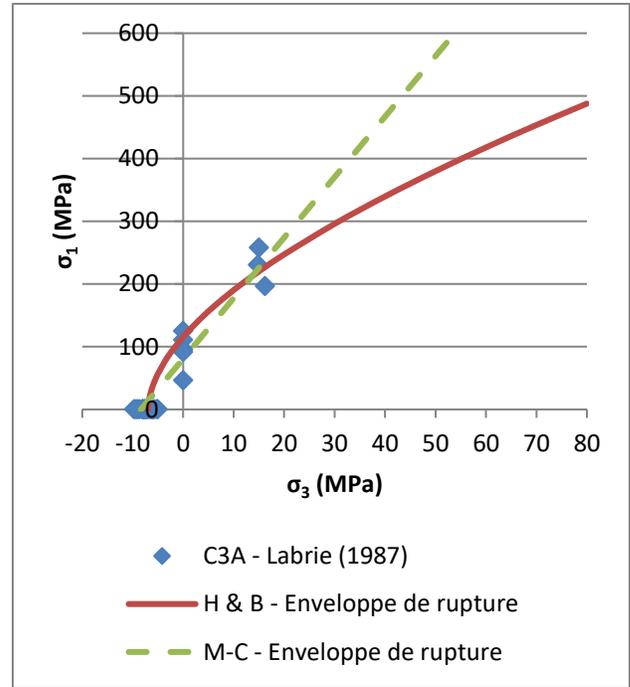
FIGURE B.5 : COURBES CONTRAINTE-DÉFORMATION DES ÉPROUVETTES DE Sy ALTÉRÉE

ANNEXE C

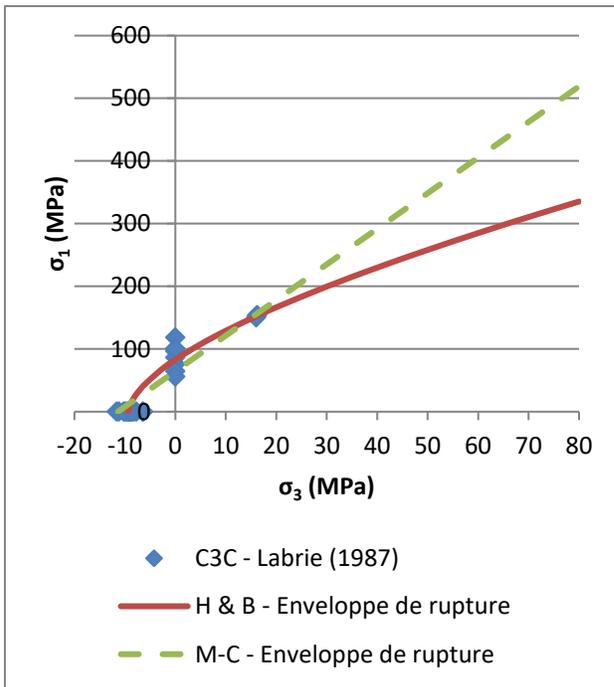
**ENVELOPPES DE RUPTURE DES CRITÈRES DE MOHR-COULOMB ET DE HOEK & BROWN
POUR CHACUNE DES LITHOLOGIES IDENTIFIÉES**



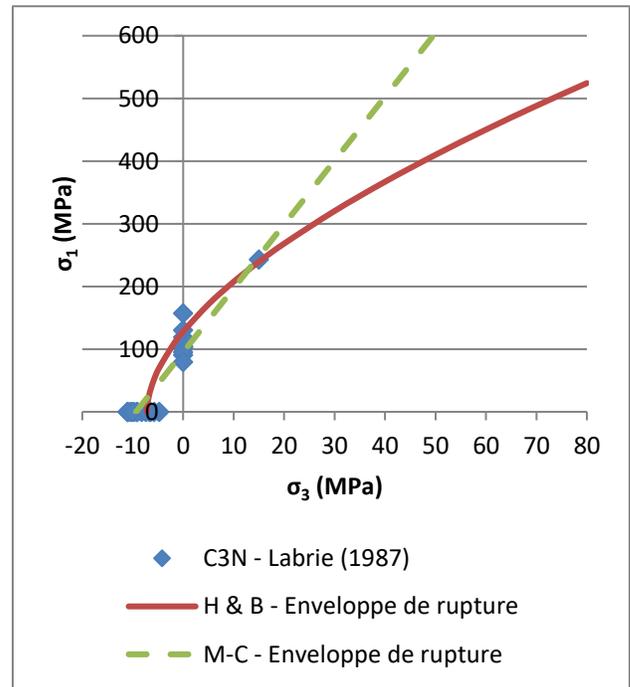
(a)



(b)

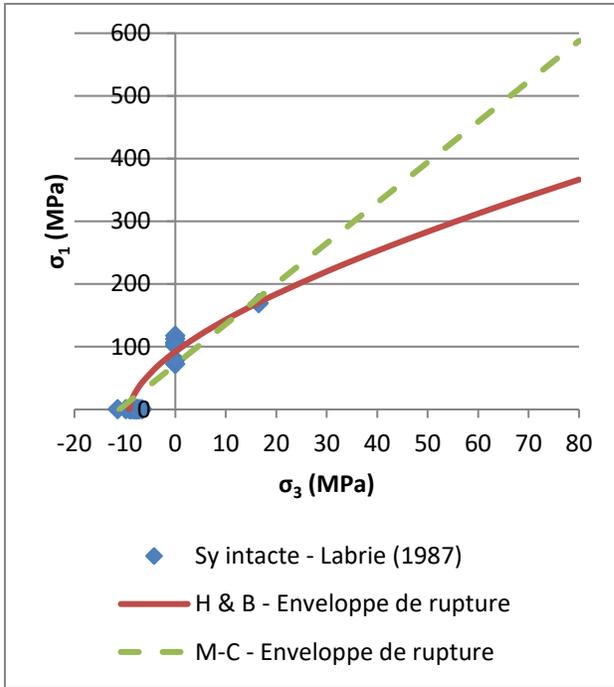


(c)

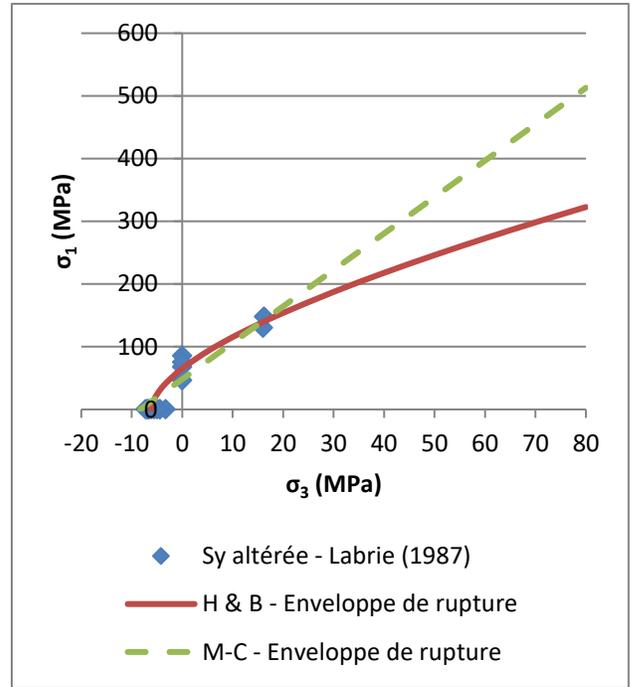


(d)

FIGURE C.1 : COURBES-ENVELOPPES (CAMPAGNE DE LABRIE, 1987) POUR LES LITHOLOGIES (a) C5, (b) C3A, (c) C3C ET (d) C3N

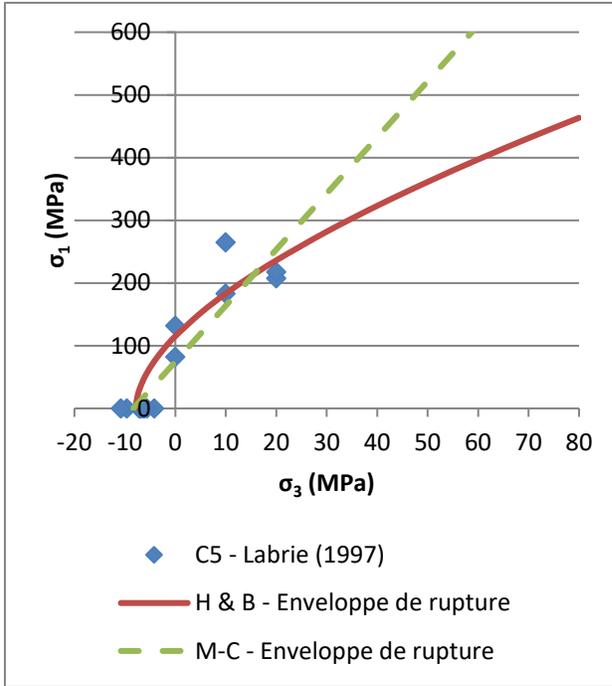


(a)

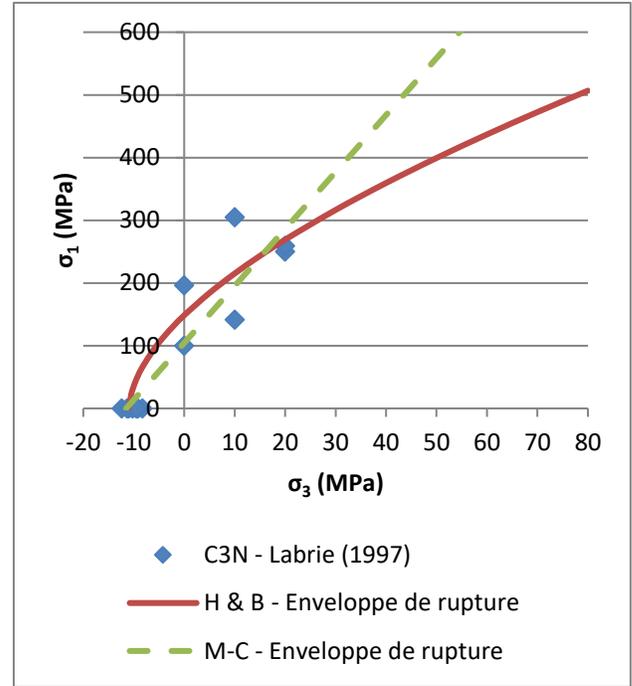


(b)

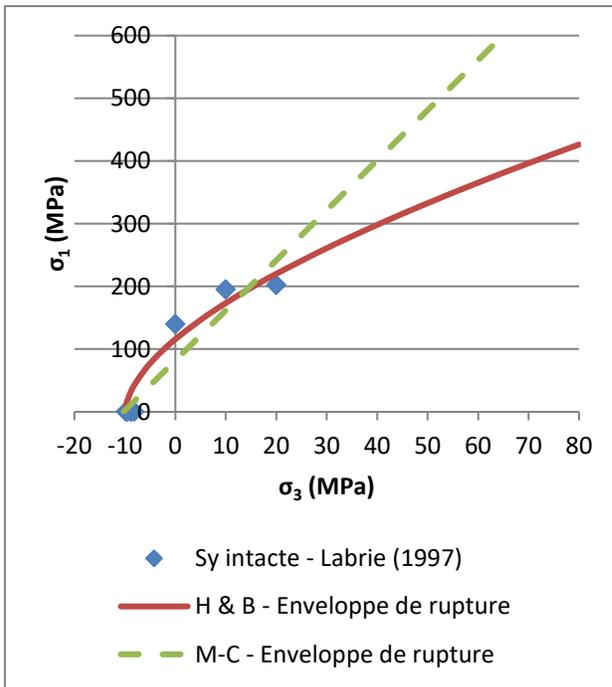
FIGURE C.2 : COURBES-ENVELOPPES (CAMPAGNE DE LABRIE, 1987) POUR LES LITHOLOGIES (a) Sy(i) ET (b) Sy(a)



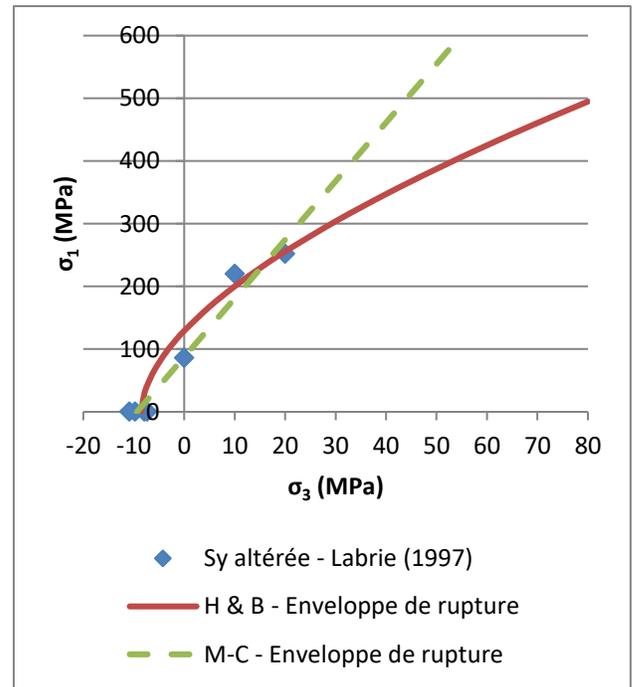
(a)



(b)

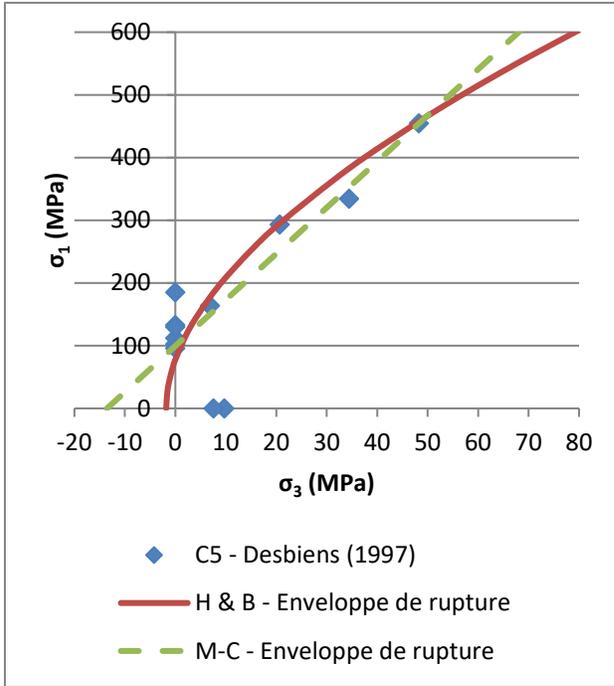


(c)

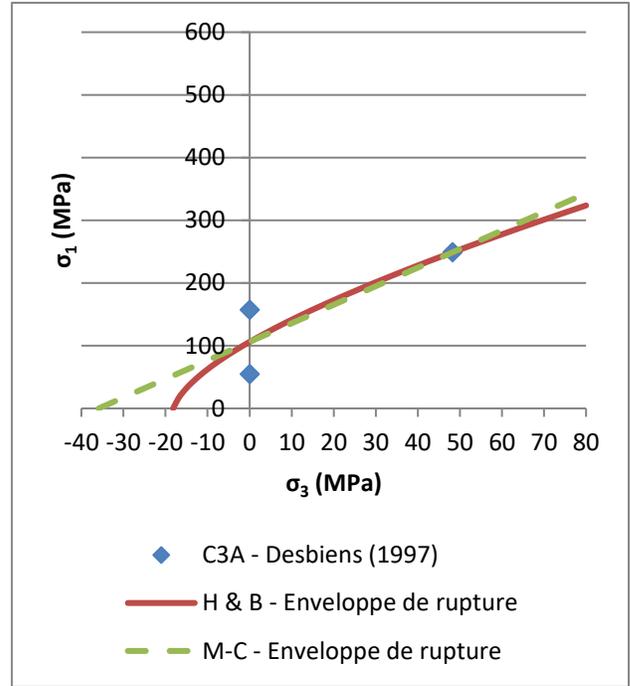


(d)

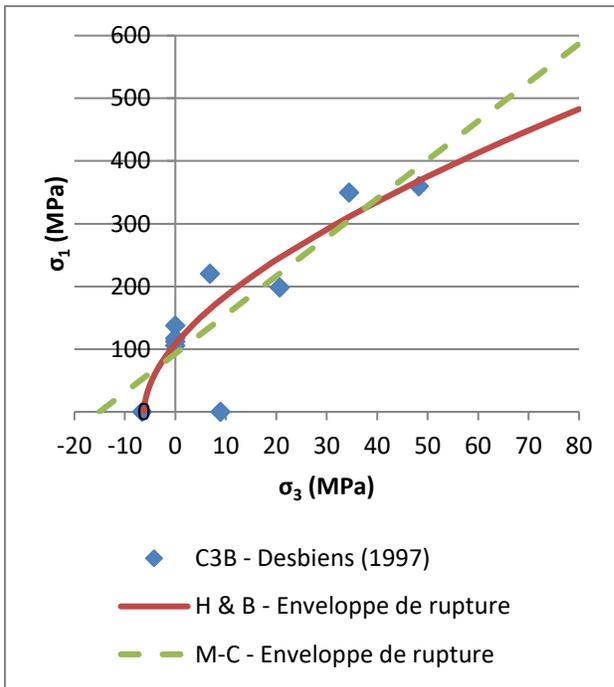
FIGURE C.3 : COURBES-ENVELOPPES (CAMPAGNE DE LABRIE, 1997) POUR LES LITHOLOGIES (a) C5, (b) C3N, (c) Sy(i) ET (d) Sy(a)



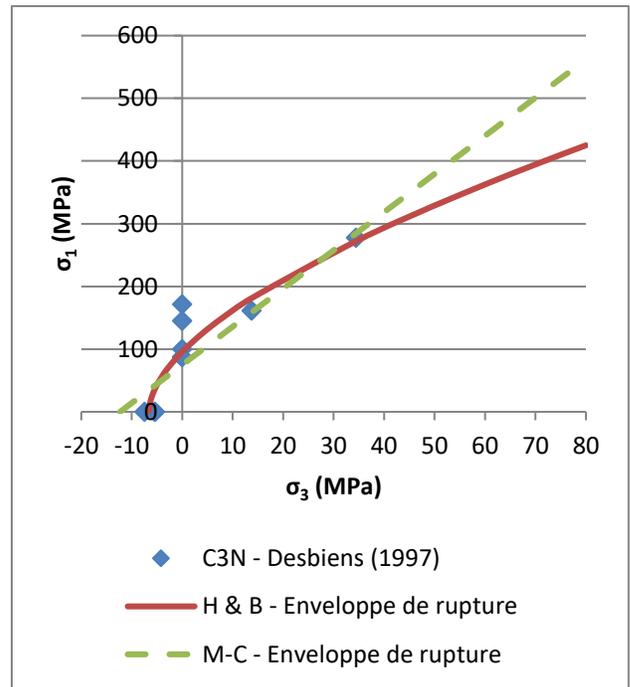
(a)



(b)

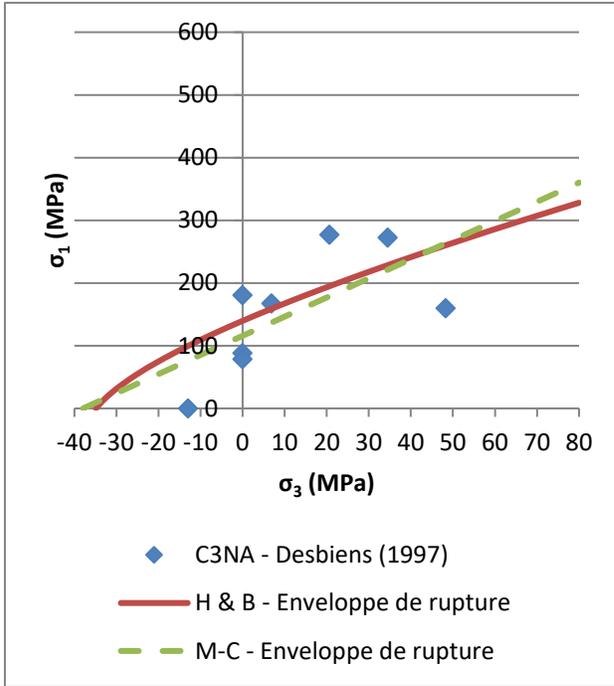


(c)

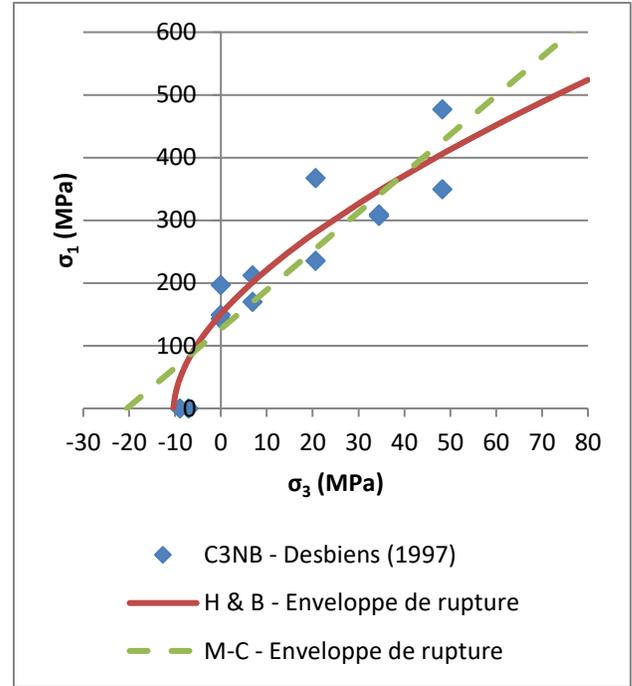


(d)

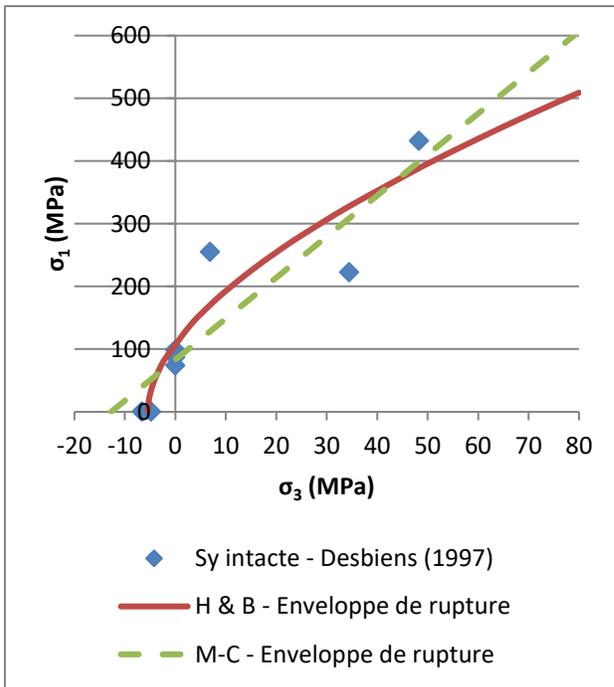
FIGURE C.4 : COURBES-ENVELOPPES (CAMPAGNE DE DESBIENS, 1997) POUR LES LITHOLOGIES (a) C5, (b) C3A, (c) C3B ET (d) C3N



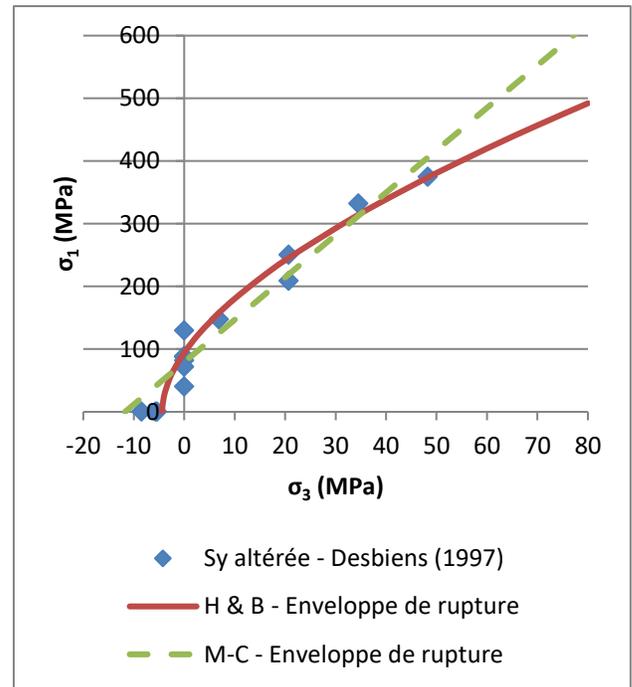
(a)



(b)

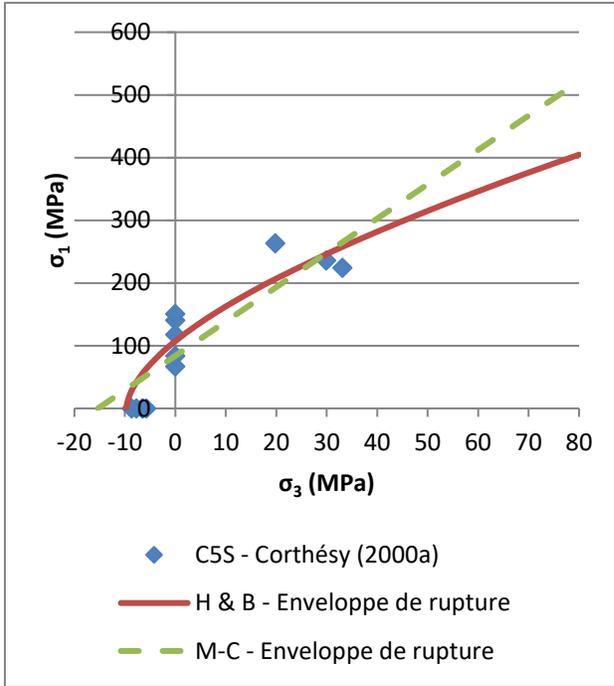


(c)

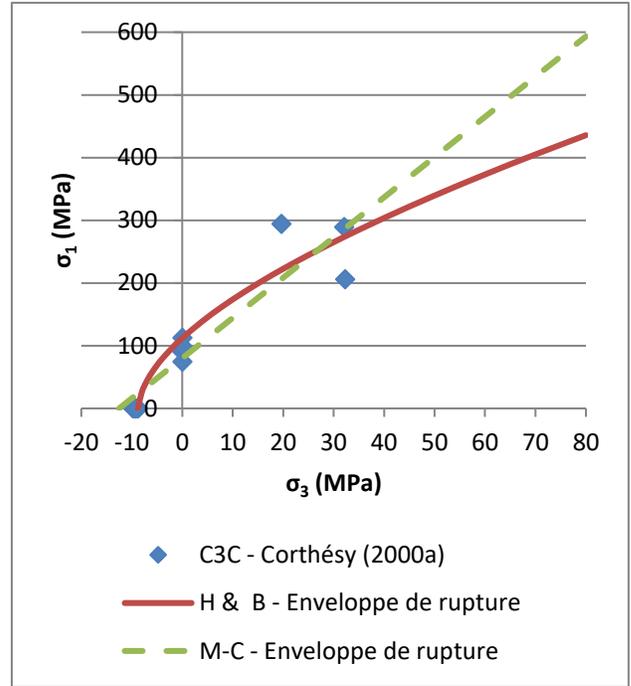


(d)

FIGURE C.5 : COURBES-ENVELOPPES (CAMPAGNE DE DESBIENS, 1997) POUR LES LITHOLOGIES (a) C3NA, (b) C3NB, (c) Sy(i) ET (d) Sy(a)

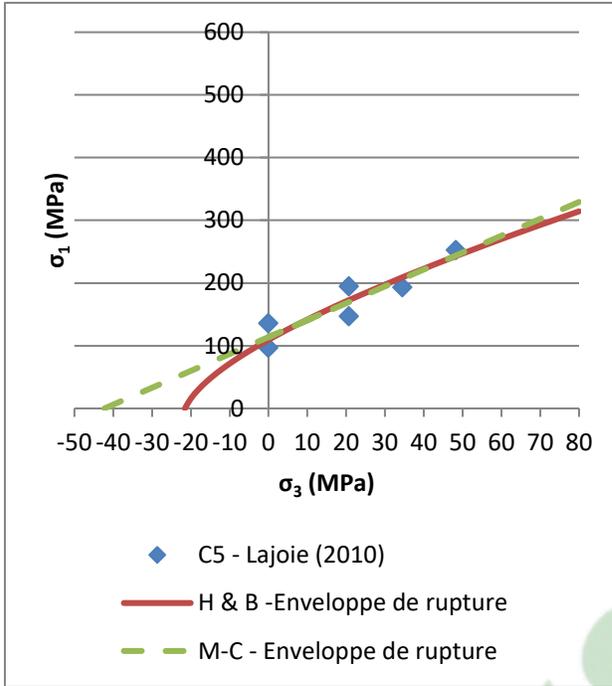


(a)

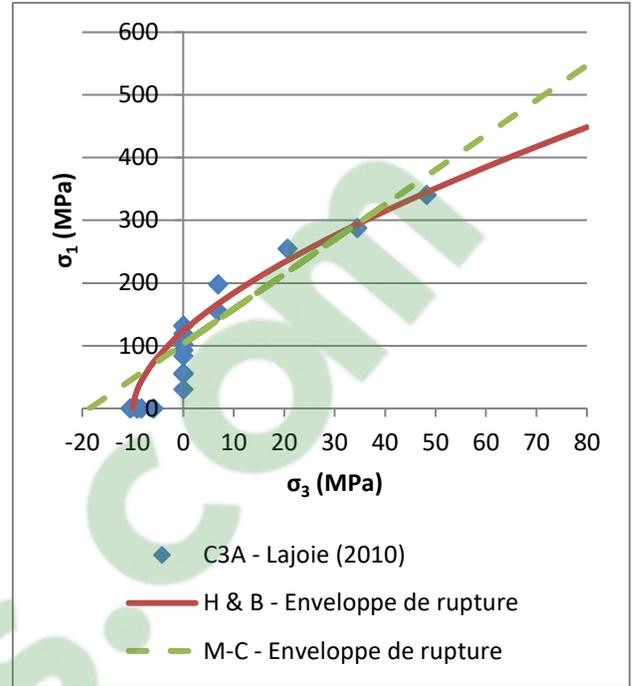


(b)

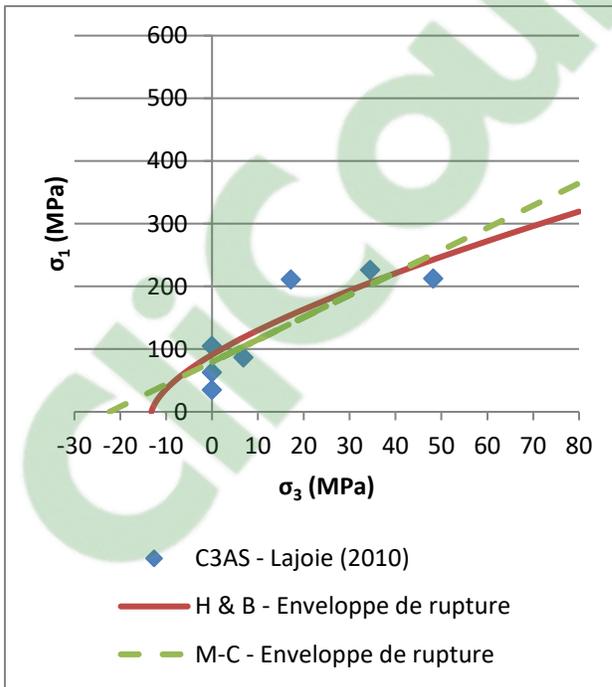
FIGURE C.6 : COURBES-ENVELOPPES (CAMPAGNE DE CORTHÉSY, 2000a) POUR LES LITHOLOGIES (a) C5S ET (b) C3C



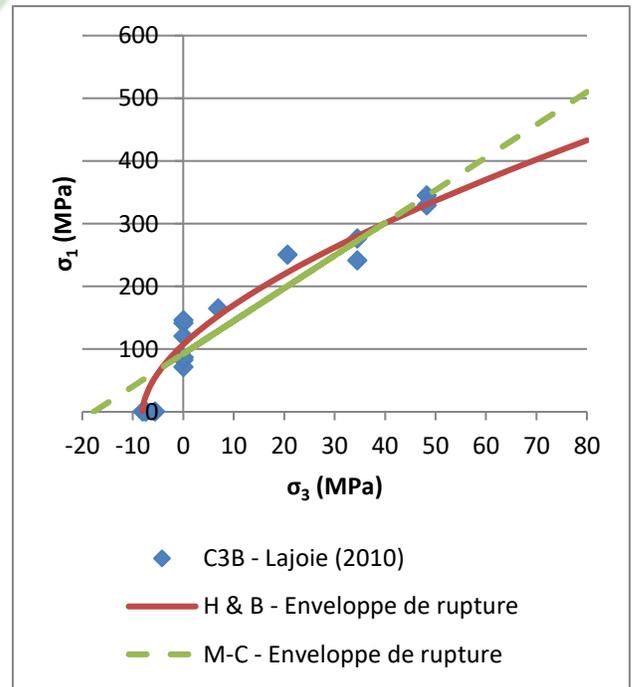
(a)



(b)



(c)



(d)

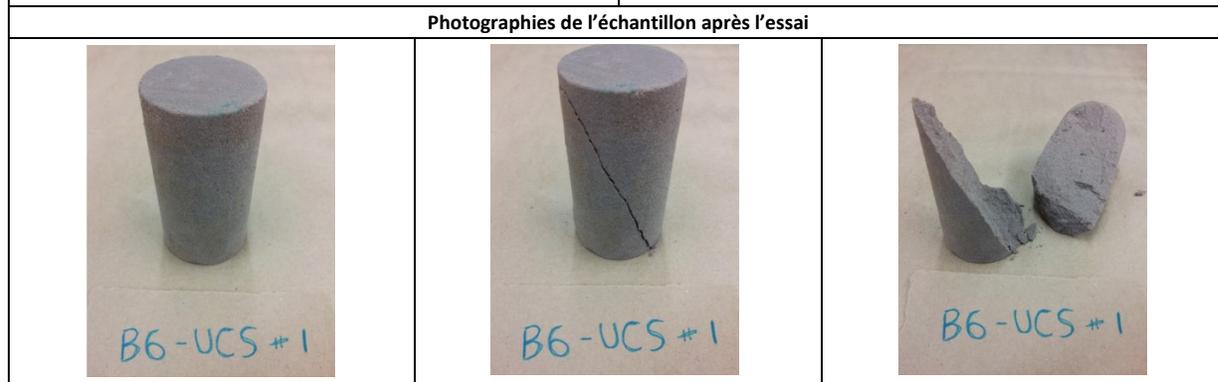
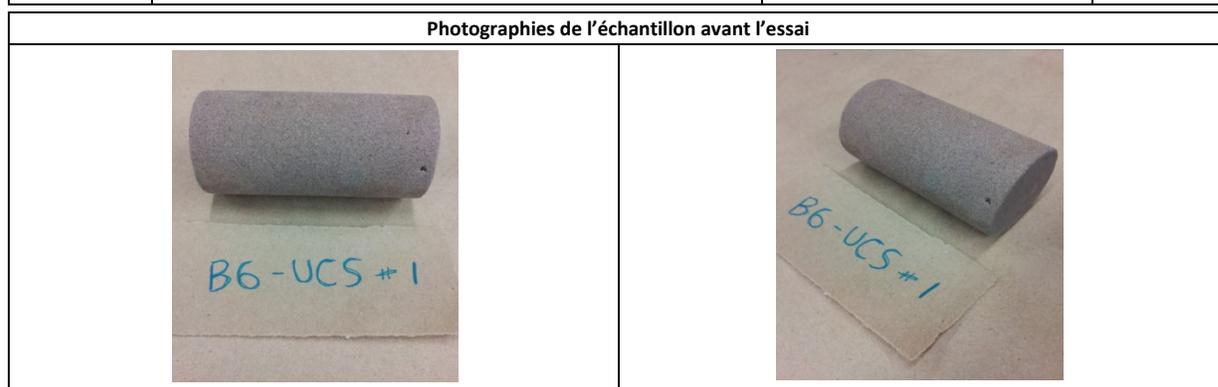
FIGURE C.7 : COURBES-ENVELOPPES (CAMPAGNE DE LAJOIE, 2010) POUR LES LITHOLOGIES (a) C5, (b) C3A, (c) C3AS ET (d) C3B

ANNEXE D

RÉSULTATS DES ESSAIS EFFECTUÉS SUR LES ÉPROUVETTES DE REMBLAI MINIER

 UQAC Université du Québec à Chicoutimi	Essai de résistance à la compression uniaxiale (ASTM D 2938-95 (2002)) Mine Niobec Projet de maîtrise - UQAC Analyse de l'effet du remblayage souterrain des chantiers de la mine Niobec sur leur stabilité				
	Identification de l'échantillon du remblai minier	<i># d'échantillon</i> B6 – UCS # 1	Réalisation de l'essai	<i>Échantillon testé par</i>	
<i># de carotte</i> B6	Catherine Lavoie				
<i>Chantier remblayé</i> 14-102-23	Sandra Lalancette				
<i>Niveau</i> 1450'					
<i>Forage : DDH – remblai, 44°</i> 63 m @ 66 m	<i>Date</i> 23 oct. 2015				

Géométrie de la carotte					Résultats		
Diamètre (D) [mm]	Longueur (L) [mm]	Masse [g]	Aire [mm ²]	Déviation [min]		Force de rupture [N]	955,451
46,23	87,80	-----	1690,21	10	Ok	Contrainte axiale à la rupture (σ_c) [MPa]	0,57
46,44	87,70			0	Ok		
46,40	87,88	Rapport d'élongation $2.0 \leq L/D \leq 2.5$		Diamètre minimal $\phi \geq 47$ mm		Durée de l'essai [sec]	176,2
46,49	87,70					Module de Young [GPa]	-----
46,39	87,77	1,89		46,39 mm < 47 mm			
État	Le taux d'humidité de l'éprouvette est de degré moyen.					Valide	Non

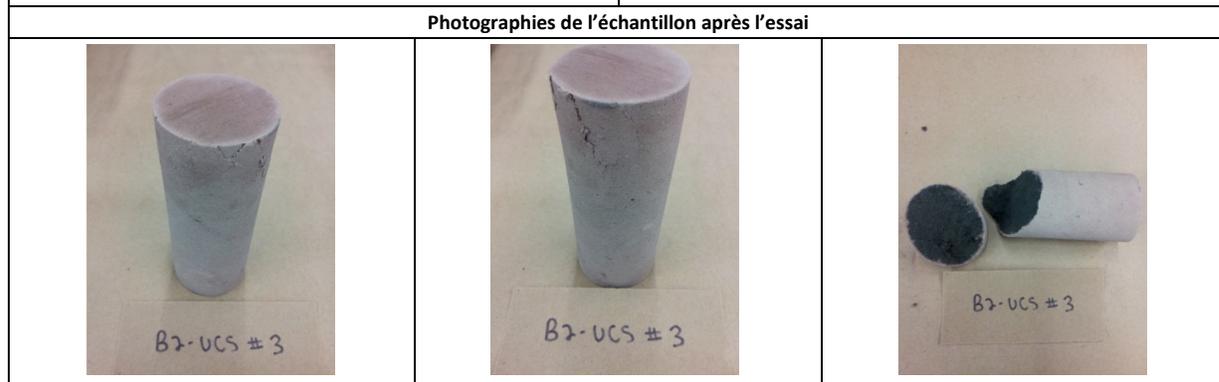
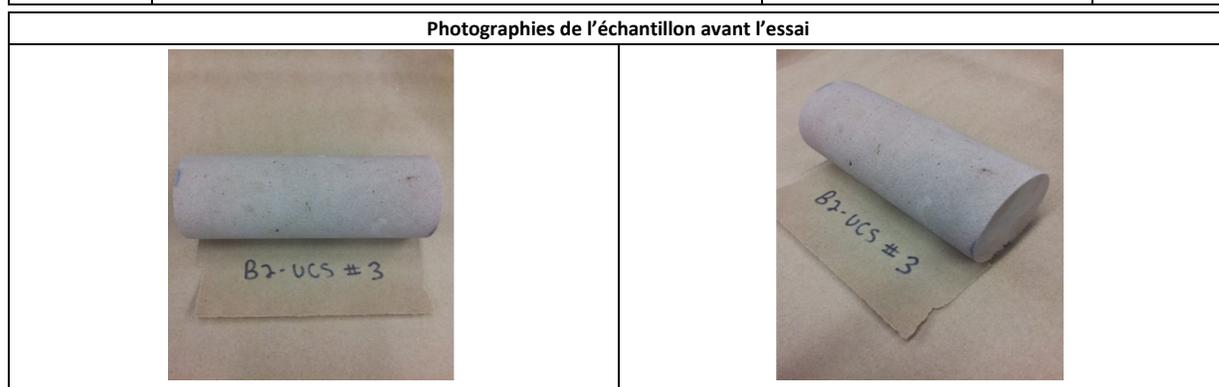


Notes et remarques						
Type de rupture :	Axiale	Diagonale	✓	Conique	Autre	Mixte
Rupture selon un plan :	Oui	Non	✓	Nbr de fragments :	Plus que 3	Moins que 3
Équipements :	Presse MTS Alliance RT/100, # série : M222720/10/30/99 Cellule de charge MTS 100 kN, # série : 104 398 23 mars 2005, # model : 450 1034					

Plan de rupture oblique à environ 65°. L'intérieur de l'éprouvette semble présenter le même taux d'humidité que l'extérieur. Le taux d'humidité de celle-ci est de degré moyen. Le centre de cette dernière est brun pâle tout comme l'extérieur. L'éprouvette est assez homogène. L'essai est rejeté puisque l'éprouvette ne respecte pas le rapport d'élongation spécifié dans la norme. Également, la résistance à la compression uniaxiale calculée à partir du résultat obtenu pour l'essai s'écarte beaucoup de celles calculées à partir des résultats des autres essais réalisés.

 UQAC Université du Québec à Chicoutimi	Essai de résistance à la compression uniaxiale (ASTM D 2938-95 (2002)) Mine Niobec Projet de maîtrise - UQAC Analyse de l'effet du remblayage souterrain des chantiers de la mine Niobec sur leur stabilité				
	Identification de l'échantillon du remblai minier	<i># d'échantillon</i> <i># de carotte</i> <i>Chantier remblayé</i> <i>Niveau</i> <i>Forage : DDH – remblai, 44°</i>	B2 – UCS # 3 B2 14-102-23 1450' 54 m @ 57 m	Réalisation de l'essai	

Géométrie de la carotte					Résultats		
Diamètre (D) [mm]	Longueur (L) [mm]	Masse [g]	Aire [mm ²]	Déviation [min]		Force de rupture [N]	7725,250
47,05	117,36	317,12	1739,75	7,5	Ok	Contrainte axiale à la rupture (σ_c) [MPa]	4,44
47,08	117,96			5	Ok		
47,01	117,46	Rapport d'élongation $2.0 \leq L/D \leq 2.5$		Diamètre minimal $\phi \geq 47 \text{ mm}$		Durée de l'essai [sec]	541,8
47,12	118,12	2,50		47,07 mm > 47 mm		Module de Young [GPa]	1,74
47,07	117,73					Valide	Oui
État	L'échantillon semble être très sec et sa surface présente plusieurs petites cavités. Il est plus dur au toucher que les autres échantillons.						



Notes et remarques								
Type de rupture :	Axiale	✓	Diagonale	Conique	Autre	Mixte		
Rupture selon un plan :	Oui	Non	✓	Nbr de fragments :	Plus que 3	Moins que 3	✓	Échantil. broyé
Équipements :	Presse MTS Alliance RT/100, # série : M222720/10/30/99 Cellule de charge MTS 100 kN, # série : 104 398 23 mars 2005, # model : 450 1034 Extensiomètre (25 mm), # série : 1382940, # model : 632.24F-50							

Plan de rupture axiale. L'échantillon s'est effrité dans le haut. L'intérieur de l'éprouvette est brun foncé, presque noir, tandis que l'extérieur est gris. L'échantillon semble être très sec.

 UQAC Université du Québec à Chicoutimi	Essai de résistance à la compression uniaxiale (ASTM D 2938-95 (2002)) Mine Niobec Projet de maîtrise - UQAC Analyse de l'effet du remblayage souterrain des chantiers de la mine Niobec sur leur stabilité				
	Identification de l'échantillon du remblai minier	<i># d'échantillon</i> <i># de carotte</i> <i>Chantier remblayé</i> <i>Niveau</i> <i>Forage : DDH – remblai, 44°</i>	B9 – UCS # 7 B9 14-102-23 1450' 66 m @ 69 m	Réalisation de l'essai	

Géométrie de la carotte					Résultats		
Diamètre (D) [mm]	Longueur (L) [mm]	Masse [g]	Aire [mm ²]	Déviation [min]		Force de rupture [N]	1361,803
45,83	103,53	350,75	1636,00	5	Ok	Contrainte axiale à la rupture (σ_c) [MPa]	0,83
45,86	103,45			0	Ok		
45,06	103,44	Rapport d'élongation $2.0 \leq L/D \leq 2.5$		Diamètre minimal $\phi \geq 47$ mm		Durée de l'essai [sec]	368,2
45,81	103,35					Module de Young [GPa]	0,21
45,64	103,44	2,27		45,64 mm < 47 mm			
État	Le taux d'humidité de l'éprouvette est de degré moyen.					Valide	Oui

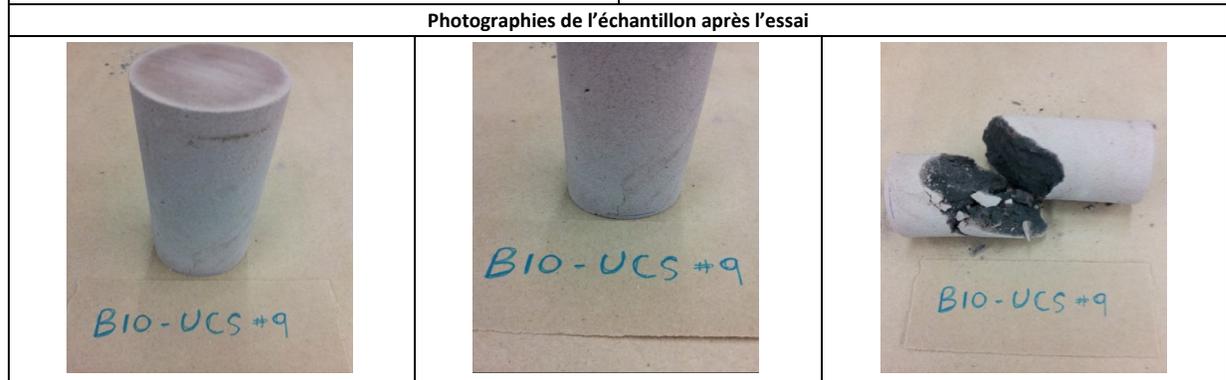


Notes et remarques								
Type de rupture :	Axiale	Diagonale	✓	Conique	Autre	Mixte		
Rupture selon un plan :	Oui	Non	✓	Nbr de fragments :	Plus que 3	Moins que 3	✓	Échantil. broyé
Équipements :	Presse MTS Alliance RT/100, # série : M222720/10/30/99 Cellule de charge MTS 100 kN, # série : 104 398 23 mars 2005, # model : 450 1034 Extensiomètre (25 mm), # série : 1382940, # model : 632.24F-50							

Plan de rupture oblique à environ 60°. L'intérieur de l'éprouvette semble présenter le même taux d'humidité que l'extérieur. Le taux d'humidité de celle-ci est de degré moyen. Le centre de cette dernière est brun pâle comme l'extérieur mais quelques marques de couleur noire peuvent y être observées. L'intérieur de l'éprouvette n'est pas homogène.

 UQAC Université du Québec à Chicoutimi	Essai de résistance à la compression uniaxiale (ASTM D 2938-95 (2002)) Mine Niobec Projet de maîtrise - UQAC Analyse de l'effet du remblayage souterrain des chantiers de la mine Niobec sur leur stabilité				
	Identification de l'échantillon du remblai minier	<i># d'échantillon</i> <i># de carotte</i> <i>Chantier remblayé</i> <i>Niveau</i> <i>Forage : DDH – remblai, 44°</i>	B10 – UCS # 9 B10 14-102-23 1450' 66 m @ 69 m	Réalisation de l'essai	

Géométrie de la carotte					Résultats		
Diamètre (D) [mm]	Longueur (L) [mm]	Masse [g]	Aire [mm ²]	Déviation [min]		Force de rupture [N]	8471,326
47,31	104,39	370,10	1751,79	0	Ok	Contrainte axiale à la rupture (σ_c) [MPa]	4,84
47,26	103,89			0	Ok		
47,08	104,19	Rapport d'élongation $2.0 \leq L/D \leq 2.5$		Diamètre minimal $\phi \geq 47$ mm		Durée de l'essai [sec]	411,4
47,26	103,94						
47,23	104,10	2,20		47,23 mm > 47 mm		Module de Young [GPa]	4,38
État	L'échantillon semble être très sec et sa surface présente plusieurs petites cavités. Il est plus dur au toucher que les autres échantillons.						

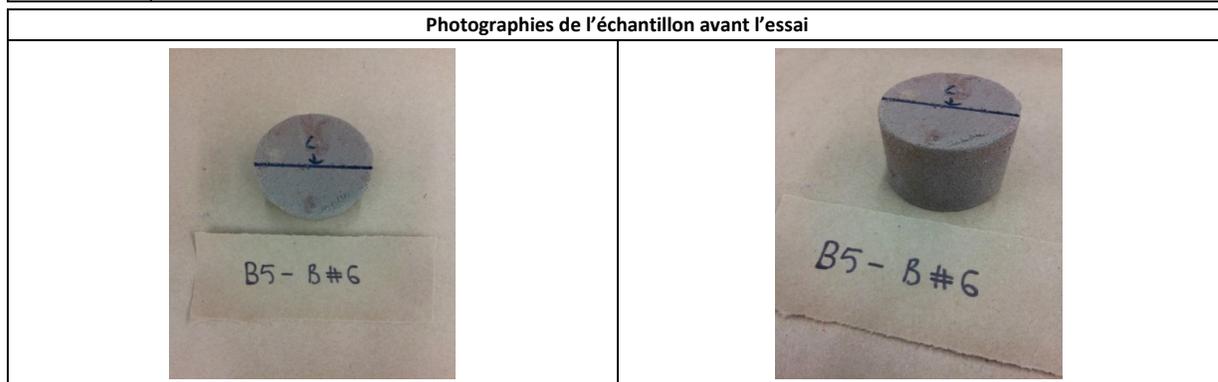


Notes et remarques								
Type de rupture :	Axiale	✓	Diagonale	Conique	Autre	Mixte		
Rupture selon un plan :	Oui	Non	✓	Nbr de fragments :	Plus que 3	Moins que 3	✓	Échantil. broyé
Équipements :	Presse MTS Alliance RT/100, # série : M222720/10/30/99 Cellule de charge MTS 100 kN, # série : 104 398 23 mars 2005, # model : 450 1034 Extensiomètre (25 mm), # série : 1382940, # model : 632.24F-50							

Plan de rupture axial. L'échantillon s'est effrité dans le haut. L'intérieur de l'éprouvette est brun foncé, presque noir, tandis que l'extérieur est gris. L'échantillon semble être très sec.

 UQAC Université du Québec à Chicoutimi	Essai de résistance en tension indirecte (Essai Brésilien) (ASTM D 3967-08) Mine Niobec Projet de maîtrise - UQAC Analyse de l'effet du remblayage souterrain des chantiers de la mine Niobec sur leur stabilité				
	Identification de l'échantillon du remblai minier	<i># d'échantillon</i> <i># de carotte</i> <i>Chantier remblayé</i> <i>Niveau</i> <i>Forage : DDH – remblai, 44°</i>	B5 – B # 6 B5 14-102-23 1450' 63 m @ 66 m	Réalisation de l'essai	

Géométrie de la carotte					Résultats	
Diamètre (D) [mm]	Longueur (L) [mm]	Masse [g]	Aire [mm ²]	Déviations [min]	Force de rupture [N]	360,480
46,90	37,13	-----	1715,99	-----	Résistance en tension (σ_t) [MPa]	0,132
46,63	37,63	Rapport d'élongation		Diamètre minimal	Durée de l'essai [sec]	612,0
46,86	37,58	0.2 ≤ L/D ≤ 0.75		∅ ≥ 47 mm		
46,58	36,87	0,80		46,74 mm < 47 mm	Valide	Oui
46,74	37,30					
État	Le taux d'humidité de l'éprouvette est de degré moyen.					

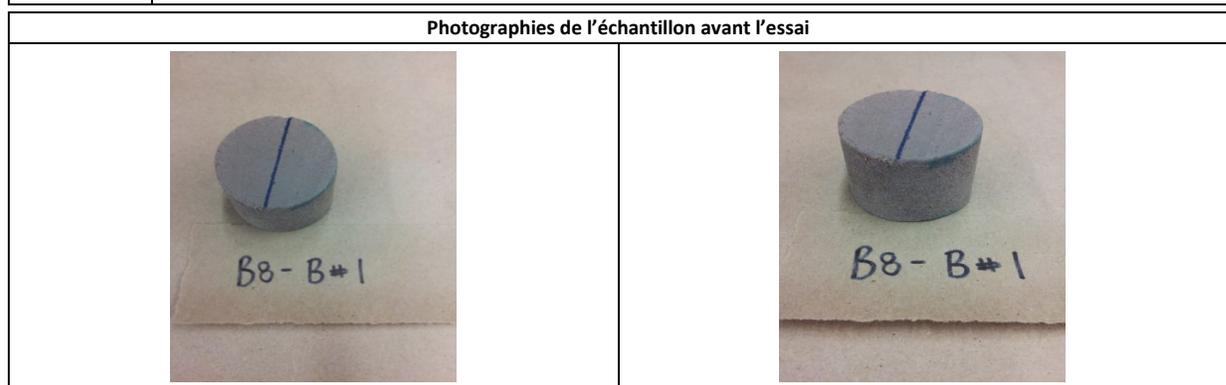


Notes et remarques				
Rupture selon un plan :	Oui	Non	✓	
			La rupture principale passe par les points d'application de la charge	✓
		La rupture principale ne passe pas par les points d'application de la charge		
Équipements :	Presse MTS Alliance RT/100, # série : M222720/10/30/99 Cellule de charge MTS 100 kN, # série : 104 398 23 mars 2005, # model : 450 1034			

L'éprouvette ne respecte pas le rapport d'élongation spécifié dans la norme ($L/D > 0.75$) et la rupture de l'éprouvette est survenue plus de 10 minutes après de début de l'essai. Cependant, l'essai n'est pas rejeté puisque la résistance en tension calculée à partir du résultat obtenu pour l'essai ne s'écarte pas de celles calculées à partir des résultats des autres essais réalisés. La rupture principale passe par les points d'application de la charge au centre de l'éprouvette. La matrice au centre de l'échantillon est de couleur brune et grise. L'intérieur de l'éprouvette n'est pas homogène.

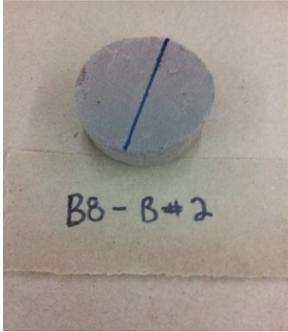
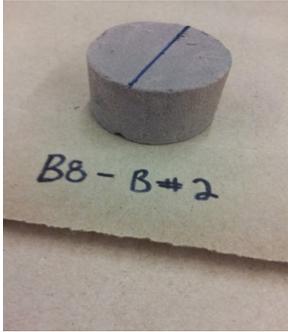
 UQAC Université du Québec à Chicoutimi	Essai de résistance en tension indirecte (Essai Brésilien) (ASTM D 3967-08) Mine Niobec Projet de maîtrise - UQAC Analyse de l'effet du remblayage souterrain des chantiers de la mine Niobec sur leur stabilité				
	Identification de l'échantillon du remblai minier	<i># d'échantillon</i> <i># de carotte</i> <i>Chantier remblayé</i> <i>Niveau</i> <i>Forage : DDH – remblai, 44°</i>	B8 – B # 1 B8 14-102-23 1450' 66 m @ 69 m	Réalisation de l'essai	

Géométrie de la carotte					Résultats	
Diamètre (D) [mm]	Longueur (L) [mm]	Masse [g]	Aire [mm ²]	Déviations [min]	Force de rupture [N]	251,551
45,42	32,34	-----	1610,11	-----	Résistance en tension (σ_t) [MPa]	0,108
44,87	33,09	Rapport d'élongation		Diamètre minimal	Durée de l'essai [sec]	236,6
45,39	32,60	0.2 ≤ L/D ≤ 0.75		∅ ≥ 47 mm		
45,43	32,57	0,72		45,28 mm < 47 mm	Valide	Oui
45,28	32,65					
État	Le taux d'humidité de l'éprouvette est de degré moyen.					



Notes et remarques			
Rupture selon un plan :	Oui	Non	✓
	La rupture principale passe par les points d'application de la charge		✓
La rupture principale ne passe pas par les points d'application de la charge			
Équipements :	Presse MTS Alliance RT/100, # série : M222720/10/30/99 Cellule de charge MTS 100 kN, # série : 104 398 23 mars 2005, # model : 450 1034		

La rupture principale passe par les points d'application de la charge au centre de l'éprouvette. La matrice est principalement de couleur grise au centre de l'échantillon et quelques marques brunes y sont visibles ainsi que plusieurs petits vides. Lors de la séparation des morceaux, la rupture s'est propagée sur l'autre face en ne suivant pas le centre de l'échantillon. L'intérieur de l'éprouvette n'est pas homogène.

	Essai de résistance en tension indirecte (Essai Brésilien) (ASTM D 3967-08) Mine Niobec Projet de maîtrise - UQAC Analyse de l'effet du remblayage souterrain des chantiers de la mine Niobec sur leur stabilité					
	Identification de l'échantillon du remblai minier	# d'échantillon # de carotte Chantier remblayé Niveau Forage : DDH – remblai, 44°	B8 – B # 2 B8 14-102-23 1450' 66 m @ 69 m	Réalisation de l'essai	Échantillon testé par Date	
Géométrie de la carotte					Résultats	
Diamètre (D) [mm]	Longueur (L) [mm]	Masse [g]	Aire [mm ²]	Déviations [min]	Force de rupture [N]	247,900
45,78	25,55	-----	1636,00	-----	Résistance en tension (σ_t) [MPa]	0,135
45,78	25,63	Rapport d'élongation $0.2 \leq L/D \leq 0.75$		Diamètre minimal $\phi \geq 47 \text{ mm}$	Durée de l'essai [sec]	328,2
44,84	25,58				Valide	Oui
46,16	25,96	0,56		45,64 mm < 47 mm		
45,64	25,68					
État	Le taux d'humidité de l'éprouvette est de degré moyen.					
Photographies de l'échantillon avant l'essai						
						
Photographies de l'échantillon après l'essai						
						
Notes et remarques						
Rupture selon un plan :	Oui	Non	✓	La rupture principale passe par les points d'application de la charge	✓	
				La rupture principale ne passe pas par les points d'application de la charge		
Équipements :	Presse MTS Alliance RT/100, # série : M222720/10/30/99 Cellule de charge MTS 100 kN, # série : 104 398 23 mars 2005, # model : 450 1034					
La rupture principale passe par les points d'application de la charge sur la face avant de l'éprouvette tandis qu'elle dévie du centre de l'échantillon lorsqu'on observe sa face arrière. La matrice au centre de l'échantillon est de couleur brune et grise. L'intérieur de l'éprouvette n'est pas homogène.						

 UQAC Université du Québec à Chicoutimi	Essai de résistance en tension indirecte (Essai Brésilien) (ASTM D 3967-08) Mine Niobec Projet de maîtrise - UQAC Analyse de l'effet du remblayage souterrain des chantiers de la mine Niobec sur leur stabilité				
	Identification de l'échantillon du remblai minier	<i># d'échantillon</i> <i># de carotte</i> <i>Chantier remblayé</i> <i>Niveau</i> <i>Forage : DDH – remblai, 44°</i>	B8 – B # 3 B8 14-102-23 1450' 66 m @ 69 m	Réalisation de l'essai	

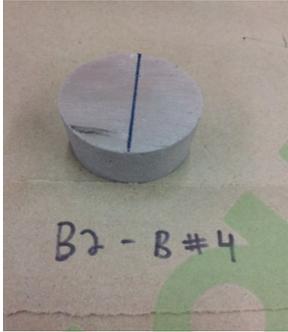
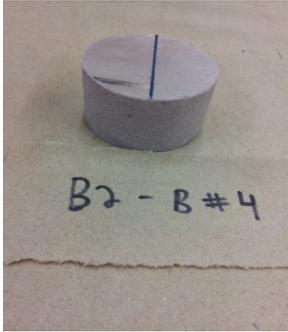
Géométrie de la carotte					Résultats	
Diamètre (D) [mm]	Longueur (L) [mm]	Masse [g]	Aire [mm ²]	Déviations [min]	Force de rupture [N]	266,070
44,52	29,72	-----	1607,44	-----	Résistance en tension (σ_t) [MPa]	0,125
45,94	30,09	Rapport d'élongation $0.2 \leq L/D \leq 0.75$		Diamètre minimal $\phi \geq 47 \text{ mm}$	Durée de l'essai [sec]	309,0
46,06	29,75	0,66		45,24 mm < 47 mm	Valide	Oui
44,44	29,85					
45,24	29,85					

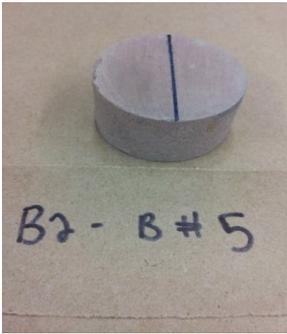
État	Le taux d'humidité de l'éprouvette est de degré moyen.
-------------	--



Notes et remarques			
Rupture selon un plan :	Oui	Non	✓
	La rupture principale passe par les points d'application de la charge		
La rupture principale ne passe pas par les points d'application de la charge			✓
Équipements :	Presse MTS Alliance RT/100, # série : M222720/10/30/99 Cellule de charge MTS 100 kN, # série : 104 398 23 mars 2005, # model : 450 1034		

La rupture passe d'un bord à l'autre de l'axe central de l'échantillon. Elle s'écarte de l'axe central correspondant aux points d'application de la charge. La matrice au centre de l'échantillon est de couleur brune et grise. L'intérieur de l'éprouvette n'est pas homogène.

 UQAC Université du Québec à Chicoutimi	Essai de résistance en tension indirecte (Essai Brésilien) (ASTM D 3967-08) Mine Niobec Projet de maîtrise - UQAC Analyse de l'effet du remblayage souterrain des chantiers de la mine Niobec sur leur stabilité					
	Identification de l'échantillon du remblai minier	# d'échantillon	B2 – B # 4		Réalisation de l'essai	
	# de carotte	B2		Yannick Gagnon		
	Chantier remblayé	14-102-23		Catherine Lavoie		
	Niveau	1450'		Sandra Lalancette		
	Forage : DDH – remblai, 44°	54 m @ 57 m		Date		16 oct. 2015
Géométrie de la carotte					Résultats	
Diamètre (D) [mm]	Longueur (L) [mm]	Masse [g]	Aire [mm ²]	Déviations [min]	Force de rupture [N]	1893,105
47,18	27,55	-----	1746,60	-----	Résistance en tension (σ_t) [MPa]	0,927
47,10	27,63	Rapport d'élongation $0.2 \leq L/D \leq 0.75$		Diamètre minimal $\phi \geq 47 \text{ mm}$	Durée de l'essai [sec]	486,6
47,23	27,67					
47,12	27,48	0,58		47,16 mm > 47 mm	Valide	Oui
47,16	27,58	0,58		47,16 mm > 47 mm	Valide	Oui
État	L'échantillon semble être très sec. Il est plus dur au toucher comparativement aux autres échantillons dont nous disposons. Sa texture est différente de celle des autres échantillons. Il semble être plus dense.					
Photographies de l'échantillon avant l'essai						
						
Photographies de l'échantillon après l'essai						
						
Notes et remarques						
Rupture selon un plan :	Oui	Non	La rupture principale passe par les points d'application de la charge			✓
		✓	La rupture principale ne passe pas par les points d'application de la charge			
Équipements :	Presse MTS Alliance RT/100, # série : M222720/10/30/99 Cellule de charge MTS 100 kN, # série : 104 398 23 mars 2005, # model : 450 1034					
La rupture principale passe par les points d'application de la charge au centre de l'éprouvette. L'intérieur de l'éprouvette est brun foncé, presque noir, tandis que l'extérieur est gris. L'échantillon semble être très sec.						

	Essai de résistance en tension indirecte (Essai Brésilien) (ASTM D 3967-08) Mine Niobec Projet de maîtrise - UQAC Analyse de l'effet du remblayage souterrain des chantiers de la mine Niobec sur leur stabilité							
	Identification de l'échantillon du remblai minier	# d'échantillon B2 – B # 5	# de carotte B2	Chantier remblayé 14-102-23	Niveau 1450'		Forage : DDH – remblai, 44° 54 m @ 57 m	Réalisation de l'essai
Géométrie de la carotte					Résultats			
Diamètre (D) [mm]	Longueur (L) [mm]	Masse [g]	Aire [mm ²]	Déviations [min]	Force de rupture [N]	1558,657		
47,19	21,99	-----	1749,37	-----	Résistance en tension (σ_t) [MPa]	0,953		
47,29	22,19	Rapport d'élongation 0.2 ≤ L/D ≤ 0.75		Diamètre minimal ∅ ≥ 47 mm	Durée de l'essai [sec]	549,0		
47,13	22,17							
47,17	21,93							
47,20	22,07	0,47		47,20 mm > 47 mm	Valide	Oui		
État	L'échantillon semble être très sec. Il est plus dur au toucher comparativement aux autres échantillons dont nous disposons. Sa texture est différente de celle des autres échantillons. Il semble être plus dense.							
Photographies de l'échantillon avant l'essai								
								
Photographies de l'échantillon après l'essai								
								
Notes et remarques								
Rupture selon un plan :	Oui	Non	<input checked="" type="checkbox"/>			La rupture principale passe par les points d'application de la charge	<input checked="" type="checkbox"/>	
						La rupture principale ne passe pas par les points d'application de la charge	<input type="checkbox"/>	
Équipements :	Presse MTS Alliance RT/100, # série : M222720/10/30/99 Cellule de charge MTS 100 kN, # série : 104 398 23 mars 2005, # model : 450 1034							
La rupture principale passe par les points d'application de la charge au centre de l'éprouvette. L'intérieur de l'éprouvette est brun foncé, presque noir, tandis que l'extérieur est gris. L'échantillon semble être très sec.								

 UQAC Université du Québec à Chicoutimi	Essai de résistance en tension indirecte (Essai Brésilien) (ASTM D 3967-08) Mine Niobec Projet de maîtrise - UQAC Analyse de l'effet du remblayage souterrain des chantiers de la mine Niobec sur leur stabilité						
	Identification de l'échantillon du remblai minier	# d'échantillon B3 – B # 7	# de carotte B3	Chantier remblayé 14-102-23		Niveau 1450'	Réalisation de l'essai
Forage : DDH – remblai, 44°		60 m	@	63 m			

Géométrie de la carotte					Résultats	
Diamètre (D) [mm]	Longueur (L) [mm]	Masse [g]	Aire [mm ²]	Déviations [min]	Force de rupture [N]	180,757
46,28	30,92	-----	1679,11	-----	Résistance en tension (σ_t) [MPa]	0,080
46,28	31,09	Rapport d'élongation		Diamètre minimal	Durée de l'essai [sec]	323,8
46,30	30,94	0.2 ≤ L/D ≤ 0.75		∅ ≥ 47 mm		
46,09	30,93	0,67		46,24 mm < 47 mm	Valide	Oui
46,24	30,97					
État	Le taux d'humidité de l'éprouvette est de degré moyen.					

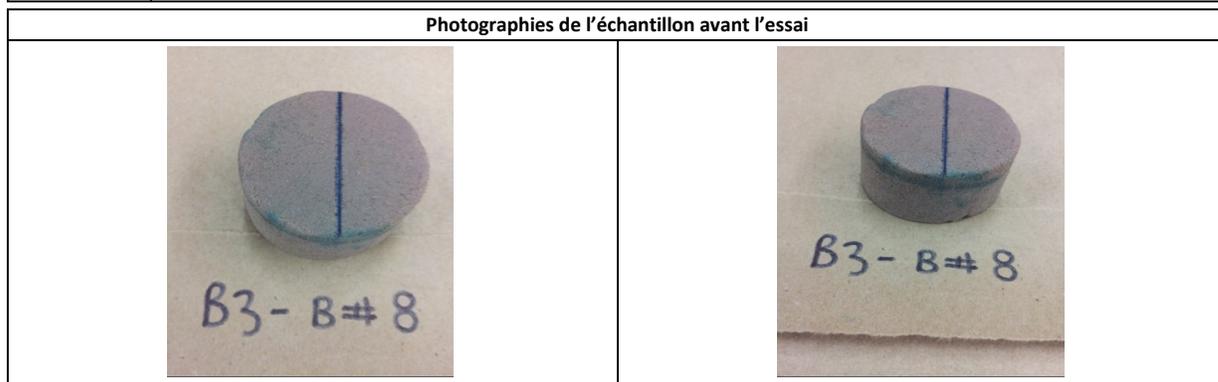


Notes et remarques			
Rupture selon un plan :	Oui	Non	✓
	La rupture principale passe par les points d'application de la charge		✓
La rupture principale ne passe pas par les points d'application de la charge			
Équipements :	Presse MTS Alliance RT/100, # série : M222720/10/30/99 Cellule de charge MTS 100 kN, # série : 104 398 23 mars 2005, # model : 450 1034		

La rupture principale passe par les points d'application de la charge au centre de l'éprouvette. La matrice au centre de l'échantillon est de couleur brune et grise. L'intérieur de l'éprouvette n'est pas homogène.

 UQAC Université du Québec à Chicoutimi	Essai de résistance en tension indirecte (Essai Brésilien) (ASTM D 3967-08) Mine Niobec Projet de maîtrise - UQAC Analyse de l'effet du remblayage souterrain des chantiers de la mine Niobec sur leur stabilité							
	Identification de l'échantillon du remblai minier	# d'échantillon B3 – B # 8	# de carotte B3	Chantier remblayé 14-102-23		Niveau 1450'	Forage : DDH – remblai, 44° 60 m @ 63 m	Réalisation de l'essai

Géométrie de la carotte					Résultats	
Diamètre (D) [mm]	Longueur (L) [mm]	Masse [g]	Aire [mm ²]	Déviations [min]	Force de rupture [N]	160,125
45,86	25,00	-----	1657,21	-----	Résistance en tension (σ_t) [MPa]	0,088
46,06	25,29	Rapport d'élongation $0.2 \leq L/D \leq 0.75$		Diamètre minimal $\phi \geq 47$ mm	Durée de l'essai [sec]	406,6
45,93	25,13					
45,89	25,23	0,55		45,94 mm < 47 mm	Valide	Oui
45,94	25,16					
État	Le taux d'humidité de l'éprouvette est de degré moyen.					



Notes et remarques			
Rupture selon un plan :	Oui	Non	✓
	La rupture principale passe par les points d'application de la charge		✓
La rupture principale ne passe pas par les points d'application de la charge			
Équipements :	Presse MTS Alliance RT/100, # série : M222720/10/30/99 Cellule de charge MTS 100 kN, # série : 104 398 23 mars 2005, # model : 450 1034		

La rupture principale passe par les points d'application de la charge au centre de l'éprouvette. La matrice au centre de l'échantillon est de couleur brune et grise. L'intérieur de l'éprouvette n'est pas homogène.

 Université du Québec à Chicoutimi	Essai de résistance à la compression triaxiale (ASTM D 2664-04) Mine Niobec Projet de maîtrise - UQAC Analyse de l'effet du remblayage souterrain des chantiers de la mine Niobec sur leur stabilité						
	Identification de l'échantillon du remblai minier	<i># d'échantillon</i> B6 – UCS # 2	<i># de carotte</i> B6	<i>Chantier remblayé</i> 14-102-23		<i>Niveau</i> 1450'	Réalisation de l'essai

Géométrie de la carotte					Résultats		
Diamètre (D) [mm]	Longueur (L) [mm]	Masse [g]	Aire [mm ²]	Déviation [min]		Force de rupture ($\sigma_1 - \sigma_3$) [N]	1853,567
46,61	97,81	-----	1719,11	10	Ok	Pression de confinement (σ_3) [MPa]	0,152
47,20	97,93			0	Ok		
46,61	97,98	Rapport d'élongation $2.0 \leq L/D \leq 2.5$		Diamètre minimal $\phi \geq 47 \text{ mm}$		Contrainte axiale à la rupture (σ_1) [MPa]	1,23
46,72	98,02						
46,79	97,94	2,09		46,79 mm < 47 mm		Durée de l'essai [sec]	39,0
État	Le taux d'humidité de l'éprouvette est de degré moyen.					Valide	Non



Notes et remarques								
Type de rupture :	Axiale	Diagonale	✓	Conique	Autre	Mixte		
Rupture selon un plan :	Oui	Non	✓	Nbr de fragments :	Plus que 3	Moins que 3	✓	Échantil. broyé
Équipements :	Presse MTS Alliance RT/100, # série : M222720/10/30/99 Cellule de charge MTS 100 kN, # série : 104 398 23 mars 2005, # model : 450 1034							

Plan de rupture oblique à environ 60°. La matrice au centre de l'échantillon est de couleur brune et grise. L'intérieur de l'éprouvette n'est pas homogène. L'essai est rejeté puisque la rupture de l'éprouvette est survenue moins de 2 minutes après de début de l'essai. Également, la contrainte axiale à la rupture calculée à partir du résultat obtenu pour l'essai s'écarte de celles calculées à partir des résultats des autres essais réalisés. L'eau présente dans la cellule de charge a traversé la membrane imperméable disposée autour de l'échantillon. Elle est probablement entrée en contact avec l'échantillon via les extrémités du montage.

 UQAC Université du Québec à Chicoutimi	Essai de résistance à la compression triaxiale (ASTM D 2664-04) Mine Niobec Projet de maîtrise - UQAC Analyse de l'effet du remblayage souterrain des chantiers de la mine Niobec sur leur stabilité							
	Identification de l'échantillon du remblai minier	# d'échantillon B11 – UCS # 5	# de carotte B11	Chantier remblayé 14-102-23		Niveau 1450'	Forage : DDH – remblai, 44° 66 m @ 69 m	Réalisation de l'essai

Géométrie de la carotte					Résultats		
Diamètre (D) [mm]	Longueur (L) [mm]	Masse [g]	Aire [mm ²]	Déviation [min]		Force de rupture ($\sigma_1 - \sigma_3$) [N]	7134,517
47,12	113,59	-----	1746,97	2,5	Ok	Pression de confinement (σ_3) [MPa]	0,152
47,17	113,71			5	Ok		
47,18	113,60	Rapport d'élongation $2.0 \leq L/D \leq 2.5$		Diamètre minimal $\phi \geq 47$ mm		Contrainte axiale à la rupture (σ_1) [MPa]	4,24
47,18	113,38			47,16 mm > 47 mm			
47,16	113,57	2,41		47,16 mm > 47 mm		Durée de l'essai [sec]	501,8
État	L'échantillon semble être très sec. Sa texture est différente de celle des autres échantillons. Il est plus dur au toucher. Il semble être plus dense.					Valide	Oui

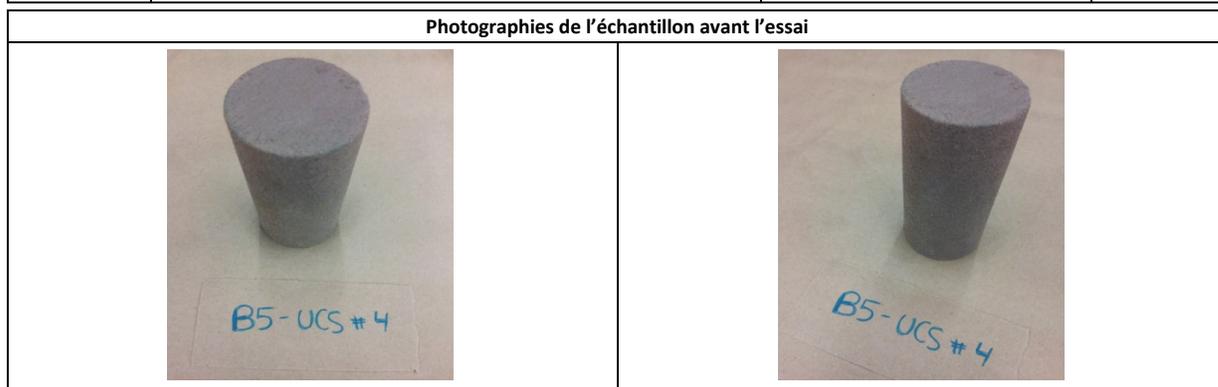


Notes et remarques								
Type de rupture :	Axiale	✓	Diagonale	Conique	Autre	Mixte		
Rupture selon un plan :	Oui	Non	✓	Nbr de fragments :	Plus que 3	Moins que 3	✓	Échantil. broyé
Équipements :	Presse MTS Alliance RT/100, # série : M222720/10/30/99 Cellule de charge MTS 100 kN, # série : 104 398 23 mars 2005, # model : 450 1034							

Plan de rupture axial. L'intérieur de l'éprouvette est brun foncé, presque noir, tandis que l'extérieur est gris. L'échantillon semblait être très sec. L'eau présente dans la cellule de charge a traversé la membrane imperméable disposée autour de l'échantillon. Elle est probablement entrée en contact avec l'échantillon via les extrémités du montage qui doivent être scellées à l'aide de joints toriques.

 UQAC Université du Québec à Chicoutimi	Essai de résistance à la compression triaxiale (ASTM D 2664-04) Mine Niobec Projet de maîtrise - UQAC Analyse de l'effet du remblayage souterrain des chantiers de la mine Niobec sur leur stabilité							
	Identification de l'échantillon du remblai minier	# d'échantillon B5 – UCS # 4	# de carotte B5	Chantier remblayé 14-102-23		Niveau 1450'	Forage : DDH – remblai, 44° 63 m @ 66 m	Réalisation de l'essai

Géométrie de la carotte					Résultats		
Diamètre (D) [mm]	Longueur (L) [mm]	Masse [g]	Aire [mm ²]	Déviation [min]		Force de rupture ($\sigma_1 - \sigma_3$) [N]	2616,183
46,76	109,39	-----	1702,98	10	Ok	Pression de confinement (σ_3) [MPa]	0,621
46,53	109,52			0	Ok		
46,15	109,21	Rapport d'élongation $2.0 \leq L/D \leq 2.5$		Diamètre minimal $\phi \geq 47 \text{ mm}$		Contrainte axiale à la rupture (σ_1) [MPa]	2,16
46,82	109,58			46,57 mm < 47 mm			
46,57	109,43	2,35				Durée de l'essai [sec]	138,6
État	Le taux d'humidité de l'éprouvette est de degré moyen.					Valide	Oui

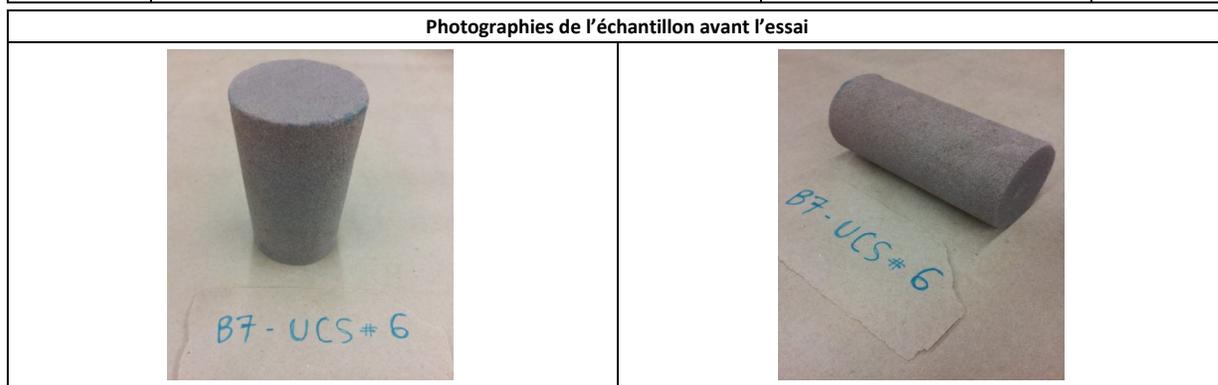


Notes et remarques								
Type de rupture :	Axiale	Diagonale	✓	Conique	Autre	Mixte		
Rupture selon un plan :	Oui	Non	✓	Nbr de fragments :	Plus que 3	Moins que 3	✓	Échantil. broyé
Équipements :	Presse MTS Alliance RT/100, # série : M222720/10/30/99 Cellule de charge MTS 100 kN, # série : 104 398 23 mars 2005, # model : 450 1034							

Plan de rupture oblique à environ 70°. Le centre de l'éprouvette est brun pâle tout comme l'extérieur. L'éprouvette est assez homogène. Un picot noir est visible à l'intérieur. L'eau présente dans la cellule de charge a traversé la membrane imperméable disposée autour de l'échantillon. Elle est probablement entrée en contact avec l'échantillon via les extrémités du montage qui doivent être scellées à l'aide de joints toriques.

 UQAC Université du Québec à Chicoutimi	Essai de résistance à la compression triaxiale (ASTM D 2664-04) Mine Niobec Projet de maîtrise - UQAC Analyse de l'effet du remblayage souterrain des chantiers de la mine Niobec sur leur stabilité						
	Identification de l'échantillon du remblai minier	# d'échantillon B7 – UCS # 6	# de carotte B7	Chantier remblayé 14-102-23		Niveau 1450'	Réalisation de l'essai
Forage : DDH – remblai, 44°		66 m	@	69 m			

Géométrie de la carotte					Résultats		
Diamètre (D) [mm]	Longueur (L) [mm]	Masse [g]	Aire [mm ²]	Déviation [min]		Force de rupture ($\sigma_1 - \sigma_3$) [N]	2207,957
45,56	101,47	-----	1599,99	5	Ok	Pression de confinement (σ_3) [MPa]	0,483
44,67	101,86			0	Ok		
45,56	101,34	Rapport d'élongation $2.0 \leq L/D \leq 2.5$		Diamètre minimal $\phi \geq 47$ mm		Contrainte axiale à la rupture (σ_1) [MPa]	1,86
44,75	101,86						
45,14	101,63	2,25		45,14 mm < 47 mm		Durée de l'essai [sec]	293,0
État	Le taux d'humidité de l'éprouvette est de degré moyen.					Valide	Oui



Notes et remarques

Type de rupture :	Axiale	Diagonale	✓	Conique	Autre	Mixte		
Rupture selon un plan :	Oui	Non	✓	Nbr de fragments :	Plus que 3	Moins que 3	✓	Échantil. broyé
Équipements :	Presse MTS Alliance RT/100, # série : M222720/10/30/99 Cellule de charge MTS 100 kN, # série : 104 398 23 mars 2005, # model : 450 1034							

Plan de rupture oblique à environ 75°. La matrice au centre de l'échantillon est de couleur brune et grise. L'intérieur de l'éprouvette n'est pas homogène. L'eau présente dans la cellule de charge a traversé la membrane imperméable disposée autour de l'échantillon. Elle est probablement entrée en contact avec l'échantillon via les extrémités du montage qui doivent être scellées à l'aide de joints toriques.

 UQAC Université du Québec à Chicoutimi	Essai de résistance à la compression triaxiale (ASTM D 2664-04) Mine Niobec Projet de maîtrise - UQAC Analyse de l'effet du remblayage souterrain des chantiers de la mine Niobec sur leur stabilité				
	Identification de l'échantillon du remblai minier	<i># d'échantillon</i> B1 – UCS # 8	<i># de carotte</i> B1	Réalisation de l'essai	
	<i>Chantier remblayé</i> 14-102-23	<i>Niveau</i> 1450'	<i>Forage : DDH – remblai, 44°</i> 54 m @ 57 m		

Géométrie de la carotte					Résultats		
Diamètre (D) [mm]	Longueur (L) [mm]	Masse [g]	Aire [mm ²]	Déviation [min]		Force de rupture ($\sigma_1 - \sigma_3$) [N]	9296,306
47,21	115,73	-----	1754,01	5	Ok	Pression de confinement (σ_3) [MPa]	0,310
47,21	115,72			0	Ok		
47,34	115,58	Rapport d'élongation $2.0 \leq L/D \leq 2.5$		Diamètre minimal $\phi \geq 47$ mm		Contrainte axiale à la rupture (σ_1) [MPa]	5,61
47,27	115,67			$47,26$ mm > 47 mm			
47,26	115,68	2,45		47,26 mm > 47 mm		Durée de l'essai [sec]	449,8
État	L'échantillon semble être très sec. Sa texture est différente de celle des autres échantillons. Il est plus dur au toucher. Il semble être plus dense.					Valide	Oui

Photographies de l'échantillon avant l'essai



Photographies de l'échantillon après l'essai



Notes et remarques

Type de rupture :	Axiale	<input checked="" type="checkbox"/>	Diagonale	<input type="checkbox"/>	Conique	<input type="checkbox"/>	Autre	<input type="checkbox"/>	Mixte	<input type="checkbox"/>
Rupture selon un plan :	Oui	<input type="checkbox"/>	Non	<input checked="" type="checkbox"/>	Nbr de fragments :	Plus que 3	Moins que 3	<input checked="" type="checkbox"/>	Échantil. broyé	<input type="checkbox"/>
Équipements :	Presse MTS Alliance RT/100, # série : M222720/10/30/99 Cellule de charge MTS 100 kN, # série : 104 398 23 mars 2005, # model : 450 1034									

Plan de rupture axial. L'intérieur de l'éprouvette est brun foncé, presque noir, tandis que l'extérieur est gris. L'échantillon semblait être très sec. L'eau présente dans la cellule de charge a traversé la membrane imperméable disposée autour de l'échantillon. Elle est probablement entrée en contact avec l'échantillon via les extrémités du montage qui doivent être scellées à l'aide de joints toriques.

 UQAC Université du Québec à Chicoutimi	Essai de résistance à la compression triaxiale (ASTM D 2664-04) Mine Niobec Projet de maîtrise - UQAC Analyse de l'effet du remblayage souterrain des chantiers de la mine Niobec sur leur stabilité						
	Identification de l'échantillon du remblai minier	# d'échantillon B4 – UCS # 10	# de carotte B4	Chantier remblayé 14-102-23		Niveau 1450'	Réalisation de l'essai
Forage : DDH – remblai, 44°		60 m	@	63 m			

Géométrie de la carotte					Résultats		
Diamètre (D) [mm]	Longueur (L) [mm]	Masse [g]	Aire [mm ²]	Déviation [min]		Force de rupture ($\sigma_1 - \sigma_3$) [N]	1455,450
46,88	103,34	-----	1700,61	5	Ok	Pression de confinement (σ_3) [MPa]	0,207
46,74	102,89			0	Ok		
46,04	103,37	Rapport d'élongation $2.0 \leq L/D \leq 2.5$		Diamètre minimal $\phi \geq 47 \text{ mm}$		Contrainte axiale à la rupture (σ_1) [MPa]	1,06
46,47	103,11						
46,53	103,18	2,22		46,53 m < 47 mm		Durée de l'essai [sec]	240,2
État	Le taux d'humidité de l'éprouvette est de degré moyen.					Valide	Oui



Notes et remarques						
Type de rupture :	Axiale	Diagonale	✓	Conique	Autre	Mixte
Rupture selon un plan :	Oui	Non	✓	Nbr de fragments :	Plus que 3	Moins que 3
Équipements :	Presse MTS Alliance RT/100, # série : M222720/10/30/99 Cellule de charge MTS 100 kN, # série : 104 398 23 mars 2005, # model : 450 1034					

Plan de rupture oblique à environ 65°. La matrice au centre de l'échantillon est de couleur brune. L'eau présente dans la cellule de charge a traversé la membrane imperméable disposée autour de l'échantillon. Elle est probablement entrée en contact avec l'échantillon via les extrémités du montage qui doivent être scellées à l'aide de joints toriques.

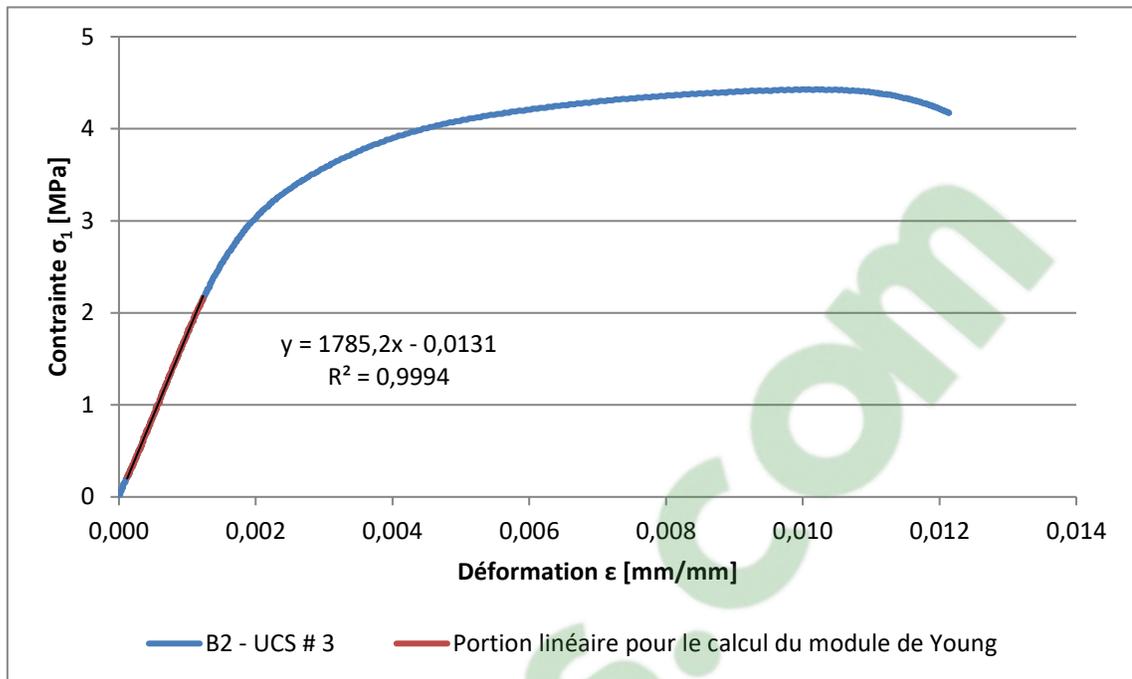


FIGURE D.1 : COURBE CONTRAINTE-DÉFORMATION POUR LE CALCUL DU MODULE DE YOUNG DE L'ÉPROUVETTE DE REMBLAI B2 – UCS – # 3

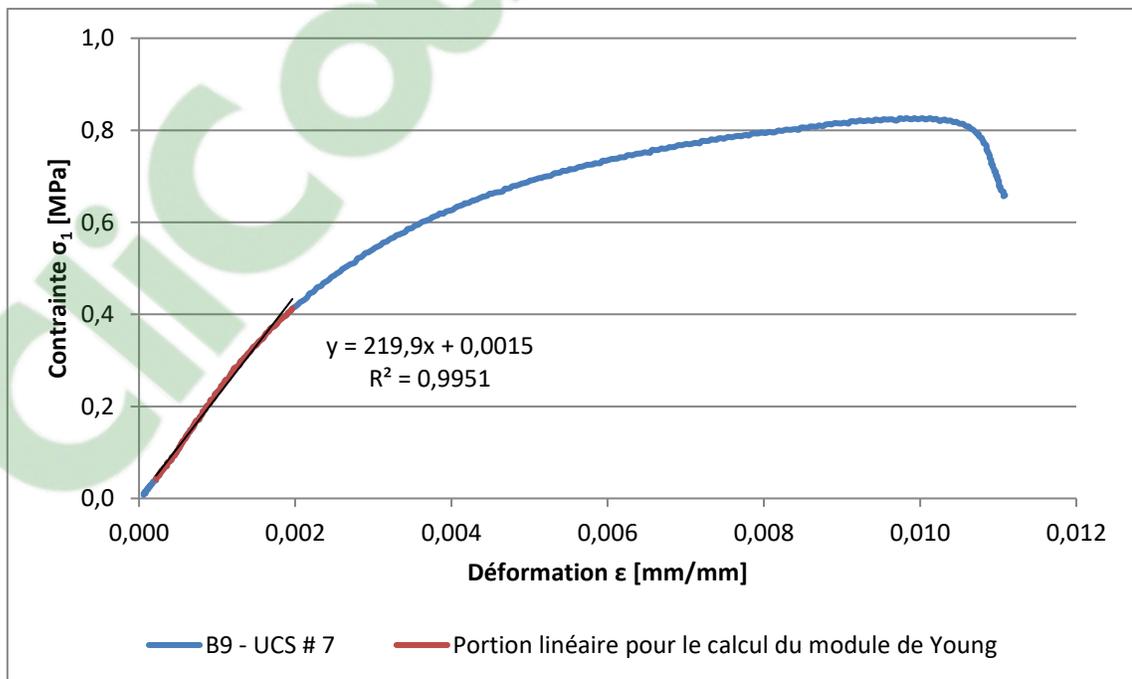


FIGURE D.2 : COURBE CONTRAINTE-DÉFORMATION POUR LE CALCUL DU MODULE DE YOUNG DE L'ÉPROUVETTE DE REMBLAI B9 – UCS – # 7

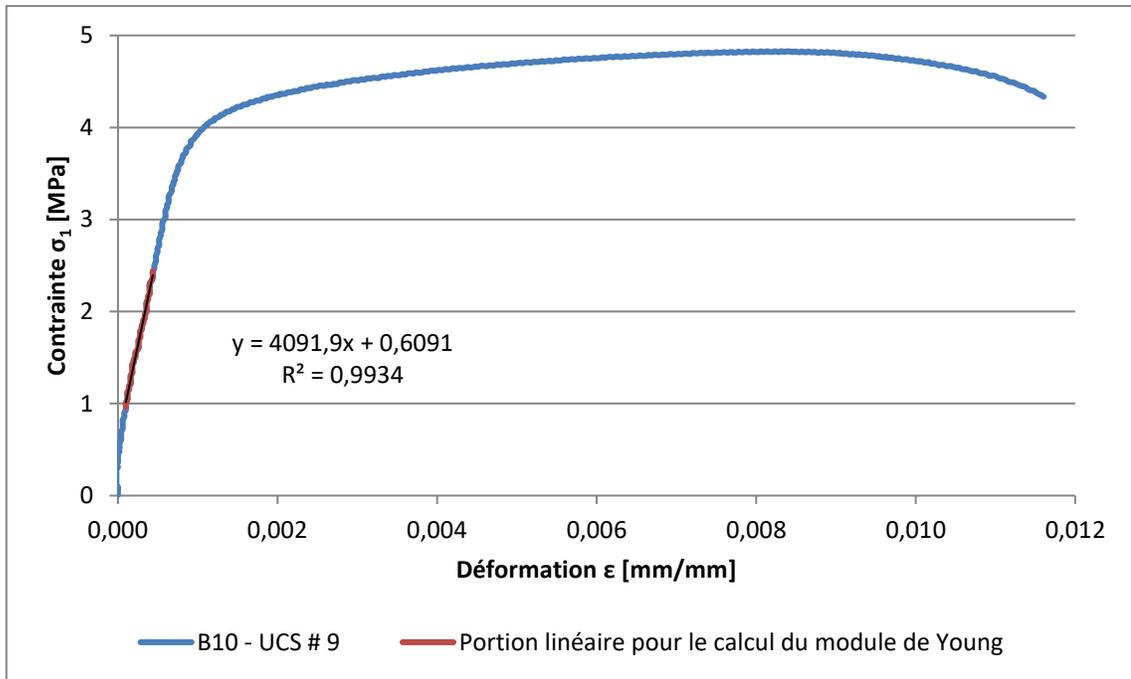


FIGURE D.3 : COURBE CONTRAINTE-DÉFORMATION POUR LE CALCUL DU MODULE DE YOUNG DE L'ÉPROUVETTE DE REMBLAI B10 – UCS – # 9

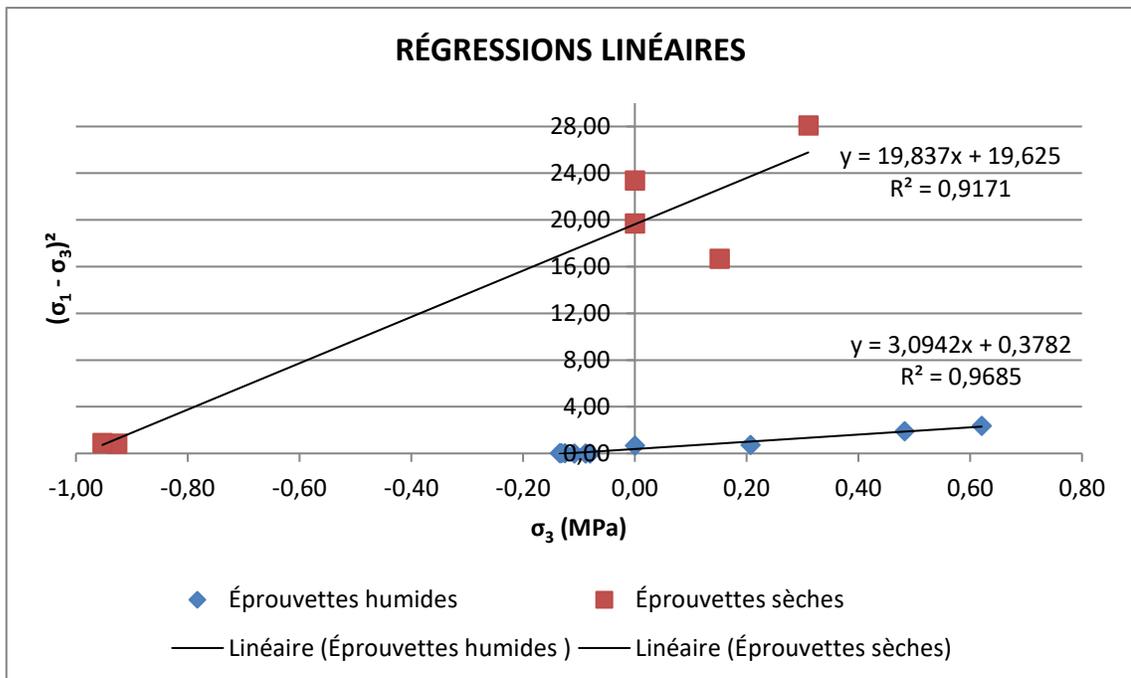


FIGURE D.4 : RÉGRESSIONS LINÉAIRES POUR DÉTERMINER LES PARAMÈTRES DU CRITÈRE DE RUPTURE DE HOEK & BROWN

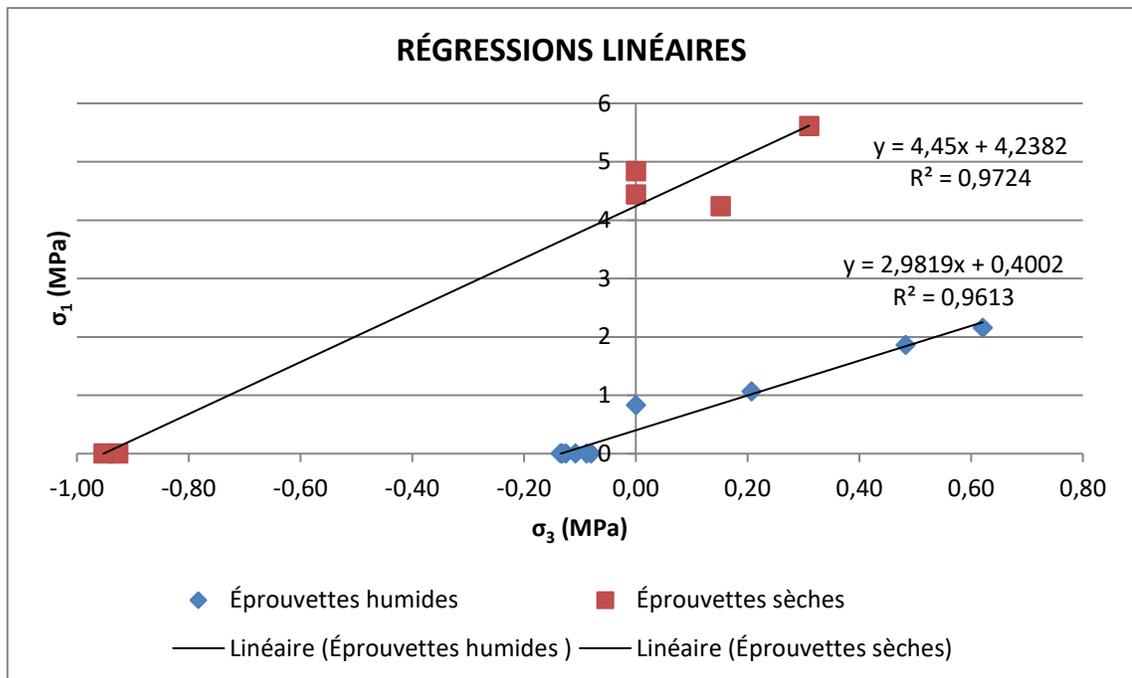


FIGURE D.5 : RÉGRESSIONS LINÉAIRES POUR DÉTERMINER LES PARAMÈTRES DU CRITÈRE DE RUPTURE DE MOHR-COULOMB

ANNEXE E

**REVUE DES CAMPAGNES DE MESURE MENÉES POUR CARACTÉRISER LES PRESSIONS DE
TERRAIN À L'INTÉRIEUR DU MASSIF ROCHEUX**

E.1. ÉTUDE RÉALISÉE PAR B. ARJANG DE CANMET EN 1986 (GOLDER, 2012b)

Des essais de sur-carottage ont été réalisés par le laboratoire de CANMET sous la supervision de B. Arjang en 1986 (Golder, 2012b) pour connaître l'état initial des contraintes du massif rocheux de la mine Niobec. Ces essais ont été réalisés dans le cadre d'un projet qui portait sur l'analyse de la stabilité d'une mine pour laquelle la récupération d'une partie des piliers horizontaux et verticaux assurant sa stabilité était prévue. Le projet impliquait la création d'un modèle numérique pour simuler l'évolution des pressions de terrain selon différentes séquences de minage envisagées pour optimiser la récupération des différents piliers. Ainsi, huit essais ont été réalisés. Au total, trois trous ont été forés sur les niveaux 260 et 305 mètres (850 et 1000 pieds) à partir desquels les essais de sur-carottage ont été réalisés afin d'établir le champ de contraintes naturel dans le massif nécessaire pour développer le modèle numérique. Une cellule de déformation triaxiale de type CSIR a été utilisée pour effectuer trois mesures des contraintes dans le deuxième trou foré sur le niveau 260 mètres (850 pieds) tandis qu'une cellule de déformation triaxiale de type CSIRO a été employée pour effectuer les cinq autres mesures des contraintes dans les différents trous forés. Le tableau E.1 présente les résultats qui permettent de caractériser le tenseur de contraintes obtenu suite aux essais de sur-carottage réalisés tandis que le tableau E.2 présente le tenseur de contraintes exprimé en fonction des contraintes principales (Golder, 2012b). L'orientation des contraintes présentées dans les tableaux est exprimée par rapport au nord géographique et à la verticale, ce qui signifie que leur direction est spécifiée en considérant le nord géographique comme référence et une plongée positive vers le bas à partir d'un plan horizontal.

TABLEAU E.1 : CONTRAINTES MESURÉES POUR CHAQUE ESSAI EFFECTUÉ PAR CANMET (GOLDER, 2012b)

Niveau [m]	Numéro de test	σ_{N-S} [MPa]	σ_{E-O} [MPa]	σ_V [MPa]	$\tau_{NS/EO}$ [MPa]	$\tau_{EO/V}$ [MPa]	$\tau_{V/NS}$ [MPa]
260	N2-1	5,64	3,45	-0,07	3,74	-1,15	-1,64
	N2-2	17,15	13,92	20,31	-1,17	1,16	-3,38
	N2-3	16,72	7,70	23,30	-6,46	3,45	-4,78
	N2-4	12,02	10,91	8,52	0,42	1,10	0,21
	N3-1	12,37	8,05	4,60	4,58	-0,47	-0,58
	N3-2	16,77	10,06	5,50	8,23	-1,49	-3,17
305	N1-1	8,21	19,40	7,30	-2,32	0,22	-0,53
	N1-2	7,17	22,17	9,43	-0,12	1,11	0,02

TABLEAU E.2 : AMPLITUDE ET ORIENTATION DES CONTRAINTES PRINCIPALES (GOLDER, 2012b)

Niveau [m]	Numéro de test	σ_1 [MPa]	Dir./plongée [°]	σ_2 [MPa]	Dir./plongée [°]	σ_3 [MPa]	Dir./plongée [°]
260	N2-2	22,76	064/08	15,10	156/15	13,53	308/73
	N2-3	27,76	064/15	15,70	160/21	4,26	301/64
	N2-4	12,30	314/24	11,10	083/54	8,10	212/24
	N3-1	15,32	212/04	5,15	303/08	4,55	276/-81
	N3-2	23,00	214/11	5,20	110/50	4,12	132/-37
305	N1-1	19,85	281/-02	8,05	012/-32	7,00	009/58
	N1-2	22,26	270/-05	9,35	280/85	7,17	180/01

Le système de coordonnées de la mine a toutefois changé depuis la campagne de mesure de contraintes effectuée en 1986 par CANMET et c'est maintenant le nord de la mine pivoté de 31° vers l'est par rapport au nord géographique qui sert de référence (Golder, 2012b). L'orientation des contraintes, corrigée par Golder (2012b), est exprimée en respectant la convention du pendage à droite de la direction et en considérant une plongée positive vers le bas (tableau E.3).

TABLEAU E.3 : AMPLITUDE ET ORIENTATION DES CONTRAINTES PRINCIPALES EN FONCTION DU NORD DE LA MINE

Niveau [m]	Numéro de test	σ_1 [MPa]	Dir./plongée [°]	σ_2 [MPa]	Dir./plongée [°]	σ_3 [MPa]	Dir./plongée [°]
260	N2-2	22,76	033/08	15,10	125/15	13,53	277/73
	N2-3	27,76	033/15	15,70	129/21	4,26	270/64
	N2-4	12,30	283/24	11,10	052/54	8,10	181/24
	N3-1	15,32	181/04	5,15	272/08	4,55	065/81
	N3-2	23,00	183/11	5,20	79/50	4,12	281/37
305	N1-1	19,85	070/02	8,05	161/32	7,00	338/58
	N1-2	22,26	059/05	9,35	249/85	7,17	149/01

Les contraintes principales n'ont pu être calculées à partir des résultats obtenus pour l'essai N2-1. Les tableaux de résultats présentés permettent d'observer que les contraintes mesurées dans les trous forés au niveau 260 mètres (850 pieds) sont très variables. Arjang (1986, cité dans Golder, 2012b) fait mention dans son rapport de quelques problèmes qui ont été rencontrés au cours de la collecte des données et qui peuvent expliquer les différences observées entre les mesures. La présence de bulles d'air dans la colle employée, ainsi que le manque de liaison entre celle-ci et le roc ou les cellules de mesure peuvent être à l'origine des différences observées par rapport aux résultats obtenus. Ces problèmes ont été rencontrés lors des essais N1-2, N2-4 et N3-

1. Également, le forage n° 2 a été réalisé à proximité du chantier 8-203-13 de telle sorte qu'il se peut que les mesures des contraintes aient été effectuées dans la zone où la présence de l'ouverture joue sur le champ de contraintes observé. De plus, le roc dans le secteur où le trou n° 3 a été foré était tellement fracturé que les résultats obtenus suite aux essais réalisés dans ce dernier n'ont pas été pris en considération. Frenette (2000, cité dans Golder, 2012b) a fait le même constat. Par conséquent, les seuls résultats pouvant être considérés comme étant valables sont ceux obtenus suite à l'essai N1-1 réalisé au niveau 305 mètres (1000 pieds).

E.2. ÉTUDE RÉALISÉE PAR L'ÉCOLE POLYTECHNIQUE (2000)

Une campagne de mesure pour connaître les pressions de terrain à considérer au niveau du troisième bloc minier a été réalisée par le laboratoire de mécanique des roches de l'École Polytechnique (Corthésy, 2000b). La technique du « doorstopper » modifié a été employée lors de cette étude. Elle consiste à mettre en place une cellule comportant une rosette à quatre jauges au fond d'un forage et à mesurer les déformations engendrées par le relâchement des contraintes suite à la prolongation de celui-ci. La détermination du champ de contraintes initial à partir des déformations mesurées nécessite toutefois de connaître les paramètres de déformabilité de la roche. À cette fin, les carottes récupérées, suite à la prolongation du forage, sont sollicitées mécaniquement de nouveau en laboratoire. Les mesures ont été effectuées dans trois trous forés à partir de la galerie 14-GA-1 au niveau 442 mètres (1450 pieds). Les forages ont été localisés de façon à ce que les activités de minage ne perturbent pas les mesures du champ de contraintes naturel au niveau 442 mètres. Au total, neuf mesures ont été effectuées mais seuls les résultats de 6 mesures ont été retenus pour le calcul des contraintes *in situ*, c'est-à-dire les contraintes du massif rocheux au voisinage du point de mesure. Le décollement prématuré du capteur au fond du trou a fait échouer à deux reprises les essais tandis que le mauvais fonctionnement du câble de communication entre le capteur et l'ordinateur a empêché la prise d'une troisième mesure.

Le tableau E.4 présente les six composantes du tenseur de contraintes exprimées selon le référentiel NEV tandis que le tableau E.5 présente les contraintes principales et leur orientation par rapport au même référentiel NEV (Corthésy, 2000b). Le système NEV est habituellement défini par rapport aux points cardinaux et à la verticale cependant, dans le cadre de l'étude réalisée par l'École Polytechnique, il a plutôt été défini par rapport au système de référence de la mine. Par

conséquent, les axes horizontaux N et E pointent respectivement vers le nord et l'est du référentiel de la mine tandis que l'axe vertical V pointe vers le haut.

TABLEAU E.4 : COMPOSANTES DU TENSEUR DE CONTRAINTES (CORTHÉSY, 2000b)

Niveau [m]	σ_N [MPa]	σ_E [MPa]	σ_V [MPa]	τ_{NE} [MPa]	τ_{EV} [MPa]	τ_{NV} [MPa]
442	21,6	21,2	11,8	8,1	-3,3	1,5

TABLEAU E.5 : AMPLITUDE ET ORIENTATION DES CONTRAINTES PRINCIPALES (CORTHÉSY, 2000b)

Niveau [m]	σ_1 [MPa]	Dir./plongée [°]	σ_2 [MPa]	Dir./plongée [°]	σ_3 [MPa]	Dir./plongée [°]
442	29,5	045/-04	16,0	318/38	9,1	130/51

Le tableau E.6 présente, quant à lui, l'amplitude des contraintes principales ainsi que leur direction et leur plongée. Afin de pouvoir comparer l'orientation des contraintes principales déterminée lors de la présente campagne de mesure avec celle déterminée par CANMET, il est nécessaire de les ramener dans un même référentiel (Golder, 2012b).

TABLEAU E.6 : AMPLITUDE ET ORIENTATION DES CONTRAINTES PRINCIPALES EN CONSIDÉRANT UNE PLONGÉE POSITIVE VERS LE BAS (GOLDER, 2012b)

Niveau [m]	σ_1 [MPa]	Dir./plongée [°]	σ_2 [MPa]	Dir./plongée [°]	σ_3 [MPa]	Dir./plongée [°]
442	29,5	045/04	16,0	138/38	9,1	310/51

E.3. ÉTUDES RÉALISÉES PAR L'ÉCOLE POLYTECHNIQUE (2013)

Au cours de l'année 2013, deux campagnes de mesure ont été menées, une en avril et l'autre en juillet, par le laboratoire de mécanique des roches de l'École Polytechnique afin de connaître les contraintes naturelles présentes dans le massif rocheux de la mine Niobec aux niveaux 640 et 732 mètres (2100 et 2400 pieds) (Corthésy, 2013a et 2013b). La technique du « doorstopper » modifié a été employée lors des deux campagnes pour mesurer les déformations au fond des forages réalisés aux extrémités des galeries GA-54 et GA-17 situées aux niveaux 640 et 732 mètres respectivement. Une première tentative pour déterminer l'état des contraintes naturelles au niveau 640 mètres avait eu lieu en 2012 mais la présence de saumure sur les parois des sondages

avait empêché de coller les cellules dans les trous. Le laboratoire de mécanique des roches de l'École Polytechnique a donc mené des travaux entre octobre 2012 et avril 2013 pour identifier des colles pouvant être utilisées lorsque les trous ne sont pas secs et qu'il y a présence de saumure. Ainsi, sept mesures ont été effectuées dans les trois trous de forage réalisés au niveau 640 mètres. Cependant, deux mesures ont dû être mises de côté après que l'examen des carottes récupérées dans le trou identifié DS1 ait révélé des ruptures en tension de ces dernières lors du forage de relaxation.

De plus, il est fait mention dans le rapport des mesures des contraintes *in situ* au niveau 640 mètres de la mine que les résultats des essais effectués sur les carottes récupérées suite aux saignées pour déterminer les paramètres de déformabilité sont très différents de ceux obtenus lors de la campagne réalisée en 2000 (Corthésy, 2013a). Les modules de Young de la roche au niveau 640 mètres sont plus faibles que ceux qui ont été déterminés pour le niveau 442 mètres. Plusieurs faciès ont été traversés par les sondages réalisés lors de la campagne de mesure et les différences de déformabilité observées jouent non seulement sur le comportement de la roche mais perturbent aussi le champ de contraintes localement. C'est pour cette raison, entre autres, que le tenseur de contraintes pour le niveau 640 mètres a été obtenu en employant la méthode RPR (Rapport Pic/Récupération) développée par les auteurs du rapport. Cette dernière permet d'obtenir ponctuellement certaines composantes du tenseur $3D$, c'est-à-dire de calculer des tenseurs partiels aux différents points de mesure. La méthode de calcul conventionnelle du tenseur de contraintes requiert de réaliser des mesures dans au moins trois trous de forage pour obtenir les six équations indépendantes nécessaires au calcul du tenseur. Or, les structures locales et les variations de rigidité de la roche affectent les résultats des mesures qui sont faites en un point donné et donc le tenseur. La méthode RPR permet d'estimer la contrainte σ_z au point de mesure et par la même occasion de déterminer de façon ponctuelle quatre des six composantes du tenseur. Elle permet également de tenir compte des mesures effectuées dans deux forages uniquement à condition qu'ils ne soient ni parallèles ni perpendiculaires entre eux. Le tenseur de contraintes pour le niveau 732 mètres a aussi été obtenu en employant cette méthode.

Un bon niveau de confiance a été accordé aux mesures effectuées lors de la première campagne de mesure réalisée en 2013 au niveau 640 mètres car la majorité d'entre elles présentaient une bonne qualité. Ainsi, un seul tenseur aurait dû être calculé à partir de l'ensemble

des mesures effectuées. Or, les auteurs du rapport ont choisi de calculer trois tenseurs en considérant différentes combinaisons de mesures. Toutes les mesures ont été considérées dans le calcul du premier tenseur tandis que les mesures DS2-M1 et DS3-M2 ont été exclues dans le calcul des deux autres. Puisque l'allure de la courbe de récupération de la mesure DS2-M1 différerait de celles des autres mesures effectuées, les auteurs ont décidé de l'exclure des résultats considérés pour le calcul d'un des tenseurs. En ce qui concerne la mesure DS3-M2, celle-ci a été retirée de l'ensemble des résultats en raison des paramètres de déformabilité beaucoup plus faibles obtenus pour cette dernière que pour les autres mesures car ceci avait pour effet de diminuer les valeurs des contraintes calculées. Les tableaux E.7 et E.8 présentent respectivement les six composantes des trois tenseurs de contraintes ainsi que les contraintes principales et leurs orientations exprimées selon le référentiel NEV. Le système NEV est habituellement défini par rapport aux points cardinaux et à la verticale cependant, dans le cadre de l'étude réalisée par l'École Polytechnique, il a plutôt été défini par rapport au système de référence de la mine. Par conséquent, les axes horizontaux N et E pointent respectivement vers le nord et l'est du référentiel de la mine tandis que l'axe vertical V pointe vers le haut (Corthésy, 2013a).

TABLEAU E.7 : COMPOSANTES DES TENSEURS DE CONTRAINTES (CORTHÉSY, 2013a)

Niveau [m]		σ_N [MPa]	σ_E [MPa]	σ_V [MPa]	τ_{NE} [MPa]	τ_{EV} [MPa]	τ_{NV} [MPa]
640		9,37	20,17	17,96	-2,09	-1,52	-0,26
640	*	7,91	20,89	19,02	-2,09	-1,74	-0,32
640	**	9,37	20,17	17,96	-2,09	-1,52	-0,26

* En excluant la mesure DS3-M2

** En excluant les mesures DS2-M1 et DS3-M2

TABLEAU E.8 : AMPLITUDE ET ORIENTATION DES CONTRAINTES PRINCIPALES (CORTHÉSY, 2013a)

Niveau [m]		σ_1 [MPa]	Dir./plongée [°]	σ_2 [MPa]	Dir./plongée [°]	σ_3 [MPa]	Dir./plongée [°]
640		19,00	277,5/3,7	16,39	161,4/81,6	7,95	7,5/7,5
640	*	21,22	278,7/1,3	19,29	172,4/81,2	7,31	6,4/8,5
640	**	20,56	100,6/0,5	18,21	193,4/80,5	8,73	10,6/9,5

* En excluant la mesure DS3-M2

** En excluant les mesures DS2-M1 et DS3-M2

Il est également important de mentionner que les auteurs du rapport ont observé que la composante du tenseur orientée vers le nord du référentiel de la mine semble faible par rapport à celle déterminée pour le niveau 442 mètres. Le fait que les paramètres de déformabilité au niveau 640 mètres soient plus faibles que ceux qui ont été déterminés pour le niveau 442 mètres pourrait expliquer en partie ce constat. L'hypothèse que le champ de contraintes ait été perturbé par la présence de trois galeries parallèles à proximité des points de mesure a aussi été émise. Finalement, les résultats obtenus, quant à la contrainte verticale, indiquent que le poids volumique de la roche est compris entre 25 et 30 kN/m³ (Corthésy, 2013a).

En ce qui concerne la seconde campagne de mesure effectuée au cours de l'année 2013 au niveau 732 mètres de la mine, huit mesures de contrainte ont pu être exécutées. Un bon niveau de confiance a été attribué aux mesures réalisées et il a été établi qu'elles étaient toutes de bonne qualité mis à part la mesure T1M2 (Corthésy, 2013b). La présence d'une fracture près du plan de mesure a entraîné un relâchement soudain des contraintes et c'est pour cette raison que la mesure T1M2 a été exclue. Le tenseur de contraintes a donc été calculé en combinant sept des huit mesures effectuées. En fait, celui-ci a été calculé, dans un premier temps, sans tenir compte de la méthode RPR. Or, lorsque les paramètres de déformabilité sont assez hétérogènes dans un massif, la méthode RPR est mieux adaptée pour évaluer le tenseur car elle réduit les biais par rapport au tenseur moyen réel et elle représente mieux la dispersion des résultats autour de la moyenne (Corthésy, 2013b). Le tenseur a donc été calculé, dans un second temps, en considérant la méthode RPR. Les tableaux E.9 et E.10 présentent respectivement les six composantes des tenseurs de contraintes obtenus avec et sans la méthode RPR ainsi que les contraintes principales et leur orientation exprimée selon le référentiel NEV décrit précédemment.

TABLEAU E.9 : COMPOSANTES DES TENSEURS DE CONTRAINTES (CORTHÉSY, 2013b)

Niveau [m]		σ_N [MPa]	σ_E [MPa]	σ_V [MPa]	τ_{NE} [MPa]	τ_{EV} [MPa]	τ_{NV} [MPa]
732	*	17,33	20,91	29,17	-0,73	-0,23	1,28
732	**	11,70	13,26	25,27	0,64	0,35	0,93

* Sans utiliser la méthode RPR

** En utilisant la méthode RPR

TABLEAU E.10 : AMPLITUDE ET ORIENTATION DES CONTRAINTES PRINCIPALES (CORTHÉSY, 2013b)

Niveau [m]		σ_1 [MPa]	Dir./plongée [°]	σ_2 [MPa]	Dir./plongée [°]	σ_3 [MPa]	Dir./plongée [°]
732	*	29,37	100,4/81,1	20,85	281,1/8,9	17,18	191,1/0,1
732	**	25,35	69,8/85,2	13,41	250,4/4,8	11,47	160,4/0,1

* Sans utiliser la méthode RPR

** En utilisant la méthode RPR

Le tableau E.11 présente, quant à lui, les contraintes principales et leur orientation en respectant la convention du pendage à droite de la direction et en considérant une plongée positive vers le bas afin de pouvoir comparer l'orientation des contraintes principales déterminée lors des campagnes réalisées en 2013 avec celle des campagnes précédentes.

TABLEAU E.11 : AMPLITUDE ET ORIENTATION DES CONTRAINTES PRINCIPALES EN CONSIDÉRANT UNE PLONGÉE POSITIVE VERS LE BAS

Niveau [m]		σ_1 [MPa]	Dir./plongée [°]	σ_2 [MPa]	Dir./plongée [°]	σ_3 [MPa]	Dir./plongée [°]
640		19,00	97,5/3,7	16,39	341,4/81,6	7,95	187,5/7,5
640	*	21,22	98,7/1,3	19,29	352,4/81,2	7,31	186,4/8,5
640	**	20,56	280,6/0,5	18,21	13,4/80,5	8,73	190,6/9,5

* En excluant la mesure DS3-M2

** En excluant les mesures DS2-M1 et DS3-M2

TABLEAU E.12 : AMPLITUDE ET ORIENTATION DES CONTRAINTES PRINCIPALES EN CONSIDÉRANT UNE PLONGÉE POSITIVE VERS LE BAS

Niveau [m]		σ_1 [MPa]	Dir./plongée [°]	σ_2 [MPa]	Dir./plongée [°]	σ_3 [MPa]	Dir./plongée [°]
732	*	29,37	280,4/81,1	20,85	101,1/8,9	17,18	11,1/0,1
732	**	25,35	249,8/85,2	13,41	70,4/4,8	11,47	340,4/0,1

* Sans utiliser la méthode RPR

** En utilisant la méthode RPR

E.4. REVUE DES PRESSIONS DE TERRAIN PAR LAJOIE (2010)

Dans le cadre de son projet de recherche de maîtrise, Lajoie (2010) a procédé à une revue des pressions de terrain du massif rocheux de la mine Niobec mesurées lors des campagnes réalisées par le laboratoire de CANMET sous la supervision de B. Arjang en 1986 (Golder, 2012b) et par le

laboratoire de mécanique des roches de l'École Polytechnique sous la supervision de R. Corthésy en 2000 (Corthésy, 2000b). La comparaison des résultats des campagnes de mesure effectuées lui a permis de constater que les valeurs des contraintes principales du niveau 442 mètres sont plus élevées que celles du niveau 305 mètres. Afin de comparer les résultats entre eux, Lajoie (2010) a calculé les gradients des contraintes principales ainsi que les rapports entre ces dernières. Cela lui a permis de constater que les gradients des contraintes verticales et des contraintes principales majeures et mineures de chacune des campagnes sont semblables. Seuls les gradients pour la contrainte majeure intermédiaire ne sont pas comparables. Il a également constaté que le rapport σ_1/σ_3 est plus élevé dans le cas de l'étude menée par Corthésy (2000b) au niveau 442 mètres. Les valeurs des contraintes principales majeures et mineures mesurées à la mine Niobec concordent avec celles mesurées dans différentes mines du Bouclier canadien et regroupées dans l'étude publiée par Arjang et Herget (1990, cité dans Lajoie, 2010). Cependant, les valeurs obtenues pour les contraintes majeures intermédiaires demeurent inférieures à celles observées ailleurs dans le Bouclier canadien aux mêmes profondeurs. Cela peut peut-être s'expliquer par le fait que les essais de sur-carottage effectués pour déterminer les contraintes au niveau 305 mètres sont très délicats à réaliser et que l'orientation des contraintes obtenue à l'aide de cette méthode de mesure est un des paramètres les plus difficiles à mesurer. L'orientation des contraintes principales de la mine peut également être modifiée aux endroits où la concentration des chantiers est importante dans le massif rocheux (Lajoie, 2010).

Finalement, aucune mesure supplémentaire du champ de contraintes naturel n'a été réalisée au cours du projet de recherche de Lajoie (2010). Il n'était pas non plus prévu que des mesures supplémentaires du champ de contraintes soient réalisées dans les futurs blocs d'exploitation situés plus en profondeur au moment où son projet de maîtrise a été complété; les coûts entraînés par ce type de campagnes par rapport aux informations supplémentaires qu'elles permettent d'obtenir étant très élevés.

E.5. REVUE DES MESURES DU CHAMP DE CONTRAINTES PAR GOLDER (2012)

Les résultats des campagnes de mesure réalisées par les laboratoires de CANMET et de l'École Polytechnique en 1986 et en 2000 ont également été examinés par Golder Associés Ltée (2012b). Les résultats des deux campagnes de mesure ont été utilisés pour déterminer l'amplitude et l'orientation des contraintes principales dans le massif rocheux de la mine Niobec. La révision des

mesures du champ de contraintes naturel effectuées aux niveaux 305 et 442 mètres (1000 et 1450 pieds) de la mine a permis, dans un premier temps, à Golder Associés Ltée de se rendre compte que les différentes orientations mesurées lors des deux campagnes n'étaient pas exprimées selon le même référentiel. L'orientation des contraintes principales a donc été spécifiée par rapport au système de référence de la mine en respectant la convention du pendage à droite de la direction et en considérant une plongée positive vers le bas aux fins de comparaison. Ainsi, Golder (2012b) a pu observer que les résultats obtenus pour les campagnes de CANMET et de l'École Polytechnique sont comparables. Les résultats ont été reportés dans un graphique présentant l'amplitude des contraintes mesurées en fonction de la profondeur. Cela a permis d'observer que les contraintes verticales mesurées sont comprises entre les contraintes principales intermédiaires et mineures et qu'elles sont à peu près égales à celles évaluées en considérant le poids des terres. Le graphique a permis également d'observer que les pressions de terrain mesurées au niveau 442 mètres sont plus importantes que celles mesurées au niveau 305 mètres et que l'anisotropie des contraintes augmente avec la profondeur. Les rapports σ_1/σ_v et σ_{Ha}/σ_v où $\sigma_{Ha} = (\sigma_1 + \sigma_2)/2$ sont aussi similaires pour les deux séries de mesures effectuées. Il ressort également de l'analyse effectuée par Golder (2012b) que les contraintes principales majeure et mineure sont respectivement horizontale et subverticale tandis que la contrainte intermédiaire est subhorizontale. Le tableau E.13 présente l'orientation moyenne des contraintes principales déterminée par Golder (2012b) alors que la figure E.1 montre l'orientation des contraintes principales par rapport au nord de la mine en considérant une plongée positive vers le bas. Il est finalement fait mention dans le mémorandum technique qu'une nouvelle campagne de mesure devrait être réalisée au niveau 732 mètres si la mine envisage de poursuivre l'exploitation du gisement qui montre une continuité en profondeur.

TABLEAU E.13 : ORIENTATION MOYENNE DES CONTRAINTES PRINCIPALES (GOLDER, 2012b)

σ_1		σ_2		σ_3	
Direction [°]	Plongée [°]	Direction [°]	Plongée [°]	Direction [°]	Plongée [°]
058	03	150	36	323	55

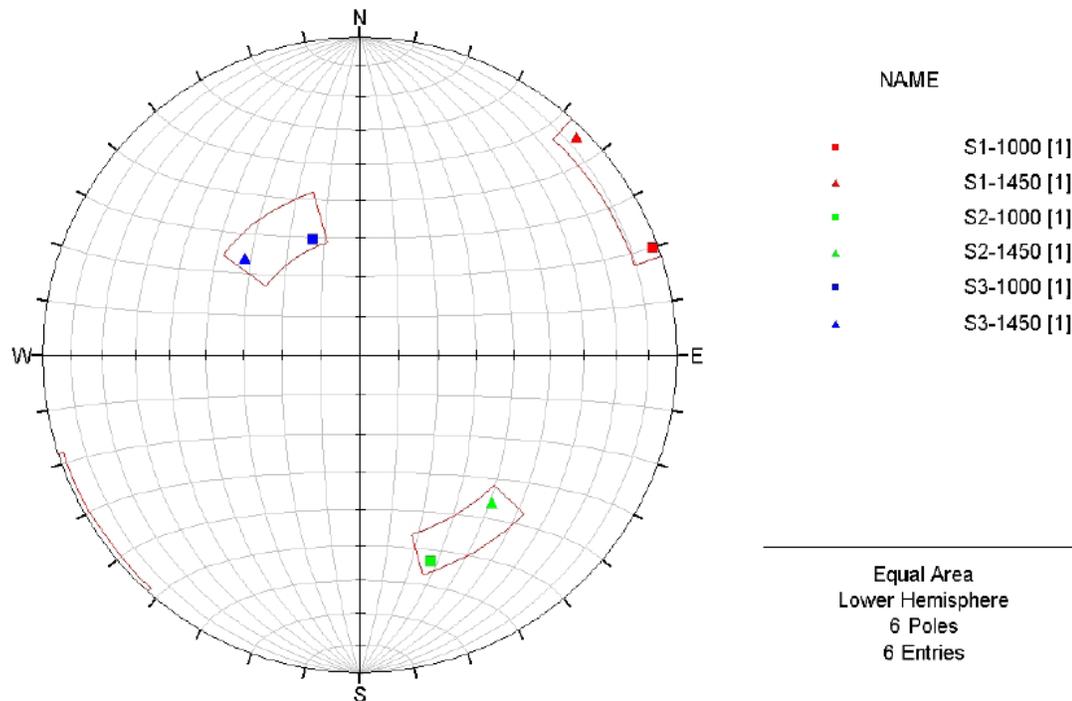


FIGURE E.1 : ORIENTATION DES CONTRAINTES PRINCIPALES PAR RAPPORT AU NORD DE LA MINE (GOLDER, 2012b)

E.6. REVUE DES CONTRAINTES *IN SITU* MESURÉES À LA MINE PAR ITASCA (2014)

Les résultats des campagnes de mesure effectuées pour déterminer le champ de contraintes naturel à la mine Niobec ont également été révisés par Itasca (2014) au cours de l'étude de faisabilité effectuée par rapport au projet de poursuivre l'exploitation de la mine à l'aide d'une méthode d'exploitation par blocs foudroyés. Les résultats des campagnes menées par le laboratoire de CANMET en 1986 (Golder, 2012b) et par le laboratoire de mécanique des roches de l'École Polytechnique en 2000 et en 2013 (Corthésy, 2000b, 2013a et 2013b) ont été rassemblés pour être comparés entre eux dans un premier temps puis avec les 242 mesures effectuées dans le Bouclier canadien regroupées par Maloney et Kaiser (2006). Différentes figures ont été tracées afin de comparer les contraintes principales majeures et intermédiaires ainsi que les contraintes horizontales maximales et minimales mesurées avec les données disponibles pour le reste du Bouclier canadien. L'analyse des résultats a permis d'observer que les pressions de terrain mesurées à la mine Niobec sont plus faibles que celles mesurées ailleurs dans le Bouclier canadien et que l'augmentation du niveau de contrainte en fonction de la profondeur ne se fait pas au même rythme. De plus, l'orientation des contraintes principales mesurées change avec la profondeur. En effet, les mesures effectuées aux niveaux 305, 442 et 640 mètres (1000, 1450 et

2100 pieds) indiquent que la contrainte principale majeure est horizontale alors que celles effectuées au niveau 732 mètres (2400 pieds) indiquent qu'elle est plutôt verticale. Les plongées des contraintes principales aux niveaux 305, 442 et 640 mètres sont respectivement de 2°, 4° et 0,5° tandis que la plongée de la contrainte principale mesurée au niveau 732 mètres est de 85°. Il est important de mentionner également que l'amplitude de la contrainte principale mesurée au niveau 732 mètres équivaut à celle de la contrainte verticale due au poids des terres agissant dans le massif rocheux (Itasca, 2014).

Aussi, la méthode des moindres carrés a été employée afin d'estimer un modèle de régression linéaire pour vérifier s'il existe une relation linéaire entre l'augmentation des contraintes principales majeures et intermédiaires et la profondeur. La même chose a été faite pour les contraintes horizontales maximales et minimales. Cela a permis à Itasca (2014) d'observer une variation linéaire des contraintes principales et horizontales avec la profondeur et de proposer différentes relations pour décrire les variations des contraintes avec la profondeur entre les niveaux 0 et 350 mètres et entre les niveaux 350 et 1000 mètres.