

**Titre:** Modélisation numérique du comportement mécanique d'une excavation à grande profondeur à l'aide d'une loi d'écrouissage tenant compte des effets du temps – application à la mine Westwood  
**Title:**

**Auteur:** Salim Hammoum  
**Author:**

**Date:** 2017

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

**Référence:** Hammoum, S. (2017). Modélisation numérique du comportement mécanique d'une excavation à grande profondeur à l'aide d'une loi d'écrouissage tenant compte des effets du temps – application à la mine Westwood [Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal]. PolyPublie.  
**Citation:** <https://publications.polymtl.ca/2548/>

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

**URL de PolyPublie:** <https://publications.polymtl.ca/2548/>  
**PolyPublie URL:**

**Directeurs de recherche:** Robert Corthésy, & Maria-Helena Leite  
**Advisors:**

**Programme:** Génie minéral  
**Program:**

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

MODÉLISATION NUMÉRIQUE DU COMPORTEMENT MÉCANIQUE D'UNE  
EXCAVATION À GRANDE PROFONDEUR À L'AIDE D'UNE LOI D'ÉCROUISSAGE  
TENANT COMPTE DES EFFETS DU TEMPS – APPLICATION À LA MINE WESTWOOD

SALIM HAMMOUM

DÉPARTEMENT DES GÉNIES CIVIL, GÉOLOGIQUE ET DES MINES

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

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

AVRIL 2017

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

Ce mémoire intitulé :

MODÉLISATION NUMÉRIQUE DU COMPORTEMENT MÉCANIQUE D'UNE  
EXCAVATION À GRANDE PROFONDEUR À L'AIDE D'UNE LOI D'ÉCROUISSAGE  
TENANT COMPTE DES EFFETS DU TEMPS – APPLICATION À LA MINE WESTWOOD

présenté par : HAMMOUM Salim

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

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

M. PABST Thomas, Ph. D., président

M. CORTHÉSY Robert, Ph. D., membre et directeur de recherche

Mme LEITE Maria Helena, Ph. D., membre et codirectrice de recherche

M. FISSETTE Hugo, M.Sc.A., membre

## **REMERCIEMENTS**

Je voudrais remercier tout particulièrement mes professeurs Robert Corthésy et Maria Helena Leite pour leur grand soutien tout au long de ce projet. Je voudrais également exprimer ma grande gratitude à M. Hugo Fisette, de l'entreprise IAMGOLD pour son soutien technique et sa grande disponibilité tout au long de ce projet.

Je voudrais enfin exprimer ma profonde reconnaissance à mes parents, Hamida Baazra et Djamel Eddine Hammoum, pour leurs encouragements et leur soutien moral pour parachever la rédaction de ce mémoire.

## RÉSUMÉ

La conception des mines profondes requiert une prise en considération d'éléments souvent négligés relativement au comportement de la roche et des massifs rocheux à plus faible profondeur. Un des problèmes rencontrés est la convergence des parois dans le temps plus communément appelée terrain poussant ou *Squeezing Rock*. Très souvent, ce phénomène est observé dans des massifs rocheux de mauvaise qualité situés à grande profondeur. Ce phénomène est observé dans de nombreuses mines au Québec dont la géologie est caractérisée par la présence d'une foliation qui induit une schistosité ou famille de joints à l'échelle des excavations souterraines. L'approche usuelle de conception des ouvrages souterrains repose sur des relations empiriques qui atteignent leurs limites dans ces conditions de terrain et de profondeur.

L'alternative aux relations empiriques est la conception assistée par ordinateur. Néanmoins, le terrain poussant n'est pas bien compris pour les massifs de roches dures à grandes profondeurs. Les modèles disponibles dans la littérature sont complexes et sont rarement adaptés aux conditions de terrain observées dans les mines Québécoises tel le comportement directionnel ou anisotrope. C'est le cas de la mine Westwood de l'entreprise IAMGOLD, située en Abitibi-Témiscamingue dans le Nord-Ouest du Québec. Le terrain poussant de la mine Westwood est associé à une schistosité orientée Est-Ouest plus ou moins dense et présente dans tout le massif rocheux. L'approche proposée dans ce mémoire est une approche par modélisation numérique basée sur un modèle de résistance intégrant un écrouissage négatif pour émuler la convergence des parois dans le temps. En effet, l'hypothèse principale de ce modèle est la dégradation du massif différée dans le temps. Le modèle établi propose une corrélation entre le temps d'ouverture de l'excavation et les paramètres d'un modèle de résistance *Ubiquitous Joints* disponible dans le logiciel *FLAC2D* permettant d'intégrer le comportement anisotrope observé sur le terrain. Ce modèle est calibré sur une excavation minière instrumentée subissant ce phénomène.

De plus, un modèle numérique de la distribution du tenseur de contraintes in-situ est établi à l'aide du logiciel *FLAC3D*. Le régime de contraintes de la mine Westwood est caractérisé par la redistribution du tenseur de contraintes régionales due à l'hétérogénéité de la rigidité des zones géomécaniques. La mine Westwood se situe dans un milieu géologique caractérisé par des zones de « bonne » et « mauvaise » qualités notamment définies par l'espacement des joints, en alternance dans une direction Nord-Sud c'est-à-dire qu'une excavation souterraine Nord-Sud

traversera en alternance des zones géomécaniques de faible et de bonne qualité. L'intensité et la direction des contraintes in-situ reprises par chacune de ces zones géomécaniques ne sont pas constantes. Le tenseur est réduit dans les zones de faible qualité et augmenté dans les zones de bonne qualité du massif rocheux. Cette situation est très marquée pour les contraintes orientées parallèlement à l'hétérogénéité. Dans le présent mémoire, une rationalisation de ce fait à l'aide d'un modèle numérique permet d'établir le régime de contraintes agissant en tout point de la mine Westwood dans un intervalle de profondeurs allant de 840 m à 1920 m.

Par la suite, l'approche numérique développée est appliquée avec succès pour prédire la dégradation observée dans un chantier situé dans un secteur sous l'effet du terrain poussant. Un modèle numérique réalisé avec le logiciel *FLAC2D* permet au préalable de calibrer l'évolution des propriétés de résistance dans le temps, à partir de courbes de convergence d'une galerie instrumentée et de prévoir par la suite l'évolution de la stabilité d'autres excavations en supposant que les propriétés mécaniques évoluent de façon similaire.

Ultimement, l'approche numérique proposée dans le présent mémoire devrait permettre de réaliser une série d'analyses paramétriques avec un modèle numérique calibré, visant à optimiser la séquence de minage, la taille des chantiers et des piliers pour l'exploitation des niveaux où des problèmes de terrain poussant sont susceptibles de se produire. De plus, ces travaux pourraient être utilisés pour la conception d'une géométrie d'excavation mieux adaptée à la convergence des parois.

## ABSTRACT

The design of deep mines requires consideration of often-neglected aspects of the behavior of rock and shallower rock masses. One of the complications encountered is the closing of the walls in time more commonly called squeezing rock. Often, this occurrence is noticed in poor quality rock masses at great depth. This phenomenon is experienced in many mines in Québec where the geology shows the presence of a foliation. The usual approach to designing underground excavations is based on empirical relationships that reach their limits in this situation.

One alternative design approach is computer-assisted. A literature review shows the squeezing rock behaviour is not well understood for hard rock at great depth. The comprehensive models available in the literature are complex and are not well adapted to the field conditions observed in the case studied which is the Westwood mine, property of IAMGOLD, located in Abitibi-Témiscamingue in northwestern Québec. The squeezing rock of Westwood Mine is associated with a more or less dense East-West schistosity/foliation throughout the rock mass. The approach proposed in this thesis is a numerical modeling approach based on a resistance model integrating a negative hardening which emulates the convergence of the walls in time. The main hypothesis of this model is based on the delayed degradation of the rock mass. The model used proposes a correlation between the opening time of the excavation and the parameters of a *Ubiquitous Joints* resistance model available in the FLAC2D software allowing the integration of the anisotropic behavior observed in the field. This model is calibrated on an instrumented mining excavation undergoing squeezing.

In addition, a numerical model of the distribution of the stress tensor found at the Westwood mine is determined using the FLAC3D code. The stress tensor of Westwood mine is characterized by the redistribution of the regional stress tensor due to the stiffness heterogeneity of the geomechanical zones. Westwood mine is located in a geological environment characterized by «high» and «low» quality zones alternating in a North-South direction. An underground excavation in a North-South direction will alternate between low and high quality geomechanical areas. The intensity and the direction of the in-situ stresses taken up by each of these geomechanical zones are not continuous. The stress tensor is reduced in areas of poor quality and increased in areas of good quality rock mass. This situation is very striking for the stress magnitudes oriented parallel

to the heterogeneity. In this thesis, the proposed numerical model establishes the stress regime acting at any point in Westwood Mine for a depth range of 840 m to 1920 m.

Subsequently, the proposed numerical approach is applied successfully to predict the degradation observed in an underground stope located in an area displaying squeezing rock behaviour. A numerical model realized with FLAC2D software makes it possible beforehand to calibrate the evolution of the properties of resistance over time, using convergence curves from an instrumented drift and to predict later the evolution of the stability of other excavations assuming the geomechanical properties of the rock mass evolve in a similar way.

Finally, the numerical approach proposed in this paper should make it possible to carry out a series of parametric analyses with a calibrated numerical model, aiming to optimize the mining sequence, the size of the underground excavation and the pillars for mining the levels where squeezing problems are likely to occur. Furthermore, this work could be used for the design of an excavation shape better adapted to the convergence of the walls.



## TABLE DES MATIÈRES

REMERCIEMENTS .....	III
RÉSUMÉ .....	IV
ABSTRACT .....	VI
TABLE DES MATIÈRES .....	VIII
LISTE DES TABLEAUX .....	X
LISTE DES FIGURES .....	XIII
LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS .....	XIX
LISTE DES ANNEXES .....	XXI
CHAPITRE 1 INTRODUCTION .....	1
CHAPITRE 2 REVUE DE LA LITTÉRATURE .....	4
2.1 Comportement dépendant du temps .....	5
2.1.1 Gonflement .....	6
2.1.2 Fluage .....	7
2.1.3 Terrain poussant .....	11
2.1.4 Critère de discernement du phénomène des terrains poussants .....	18
2.1.5 Modélisation numérique de la convergence des excavations souterraines .....	22
2.1.6 Intégration de l'effet du temps dans la modélisation numérique .....	28
2.2 Tenseur de contraintes dans les massifs rocheux .....	30
2.2.1 Contraintes in-situ régionales dans le Bouclier Canadien .....	31
2.2.2 Influence de la densité et de la rigidité sur les contraintes in-situ .....	35
CHAPITRE 3 MÉTHODOLOGIE .....	39
3.1 Établissement du régime de contraintes à la mine Westwood .....	39

3.2	Approches analytique et numérique de l'influence du temps sur les propriétés géomécaniques .....	48
3.3	Mesure de la convergence des parois .....	57
3.4	Propriétés géomécaniques de la mine Westwood .....	61
CHAPITRE 4	RÉGIME DE CONTRAINTES À LA MINE WESTWOOD .....	73
4.1	Tenseur de contraintes mesurées à la mine Westwood .....	73
4.2	Estimation du tenseur de contraintes aux frontières du domaine par modélisation numérique .....	78
4.3	La rétro analyse des mesures du tenseur de contraintes .....	83
CHAPITRE 5	CALIBRATION D'UN MODÈLE DE PRÉDICTION DE LA CONVERGENCE DES PAROIS D'UNE GALERIE INSTRUMENTÉE .....	89
5.1	Calibration d'une loi de puissance de la convergence de la galerie 2.30 .....	90
5.2	Modélisation numérique de la convergence due à la rupture différée du massif rocheux . .....	99
5.3	Analyse d'un chantier ouvert avec le modèle de rupture différée .....	115
CHAPITRE 6	DISCUSSION .....	125
CHAPITRE 7	CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS .....	129
BIBLIOGRAPHIE	.....	132
ANNEXE A	- CLASSIFICATION GÉOMÉCANIQUE $RMR_{76}$ INFÉRÉE .....	138
ANNEXE B	- MODÈLE FLAC3D POUR CONTRAINTES IN-SITU .....	139
ANNEXE C	- DEVIS DE SUPPORT DE TERRAIN .....	143
ANNEXE D	- MODÈLE FLAC2D SECTION 6 $RMR_{76}$ 30 .....	149
ANNEXE E	- MODÈLE NUMÉRIQUE DE LA SECTION 8 $RMR_{76}$ DE 30 .....	152
ANNEXE F	- MODÈLE FLAC2D CHANTIER #2 .....	162
ANNEXE G	- CALIBRATION DES SECTIONS DE CONVERGENCE .....	165

## LISTE DES TABLEAUX

Tableau 2-1 : Les mécanismes responsables de la fermeture d'une excavation souterraine. ....	5
Tableau 2-2 : Prédiction des conditions de terrain et de la convergence normalisée ( $u/a$ ) d'une excavation souterraine en fonction de : la profondeur en mètre (H) , le diamètre en mètre (B) et le rock mass number (N, cote Q de (Barton et al., 1974) avec $SRF = 1$ ) (Goel, Jethwa, et Dhar, 1996).....	14
Tableau 2-3 : Classe de convergence. La convergence relative est la fermeture sur la portée d'excavation exprimée en pourcentage (Mercier-Langevin et Hadjigeorgiou, 2011). ....	15
Tableau 2-4 : Charte du potentiel de fluage d'après 22 cas de tunnel répertoriés au Japon (Aydan et al., 1996).....	17
Tableau 2-5 : Corrélation des contraintes principales dans le bouclier canadien tel que proposée par (Arjang, 1989; Herget, 1987). H est la profondeur en m. ....	32
Tableau 2-6 : Corrélations locales pour l'Abitibi (Corthésy et al., 1997). H est la profondeur en m. ....	34
Tableau 3-1 : Équivalence entre le référentiel physique et cartésien utilisé. ....	43
Tableau 3-2 : Chargements unitaires pour établir le tenseur de contraintes au point de mesure. ..	45
Tableau 3-3 : Tenseur de contraintes actif aux frontières de l'excavation de la zone minéralisée Z230 à 840 m de profondeur. ....	50
Tableau 3-4 : Classification du degré d'anisotropie selon le rapport d'anisotropie (Ramamurthy, 1993).....	53
Tableau 3-5 : Description sommaire des zones géomécaniques. ....	61
Tableau 3-6 : Propriétés géomécaniques moyennes des zones U1, U2, U3, U4, U5, U5A et U6 (Simon, 2009).....	62
Tableau 3-7 : Direction et pendage des discontinuités globales à la mine (Golder, 2011) .....	63
Tableau 3-8 : Paramètres à évaluer pour la cote $RMR_{76}$ selon Bieniawski (Bieniawski, 1976)....	64
Tableau 3-9 : $RMR_{76}$ typique dans chacune des zones géomécaniques (Golder, 2009).....	64

Tableau 3-10 : GSI suggéré pour chacune des zones géomécaniques (Golder, 2011) .....	65
Tableau 3-11 : Propriétés de déformabilité à l'échelle du massif rocheux. ....	66
Tableau 3-12 : Propriétés mécaniques moyennes des échantillons de l'unité U4 (Simon, 2009) ..	67
Tableau 3-13 : Propriétés de résistance en laboratoire équivalentes assignées à la matrice rocheuse et à la foliation. ....	68
Tableau 3-14 : Propriétés géomécaniques d'un modèle de résistance de Mohr-Coulomb avec Ubiquitous Joint. ....	71
Tableau 3-15 : Angle de dilatance tel que suggéré par (Deere, 1964). ....	72
Tableau 4-1 : Contraintes moyenne dans une zone restreinte du modèle numérique suite à l'application d'une composante de contraintes unitaire aux frontières du modèle. Cette zone est représentative de l'endroit où les mesures à 1920 m furent effectuées .....	79
Tableau 4-2 : Paramètres A à F représentant le tenseur aux frontières du modèle calibré sur les mesures à la profondeur de 1920 m. ....	80
Tableau 4-3 : Paramètres A à F représentant le tenseur aux frontières du modèle calibré sur les mesures à la profondeur 840 m. ....	80
Tableau 4-4 : Tenseur de contraintes agissant aux frontières du modèle tel que calculé par la méthode proposée par McKinnon. ....	81
Tableau 4-5 : Tenseur de contraintes régional présenté par (Corthésy et al., 1997) et le gradient proposé pour des profondeurs de plus de 1200 m. H est la profondeur. ....	83
Tableau 4-6 : Tenseur de contraintes régional présenté par (Maloney et al., 2006) en fonction de la profondeur. H est la profondeur. ....	84
Tableau 4-7 : Tenseurs de contraintes répertoriés pour les mines avoisinant la mine Westwood. ....	85
Tableau 5-1 : Mesures des distances compilées pour la section #2. Distance en m. ....	91
Tableau 5-2 : Paramètre de l'équation 3.11 caler sur les mesures de la section #9. ....	92
Tableau 5-3 : Tenseur de contraintes décomposé aux frontières du modèle .....	100
Tableau 5-4: Tenseur de contraintes calculé dans la zone minéralisé 2.30. ....	100

Tableau 5-5 : Tenseur de contraintes dans la zone minéralisée 2.30 simplifié. ....	100
Tableau 5-6 : Code de couleur pour les modes de ruptures dans le logiciel FLAC2D avec affichage plasticity no past. ....	102
Tableau 5-7 : Tenseur de contraintes sur le chantier #2 de la lentille Z234. ....	116

## LISTE DES FIGURES

Figure 2-1 : Structure moléculaire idéalisée dans une composition typique 1:1 et 2:1 de l'argile (Seedsman, 1993). .....	6
Figure 2-2: Absorption potentielle de l'eau par différents argiles (Seedsman, 1993). .....	7
Figure 2-3: Matrice cristalline typique d'une roche dure. a-a est une coupe de section. a) section mince d'une surface. b) Surface irrégulière d'un joint. c) Contact cristallin incomplet. d) fissure et .....	8
Figure 2-4 : Courbe caractéristique des phases du fluage. Déformation ( $\epsilon$ ) en fonction du temps(t)(Systèmes, 2012). .....	10
Figure 2-5: Fracturation observée dans un échantillon de granite homogène chargé en compression uniaxiale avec un confinement de 0.5 MPa jusqu'à la rupture Les lignes noirs représentent des microfissures et les lignes blanches une macrofissure (rupture de l'échantillon) (Damjanac et Fairhurst, 2010). .....	11
Figure 2-6: Modes de rupture dus à la convergence (Kawamoto et al., 1991). .....	12
Figure 2-7 : Critères établis pour le terrain poussant (Singh et al., 1992). .....	13
Figure 2-8 : Classification établie à la mine Laronde. $\psi$ est l'angle entre la normale du mur et celle du plan de foliation. S représente l'espacement dans la foliation critique (Mercier-Langevin et Hadjigeorgiou, 2011). .....	15
Figure 2-9 : Relation entre la déformation normalisée par le diamètre du tunnel et le rapport de la résistance en compression uniaxiale du massif rocheux ( $\sigma_{cm}$ ) et la contrainte in-situ pour différents degrés de difficulté associés à une excavation sans support (Hoek et Marinos, 2000). .....	16
Figure 2-10 : Mécanisme de formation de dalle et rupture par flambage. ....	19
Figure 2-11: a) Écaillage d'un tunnel. b) cisaillement dans le massif rocheux intacte. ....	20
Figure 2-12 : Modèle physique d'un massif rocheux lité (Yun-Mei et al., 1984). ....	21
Figure 2-13 : Rupture hors-profil et perte de confinement (Mercier-Langevin et Wilson, 2013). .....	22

Figure 2-14 : Modèle conceptuel tel qu'utilisé dans la modélisation de l'effondrement du tunnel Piton à Taiwan (Hsu et al., 2004).	24
Figure 2-15 : Modélisation numérique par Phase2 d'une galerie sous convergence (Mellies, 2009).	25
Figure 2-16: Modèle utilisé par (Glamheden et al., 2001).	26
Figure 2-17 : Résultat d'un cas d'une excavation sans support et remblai (Glamheden et al., 2001).	27
Figure 2-18 : Résistance d'un échantillon traversé par une discontinuité selon le modèle de Jaeger (Jaeger et al., 2009).	28
Figure 2-19 : Contexte géologique canadien (Reiter, Heidbach, Schmitt, Haug, Ziegler, et Moeck, 2014).	32
Figure 2-20: Distribution de la contrainte principale majeure en fonction de la profondeur dans le Bouclier Canadien (Maloney et al., 2006).	33
Figure 2-21 : Distribution des contraintes principales le long de la faille Cadillac (Corthésy et al., 1997).	35
Figure 2-22 : L'influence, à l'échelle d'une excavation, de l'hétérogénéité géologique/géomécanique sur le tenseur de contraintes (Leijon, 1989). S est la rigidité et $\sigma$ est la contrainte moyenne.	36
Figure 2-23 : L'influence simplifiée d'une hétérogénéité géologique/géomécanique locale sur le tenseur de contraintes (Leeman, 1964).	37
Figure 2-24 : Contraintes dans un milieu idéalisé de N éléments avec module de Young ( $E_i$ ) (Amadei et Stephansson, 1997).	38
Figure 3-1 : Processus simplifié d'une mesure à l'aide de la technique du Doorstopper modifié.	41
Figure 3-2 : Schématisation de la position des mesures du tenseur de contraintes utilisées dans l'article McKinnon (2001).	43
Figure 3-3 : Zone géomécanique U2-1RPQ telle qu'intégrée dans le modèle numérique entre les profondeurs de 400 m à 2600 m.	47

Figure 3-4: Modèle FLAC3D utilisé de 400 m à 2400 m de profondeur.....	47
Figure 3-5 : Modèle parfaitement élastoplastique et élastoplastique avec écrouissage négatif. ....	49
Figure 3-6 : Profondeur de la zone en tension dans une excavation circulaire. Le paramètre « r » indique la profondeur de la zone, le paramètre « a » indique le rayon de l'excavation et K indique le ratio de la contrainte mineure sur la contrainte majeure. ....	51
Figure 3-7 : Distribution de la contrainte en tension par le logiciel PHASE2 (Rocscience, 2015) d'une galerie typique de la zone analysée. Les dimensions sont 3.0 m X 3.0 m perpendiculaire à la contrainte principale majeure pour l'état de contrainte présenté au tableau 3-3. ....	52
Figure 3-8 : Exemple de la rupture d'une excavation de 3.0 m x 3.0 m avec modèle Ubiquitous Joint avec le logiciel FLAC2D. Contrainte in-situ isotrope. Pendage de la schistosité à 70°, représenté par des traits. ....	54
Figure 3-9 : Profondeur de la zone plastique tel que calculée par l'équation 3.9. ....	55
Figure 3-10 : Interaction idéalisée entre le support de terrain et l'excavation (Brady et Brown, 2013).....	57
Figure 3-11: Coupe typique pour l'installation des plaques de convergence (Armatys et Berson, 2009).....	58
Figure 3-12: Photographie de la position des plaques de convergence. Exemple de la section de convergence #4 (Armatys et Berson, 2009) .....	58
Figure 3-13 : Résistance $\sigma_c$ de l'unité U4 en fonction de l'angle de chargement de la foliation (Armatys, 2012). ....	67
Figure 3-14 : Courbe enveloppe de résistance selon le critère de Hoek & Brown sur les résultats d'essais de laboratoire de l'unité U4 (Simon, 2009). ....	68
Figure 4-1 : Distribution des unités géomécaniques à la profondeur de 840 m de la mine Westwood et galerie excavée. ....	74
Figure 4-2 : Profondeur de 1920 m et la distribution des unités géomécaniques à la mine Westwood. ....	76



Figure 4-3 : Comparaison des contraintes principales majeures mesurées et prédites par les modèles présentés. ....	77
Figure 4-4: Comparaison des contraintes principales mineures mesurées et prédites par les modèles présentés. ....	78
Figure 4-5 : Distribution des composantes du tenseur de contraintes aux frontières de la mine Westwood selon la profondeur telles qu'obtenues par rétro-analyse des valeurs mesurées. .	81
Figure 4-6: Mines dans le secteur de Westwood où le tenseur de contraintes a été mesuré. ....	84
Figure 4-7 : Comparaison entre la contrainte principale majeure mesurée et obtenue par rétro-analyse et deux modèles régionaux disponibles. ....	86
Figure 4-8 : Contraintes principales mineures des mesures régionales et deux modèles disponibles. ....	87
Figure 4-9 : Contrainte verticale des mesures régionales et les modèles disponibles. ....	87
Figure 5-1 : Position des sections du schiste à sérécite à l'Ouest des excavations de la galerie 2.30 à l'étude. Cette galerie est sous l'effet d'un terrain poussant. ....	89
Figure 5-2 : Orientation des excavations selon la direction de la foliation (Est-Ouest) parallèle à l'excavation principale (Armatys et Berson, 2009). ....	90
Figure 5-3: Calage de l'équation 3.11 sur la convergence de la section #9 entre les épontes inférieures et supérieures. ....	93
Figure 5-4 : Géométrie des sections #11, #12 et #13. ....	94
Figure 5-5 : Calage d'une loi de puissance sur les sections convergentes #3, #4, #5 et #6. ....	95
Figure 5-6 : Calage d'une loi de puissance sur les sections convergentes #8 et #9. ....	96
Figure 5-7 : Calage d'une loi de puissance sur les sections convergentes #11, #12, #13. ....	97
Figure 5-8 : Glissement et rotation des plans de schistosité à l'éponte inférieure à la mine Westwood dans un terrain poussant (Armatys et Berson, 2009). ....	98
Figure 5-9: Exemple de flambage et de rotation majeurs de la foliation d'une excavation à la mine Laronde sous l'effet d'un terrain poussant (Potvin et Hadjigeorgiou, 2008). ....	98
Figure 5-10 : Sections représentative de la convergence observée de la galerie 2.30. ....	99

Figure 5-11 : Convergence des épontes de la section #6 en fonction de la réduction de la cohésion et de la cote géomécanique.....	101
Figure 5-12 : Modélisation numérique du terrain poussant par le logiciel 3DEC (Karampinos et al., 2015).....	103
Figure 5-13 : Frontières typiques du modèle numérique FLAC2D utilisé pour la modélisation numérique d'une galerie sous convergence. ....	104
Figure 5-14 : La figure de gauche (a) est la rupture en cisaillement de la foliation déjà produite. La figure de droite (b) est le déplacement horizontal. Modèle de la section #8 avec une réduction de 10% de la cohésion du massif et de la foliation. ....	104
Figure 5-15 : Modèle de la section #8. Aucune réduction de la cohésion de la matrice rocheuse et de la schistosité. Plasticity no past. ....	106
Figure 5-16 : Photographies de la section de convergence #9 (Armatys et Berson, 2009). ....	107
Figure 5-17 : Modèle section #8. Réduction de 10% de la cohésion de la matrice rocheuse et de la schistosité. Plasticity no past. ....	108
Figure 5-18 : Modèle numérique final de la section #8 . Réduction de 60% de la cohésion de la matrice rocheuse et de la schistosité. Plasticity no past. ....	109
Figure 5-19 : Déformation à long terme d'une galerie sous convergence à la mine Lapa. La figure est inversée à l'horizontale pour que la foliation soit orientée de même que les modèles numériques présentés dans ce chapitre. (Mercier-Langevin et Wilson, 2013) ....	110
Figure 5-20 : Convergence relative de la section #8 en fonction de la réduction de la cohésion de la matrice rocheuse et de la foliation et du temps pour la période de mesure.....	111
Figure 5-21 : Convergence relative des épontes obtenue par les modèles numériques. ....	112
Figure 5-22 : Convergence relative de la section #6 en fonction de la réduction de la cohésion de la matrice rocheuse et de la foliation et du temps pour la période de mesure.....	113
Figure 5-23 : Progression de l'endommagement du massif rocheux de la section #11. ....	114
Figure 5-24 : Bris hors-profil ou dilution des chantiers #2, #4 et #6 à mi-hauteur dans les chantiers #2, #4 et #6 du secteur 104-00 à 104-02 de la zone minéralisée Z234. Vue en plan.....	115

Figure 5-25 : Support secondaire de câble d’ancrage installé dans le chantier #2. Câble d’ancrage non intégré au modèle numérique. ....	118
Figure 5-26 : Construction du modèle numérique avec FLAC2D du chantier long trou #2 (a) et une vue rapprochée (b) de l'excavation au regard de la foliation et de la dégradation observée. ....	119
Figure 5-27 : Mode de rupture à l'éponte supérieure (Falmagne et Bewick, 2009) d’un chantier de la mine Westwood dans une zone sous l’effet d’un terrain poussant.....	120
Figure 5-28 : Comparaison de la rupture à 10% de réduction de la cohésion et l'état de rupture en chantier. Plasticity no past.....	121
Figure 5-29 : État de rupture avec 40% de réduction de la cohésion du massif et de la foliation. Regard Ouest. ....	122
Figure 5-30 : Déplacement en x (horizontal) de l'éponte supérieure au centre du chantier. ....	123
Figure 5-31 : Déplacement en y (vertical) de l'éponte supérieure au centre du chantier. ....	124

## LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS

a	Paramètre du critère de Hoek-Brown
ASTM	<i>American Society for Testing &amp; Materials</i>
B	Portée de l'excavation (m)
c'	Cohésion équivalente (MPa)
CMS	<i>Cavity Monitoring Systems</i>
$C_{\infty X}$	Convergence instantanée
$C_0$	Résistance en compression uniaxiale (MPa)
D	Endommagement du massif rocheux
$E_i$	Module de déformation de Young initial (GPa)
$E_i$	Module de déformation de Young de l'élément « i » (GPa)
$E_{\text{laboratoire}}$	Module de déformation de Young établis en laboratoire (GPa)
$E_{\text{massif}}$	Module de déformation de Young établis à l'échelle du massif (GPa)
$E_k$	Module de déformation de Young de l'élément « k » (GPa)
$\varepsilon_{cr}$	Déformation critique (%)
$\varepsilon_{\theta}^a$	Déformation plastique calculée
$\varepsilon_{\theta}^e$	Déformation élastique calculée
GSI	<i>Geological strength index</i>
H	Profondeur (m)
K	Rapport entre la contrainte principale maximale et minimale
L	Longueur (m)
$m_i$	Paramètre du critère de rupture Hoek-Brown à l'échelle de l'échantillon
$m_b$	Paramètre du critère de rupture Hoek-Brown à l'échelle du massif rocheux
N	Cote géomécanique dérivée de la cote NGI (Q)
n,m	Paramètre de calibration de l'équation de convergence
$\nu$	Module de Poisson
$\phi'$	Angle de frottement équivalent (°)
$P_o$	Contrainte in-situ isotrope (MPa)
$\psi$	Angle entre la normale de la paroi et celle du plan de foliation (°)
Q	Cote géomécanique de la classification de Barton
$q_c$	Résistance à l'écrasement (MPa)

$\rho$	Masse volumique (kg/m <sup>3</sup> )
$RMR'_{76}$	<i>Rock mass rating</i> établis sans réduction due à la présence de l'eau.
$\sigma_{ci}$	Résistance en compression uniaxiale (MPa)
$\sigma_{\theta}$	Contrainte tangentielle (MPa)
$\sigma_{cm}$	Résistance en compression uniaxiale du massif (Mpa)
$\sigma_{av}$	Contrainte moyenne dans la direction parallèle aux éléments « i » (MPa)
$\sigma_t$	Résistance en tension (MPa)
$\sigma'_{3n}$	Contrainte de confinement équivalente (MPa)
$\sigma'_{3max}$	Contrainte de confinement maximale (MPa)
$\sigma_1$	Contrainte principale maximale (MPa)
$\sigma_2$	Contrainte principale intermédiaire (MPa)
$\sigma_3$	Contrainte principale minimale (MPa)
SRF	<i>Stress reduction factor</i>
S	Espacement de la foliation (mm)
S	Rigidité
s	Paramètre du critère de Hoek-Brown
$T_0$	Résistance en tension uniaxiale (MPa)
T	Paramètre de calibration de l'équation de convergence
$W_k$	Largeur de l'élément « k » (m)

## LISTE DES ANNEXES

Annexe A - Classification géomécanique $RMR_{76}$ inféré .....	138
Annexe B - Modèle FLAC3D pour contrainte in-situ.....	139
Annexe C - Devis de support de terrain .....	143
Annexe D - Modèle FLAC2D SECTION 6 RMR 30 .....	149
Annexe E - Modèle numérique de la section 8 RMR 30 .....	152
Annexe F - Modèle FLAC2D chantier #2.....	162
Annexe G - Calibration des sections de convergence .....	165

## CHAPITRE 1 INTRODUCTION

Le développement d'une mine en profondeur change grandement l'approche traditionnelle de la conception d'excavations souterraines. Avec l'accroissement de la profondeur, il y a naturellement une augmentation des contraintes in-situ. L'un des problèmes rencontrés dans l'exploitation minière dans ces conditions est la convergence du massif rocheux (Mercier-Langevin et Turcotte, 2007; Potvin et Hadjigeorgiou, 2008). Le phénomène, appelé terrain poussant (*squeezing ground* ou *squeezing rock*), est bien connu dans les tunnels en génie civil depuis plus de 70 ans (Terzaghi et Proctor, 1946). L'une des principales difficultés liées à ce comportement réside dans la conception du soutènement. Les excavations sous l'effet d'un terrain poussant nécessitent fréquemment une réexcavation ou une réhabilitation du support de terrain. Plusieurs causes sont à l'origine de ce phénomène dans les tunnels en roches dures (Aydan, Akagi, et Kawamoto, 1996) : flambage des dalles formées par les joints, cisaillement et écaillage de la paroi rocheuse et glissement du massif. Le présent mémoire étudie le cas d'une mine d'or appartenant à l'entreprise IAMGOLD. Cette mine, nommée Westwood, est une exploitation minière souterraine dans un massif de roches dures dont la profondeur dépasse les 1900 mètres.

L'objectif global du projet de maîtrise est de mettre en application un modèle numérique qui prend en considération les effets du temps sur le comportement mécanique du massif rocheux. Cette méthodologie est appliquée sur un cas concret d'une galerie sous l'effet de la convergence à la mine Westwood.

Trois sous-objectifs ont été retenus dans le cadre de la présente recherche :

- a) Établir le régime de contraintes à la mine Westwood ;
- b) Établir les paramètres mécaniques du comportement de rupture différée observé à la mine Westwood ;
- c) Calibrer les paramètres obtenus à l'étape b) à la convergence mesurée d'une galerie à la mine Westwood.

La mine Westwood, à l'étude dans le présent mémoire, est une mine d'or souterraine située en Abitibi-Témiscamingue dans le Nord-Ouest du Québec à environ 40 km à l'Est de la ville de Rouyn-Noranda et 490 km au Nord-Ouest de Montréal.

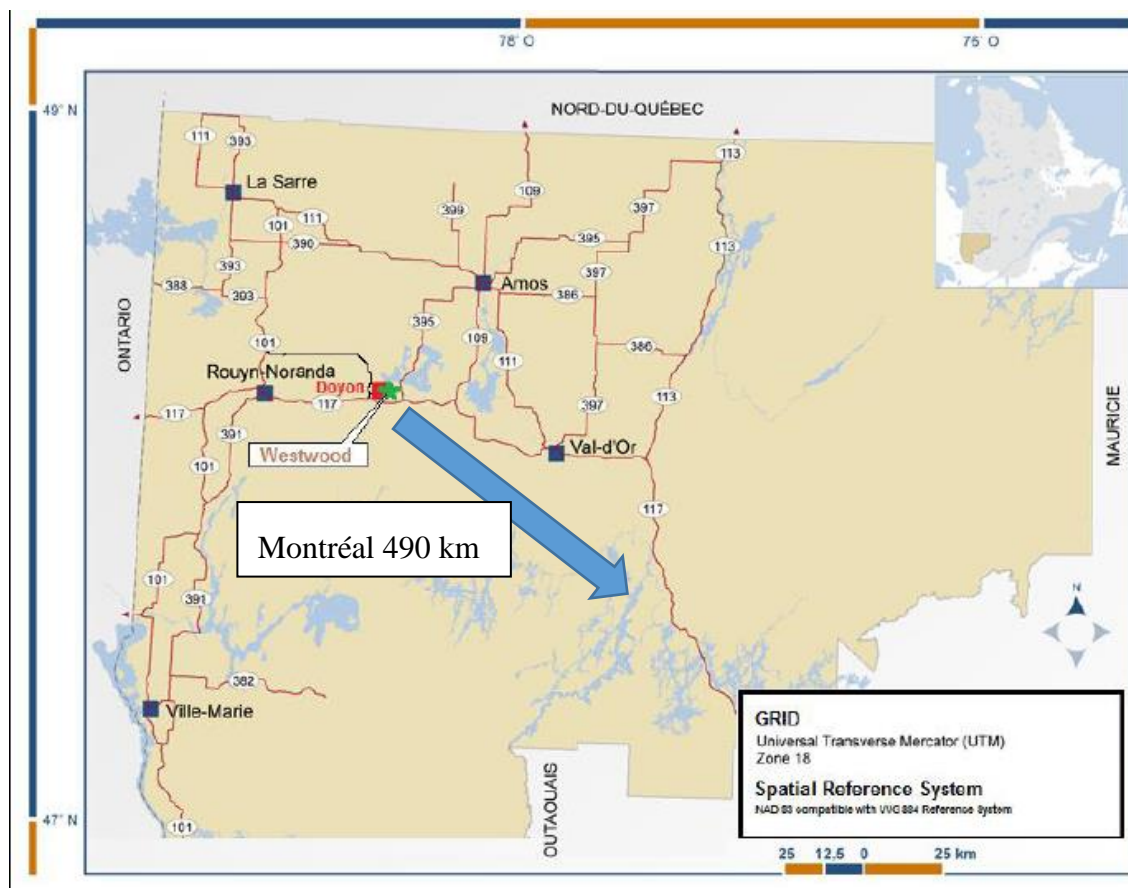


Figure 1-1 : Position géographique de la mine Westwood (Simard, 2011) .

## Structure du mémoire

Après un chapitre 1 d'introduction où le problème est posé, le chapitre 2 présente une revue de la littérature des trois principaux sujets abordés : la rhéologie dans les matériaux géotechniques, les contraintes in-situ et la modélisation numérique de la convergence dans le temps des excavations souterraines. La distinction entre le fluage des métaux/évaaporites et des massifs rocheux est présentée dans ce chapitre.

Le chapitre 3 présente la méthodologie proposée pour établir la construction d'un modèle numérique tenant compte des effets du temps.

Le chapitre 4 présente le régime de contraintes obtenu pour la mine Westwood.

Le chapitre 5 présente les résultats obtenus dans le cadre de cette recherche appliqués à la mine Westwood. Cette méthodologie est notamment appliquée à deux types d'excavation souterraine :



un tunnel d'accès et un chantier minier. Chacune de ces excavations est excavée dans un secteur ayant démontré un comportement notable de convergence dans le temps.

Le chapitre 6 présente la discussion des résultats.

Le chapitre 7 regroupe la conclusion et les recommandations.

## CHAPITRE 2 REVUE DE LA LITTÉRATURE

Le comportement d'un matériau naturel dépendant du temps peut se manifester de trois manières : gonflement (*swelling*), fluage (*creeping*) et cisaillement (*squeezing*). Ces phénomènes, bien que leurs effets soient similaires, sont dus à différents processus. À l'échelle d'une excavation souterraine, ces phénomènes auront l'effet d'une réduction dans le temps de l'aire d'une section excavée.

Le rapport de la commission sur le gonflement (*swelling*) par la société ISRM (International Society of Rock Mechanics) repris par Einstein (1996), propose deux termes pour mieux définir les problèmes liés à l'expansion de la masse rocheuse ou du sol dans une excavation souterraine : le cisaillement et le gonflement. L'auteur définit ces deux termes comme suit :

Le gonflement est « l'augmentation du volume du terrain dépendante du temps par un mouvement vers l'intérieur du périmètre du tunnel »<sup>1</sup>.

La composante du cisaillement du terrain dépendant du temps, et mène à un mouvement du périmètre du tunnel »<sup>1</sup>.

Les travaux de la *Commission on Swelling Rocks of the ISRM* n'avaient pour mandat que l'étude du gonflement. De ce fait, un troisième mécanisme doit être distingué et que la commission n'a pas étudié à savoir le fluage. Ce dernier se définit comme suit :

« Le fluage est la déformation dans le temps sous un chargement constant » (Malan, 1999)

Deux mécanismes sont responsables du fluage : le mouvement des dislocations dans la structure cristalline des minéraux et le développement de micro-fractures dans la matrice constituante.

*Time-dependency* est le terme choisi par Malan (1999) pour regrouper les mécanismes généralement acceptés pour expliquer un comportement rhéologique dans les excavations souterraines: le fluage de la roche intacte, le fluage des discontinuités, la défaillance retardée et la chute de résistance à long terme du massif.

---

<sup>1</sup> Traduction libre

Le tableau 2-1 présente les trois groupes de mécanismes pouvant être à l'origine d'un comportement de convergence dans le temps dans les excavations souterraines. Chacun de ces mécanismes représente une approche différente pour décrire, expliquer et prédire la convergence dans le temps. Comme indiqué dans le tableau par les quelques exemples présentés, chacun de ces mécanismes est associé à une géologie particulière. Outre une introduction aux autres mécanismes, c'est le mécanisme à l'origine des terrains poussants/cisaillement qui sera particulièrement couvert dans ce chapitre. Il est à noter que ces mécanismes sont complémentaires et la présence par exemple d'une faille avec remplissage argileux peut expliquer une convergence dans le temps d'une excavation en roche dure dans sa périphérie.

Tableau 2-1 : Les mécanismes responsables de la fermeture d'une excavation souterraine.

Mécanismes	Origine	Exemples
Gonflement	-Augmentation du volume due à une absorption d'eau par trois processus : mécanique ou perte de confinement, osmotique et intra-cristallin.	- Argile -Silt
Fluage	-Dislocation des défauts dans une structure cristalline et leurs mouvements. -Micro-fracturation stable.	-Évaporites -Roche cristalline <sup>2</sup>
Terrain poussant/cisaillement	-Regroupe plusieurs mécanismes dépendant du temps : fluage de la roche intacte, fluage des discontinuités, défaillance retardée et résistance à long terme du massif.	-Excavation à grande profondeur -Tunnel dans un massif fracturé

## 2.1 Comportement dépendant du temps

La convergence observée dans les excavations minières peut provenir des trois mécanismes mentionnés au tableau 2-1 : le gonflement, le fluage et le cisaillement. Chacun de ces mécanismes provient de différentes propriétés du matériau analysé.

---

<sup>2</sup> : Sous certaines conditions de teneur en eau, température et contrainte.



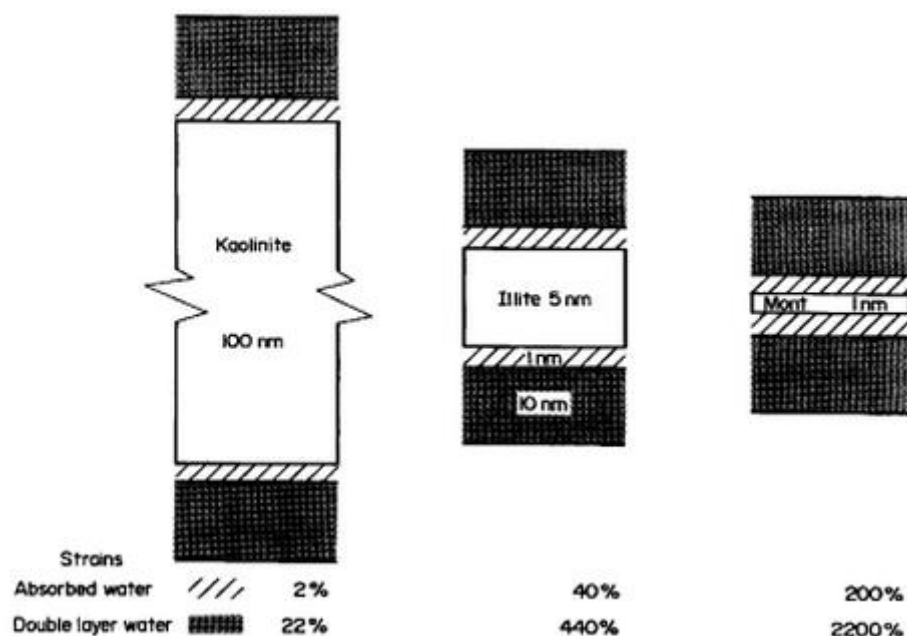


Figure 2-2: Absorption potentielle de l'eau par différents argiles (Seedsman, 1993).

### 2.1.2 Fluage

Le second mécanisme rhéologique dans le comportement mécanique des excavations souterraines est le fluage et il se définit comme suit : « Le fluage est la déformation dans le temps sous un chargement constant » (Malan, 1999).

Contrairement au gonflement des argiles, ce comportement dépendant du temps est causé par la structure même du matériau. Dusseault et Fordham (1993) distinguent six modèles de roche pouvant avoir un comportement dépendant du temps : la roche dure, les carbonates, le grès, les shales, les évaporites et les charbons. Deux mécanismes responsables du fluage dans les roches et plus particulièrement les roches dures et les évaporites, seront analysés :

- a) Le mouvement de dislocation des défauts dans la structure cristalline ;
- b) Le développement de micro fractures stables.

La figure 2-3 est une structure cristalline propre aux roches. Elle se décrit comme un amas de grains de minéraux fortement cimentés. À l'échelle microscopique, les roches dures sont hétérogènes, elles peuvent notamment contenir des minéraux tels le quartz, le feldspath, la biotite, etc. Les évaporites, contrairement aux roches dures, sont « les dépôts sédimentaires résultant de l'évaporation de l'eau et la précipitation des sels qui sont dissous » (Boulvain, 1999). Ils regroupent

les minéraux tels : l'halite, le gypse et la sylvinite. Les évaporites ont donc une structure atomique plus homogène.

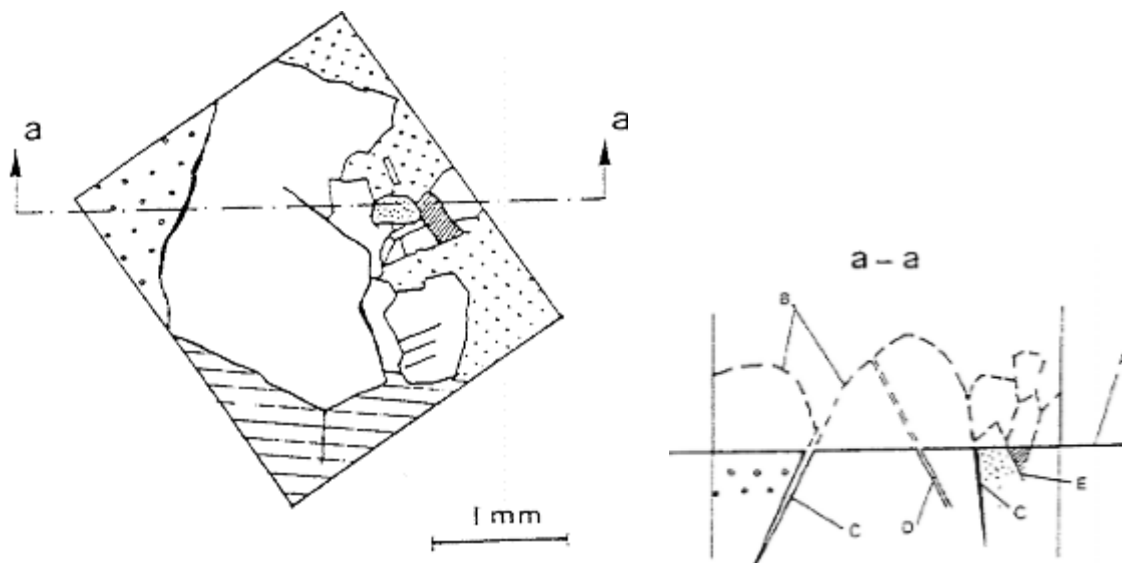


Figure 2-3: Matrice cristalline typique d'une roche dure. a-a est une coupe de section. a) section mince d'une surface. b) Surface irrégulière d'un joint. c) Contact cristallin incomplet. d) fissure et e) contact étroit avec des cristaux (Pusch et Hökmark, 1992).

L'étude des dislocations ou des défauts et de leurs mouvements est une science généralement associée aux métaux. Les modèles de compréhension appliqués aux domaines des sciences de la terre sont issus des études sur les métaux et ont été adaptés en conséquence. Toutes les structures d'un élément géologique ou artificiel contiennent des défauts à l'échelle atomique. Ces défauts peuvent se produire lors de la formation du matériel par l'empilement des couches d'atomes ou bien lors de la précipitation.

Les mécanismes du mouvement des dislocations peuvent avoir plusieurs sources : la variation de la température, le glissement, le cisaillement et/ou la diffusion. Evans et Kohlstedt (1995) dressent une liste exhaustive des mouvements possibles à l'échelle atomique dans les métaux. Ce mécanisme de fluage est utilisé pour expliquer le comportement observé dans les mines d'évaporite telles la sylvinite et l'halite. Trois paramètres clés contrôlent le fluage des évaporites (Dusseault et Fordham, 1993) : la température, la contrainte déviatorique et la teneur en eau.

Le développement stable de microfissures est décrit comme une des sources de la rupture à long terme des échantillons de roches dures. Ce type de rupture est présent à une plus grande échelle que le mouvement des dislocations. La matrice rocheuse est formée des minéraux et matériaux de cimentation. Cette structure, schématisée à la figure 2-3, contient des microfissures, des joints de contact entre les minéraux et des pores. Ces derniers peuvent ou non être remplis d'eau.

Durant le chargement mécanique d'un échantillon tel que lors d'un essai de compression uniaxiale, deux types de déformation peuvent se produire : élastique et plastique. La définition courante d'une déformation élastique est la notion de réversibilité de cette dernière. Le matériau testé reprend sa déformation initiale suite au relâchement du chargement. Quant aux matériaux géologiques, ce mécanisme est décrit par la fermeture des pores et des microfissures présents dans la matrice rocheuse. La déformation dite plastique résulte du développement de nouvelles microfissures ou la propagation des microfissures déjà présentes. Cette déformation est non réversible.

Le fluage est défini comme la déformation dans le temps sous un chargement constant. En effet, deux événements peuvent arriver lors du développement de ces microfissures. Les microfissures peuvent se stabiliser par l'amortissement de l'énergie fournie au système lors de leurs créations ou s'accélérer jusqu'à la rupture si les fractures se rejoignent. Chaque état de fissuration est relié à un seuil de contraintes. Le fluage et la rupture potentielle d'un échantillon à long terme sous une contrainte constante s'expliquent par le développement de ces microfissures. La vitesse de fluage est donc contrôlée par la vitesse de propagation des fissures et l'énergie fournie au système. Il est généralement accepté que quatre phases de déformation existent lors du fluage tel que présenté à la figure 2-4 : la déformation instantanée, fluage primaire, fluage secondaire et fluage tertiaire.

La déformation instantanée : elle est le reflet de la fermeture des pores et des microfissures déjà présentes dans la structure du matériau. C'est ce qu'on appelle la déformation élastique.

Phase 1 (fluage primaire) : la 1<sup>re</sup> zone est souvent associée au développement des microfissures au contact des grains de minéraux. Des contraintes de tension peuvent se développer à la périphérie des minéraux et engendrer un développement de microfissures.

Phase 2 (fluage secondaire) : la 2<sup>ème</sup> zone, quant à elle, est induite par la création de nouvelles fissures et de la propagation à un taux constant de ces dernières. Ce processus se caractérise par une déformation viscoplastique impliquant une dissipation de l'énergie dans la création de fissures. Cette zone est souvent linéaire sous un chargement constant et elle est contrôlée par la vitesse de

propagation des fissures. Cette vitesse dépend principalement du niveau de contraintes appliquées. Deux possibilités existent sous un état de contraintes et de température constants lors de cette phase : l'énergie est libérée lors de la propagation des microfissures et qui s'estompe dans le temps ou ces microfissures se rencontrent à l'échelle de l'échantillon et amorcent le fluage tertiaire.

Phase 3 (fluage tertiaire) : la 3<sup>ème</sup> zone s'amorce lorsque les microfissures se rencontrent à l'échelle de l'échantillon. Ces microfissures forment des plans de faiblesse dans l'échantillon et elles accélèrent la déformation jusqu'à la rupture.

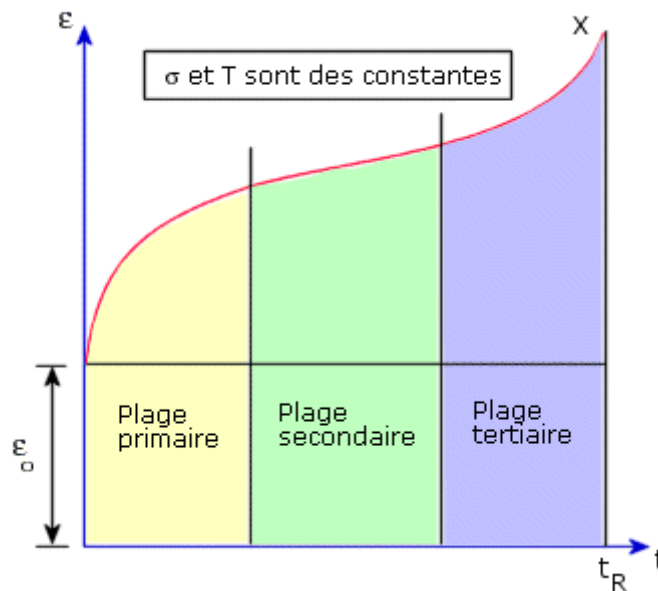


Figure 2-4 : Courbe caractéristique des phases du fluage. Déformation ( $\epsilon$ ) en fonction du temps( $t$ )(Systèmes, 2012).

La figure 2-5, prise de l'analyse d'un échantillon de granite du Lac du Bonnet, permet de concevoir le développement des microfissures. Cette figure représente une vue microscopique d'un échantillon de granite supposé homogène avec un confinement de 0.5 MPa. Comme on peut s'y attendre, l'endommagement de l'échantillon débute bien avant la rupture. Lors du fluage tertiaire, les microfissures se rencontrent pour former un plan de rupture. Cette figure représente le mode de rupture par cisaillement sur un échantillon de granite.



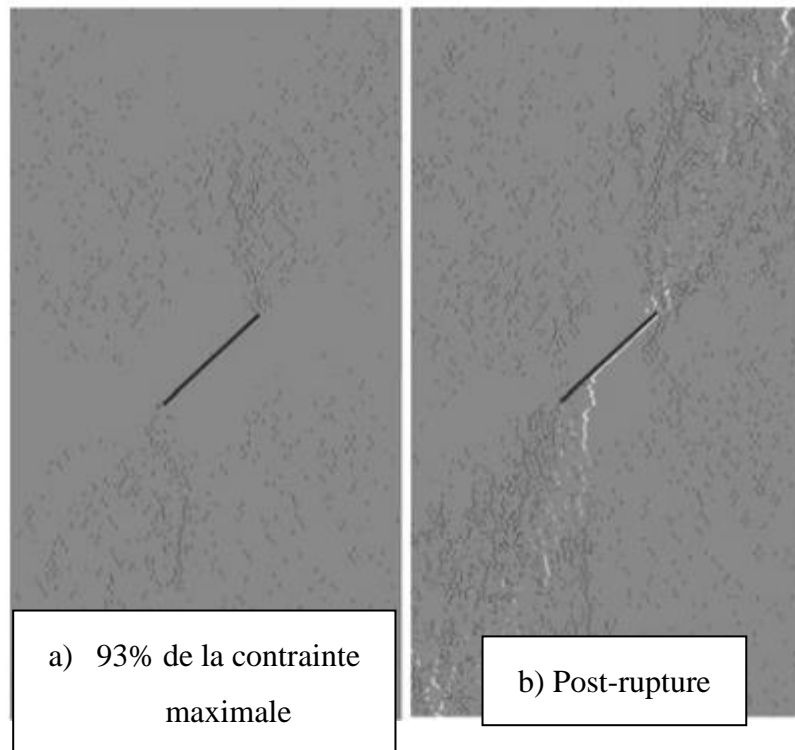


Figure 2-5: Fracturation observée dans un échantillon de granite homogène chargé en compression uniaxiale avec un confinement de 0.5 MPa jusqu'à la rupture. Les lignes noires représentent des microfissures et les lignes blanches une macrofissure (rupture de l'échantillon) (Damjanac et Fairhurst, 2010).

### 2.1.3 Terrain poussant

Kawamoto, Aydan, Akagi et Ito (1991) relèvent trois mécanismes lors de la convergence du tunnel et schématisés à la figure 2-6 :

- a) Rupture par cisaillement complet : cisaillement du massif rocheux ;
- b) Rupture par flambage : présente principalement dans les roches métamorphiques ou litées ;
- c) Rupture par cisaillement et glissement : principalement observée dans les plans de litages épais.

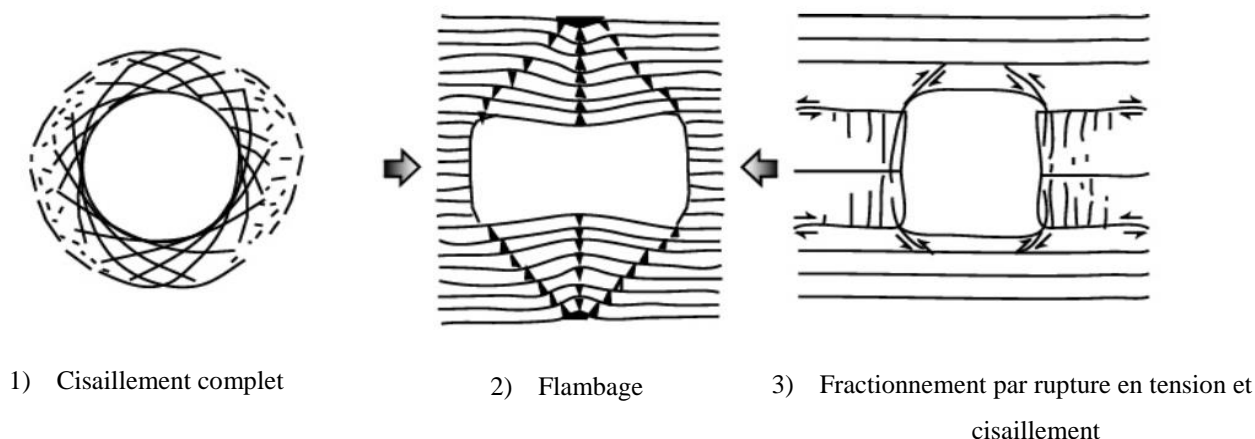


Figure 2-6: Modes de rupture dus à la convergence (Kawamoto et al., 1991).

Plusieurs points communs sont relevés dans les tunnels excavés dans les terrains poussants (Barla et Barla, 2008), à savoir que :

- a) Le massif rocheux possède des propriétés de déformation et de résistance faibles ;
- b) L'orientation des discontinuités telle que les plans de litage et la schistosité jouent un rôle prépondérant dans ce phénomène ;
- c) Les contraintes élevées sont en cause dans le fluage observé dans les mines à de grandes profondeurs.

Ces paramètres sont couramment considérés comme les facteurs responsables du potentiel d'un massif rocheux à présenter un comportement poussant. Les modèles de classification présentés dans ce chapitre utilisent ces paramètres, à différents degrés, pour évaluer ce potentiel.

### 2.1.3.1 Méthodes de classification

La déformation dans le temps du massif rocheux est un phénomène graduel difficilement discernable à court terme. Plusieurs auteurs se sont attardés sur le développement des critères pour évaluer le potentiel de convergence dans les tunnels et les mines (Aydan et al., 1996; Barton, 2000; Hoek et Marinos, 2000; Mercier-Langevin et Hadjigeorgiou, 2011; Singh, Singh, et Choudhari, 2007). Les approches pour évaluer le potentiel de convergence sont nombreuses : l'approche empirique, l'approche par le tenseur de contraintes et l'approche par déformation.

L'approche empirique des terrains poussants est historiquement présentée par la classification géomécanique de Barton (Q) (Barton, Lien, et Lunde, 1974). L'auteur inclut plusieurs paramètres

pour caractériser le massif rocheux dont le *stress reduction factor* (SRF). Le SRF exprime un comportement dépendant du temps par deux mécanismes critiques identifiés par l'auteur : la présence d'une zone d'argile aux abords de l'excavation et l'effet d'un état de contraintes élevées. (Singh, Jethwa, Dube, et Singh, 1992) proposent l'équation empirique 2.1 basée sur la cote Q du NGI pour déterminer le potentiel d'un comportement de convergence dans le temps tel que montré à la figure 2-7. Cette équation représente la profondeur critique pour observer un état de terrain poussant en fonction de la cote Q. De plus, la figure 2-7 permet notamment de concevoir que pour une même profondeur, la qualité du massif rocheux par la cote Q a un impact direct sur le potentiel de convergence d'un tunnel.

$$H > 350 * Q^{\frac{1}{3}} \quad (2.1)$$

H : Profondeur de l'excavation analysée (m)

Q : cote géomécanique selon la classification de Barton

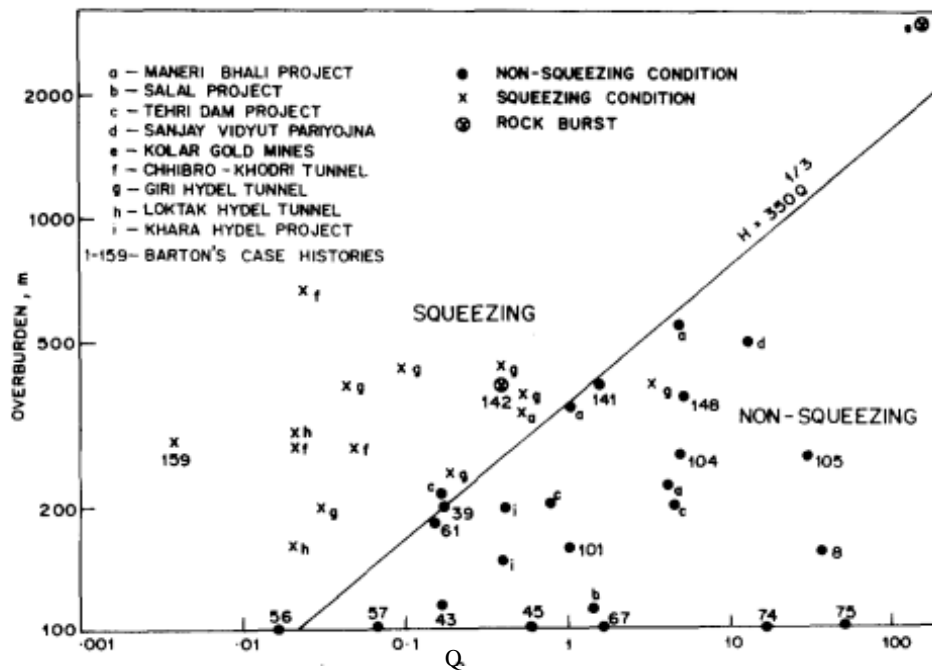


Figure 2-7 : Critères établis pour le terrain poussant (Singh et al., 1992).

Jethwa et Paithankar (1995) proposent de remplacer la classification NGI par une nouvelle classification appelée *Rock Mass Number* (N). Cette classification est établie de la même manière que la cote Q, mais en fixant le paramètre SRF à 1. Les auteurs relèvent la difficulté d'estimer ce

paramètre de façon pratique. De plus, ils intègrent l'effet de la portée de l'excavation et proposent d'estimer l'ampleur de la convergence telle que présentée dans le tableau 2-2.

Tableau 2-2 : Prédiction des conditions de terrain et de la convergence normalisée ( $u/a$ ) d'une excavation souterraine en fonction de : la profondeur en mètre ( $H$ ), le diamètre en mètre ( $B$ ) et le *rock mass number* ( $N$ , cote  $Q$  de (Barton et al., 1974) avec  $SRF = 1$ ) (Goel, Jethwa, et Dhar, 1996).

S. no.	Ground condition	Correlations
1.	Self-supporting	$H < 23.4 N^{0.88} B^{-0.1}$ and $1000 B^{-0.1}$
2.	Non-squeezing	$23.4 N^{0.88} B^{-0.1} < H < 275 N^{0.33} B^{-0.1}$
3.	Very mild squeezing ( $u/a = 1-2\%$ )	$275 N^{0.33} B^{-0.1} < H < 360 N^{0.33} B^{-0.1}$
4.	Mild squeezing ( $u/a = 2-3\%$ )	$360 N^{0.33} B^{-0.1} < H < 450 N^{0.33} B^{-0.1}$
5.	Mild to moderate ( $u/a = 3-4\%$ )	$450 N^{0.33} B^{-0.1} < H < 540 N^{0.33} B^{-0.1}$
6.	Moderate squeezing ( $u/a = 4-5\%$ )	$540 N^{0.33} B^{-0.1} < H < 630 N^{0.33} B^{-0.1}$
7.	High squeezing ( $u/a = 5-7\%$ )	$630 N^{0.33} B^{-0.1} < H < 800 N^{0.33} B^{-0.1}$
8.	Very high squeezing ( $u/a > 7\%$ )	$H > 800 N^{0.33} B^{-0.1}$

Une classification empirique plus récente a été établie pour les mines en profondeur. Mercier-Langevin et Hadjigeorgiou (2011) ont développé cette classification à partir de l'étude de cas de la mine Laronde d'AGNICO-EAGLE située dans la région de l'Abitibi-Témiscamingue dans la province du Québec au Canada. L'observation des conditions de terrain révèle aux auteurs que l'espacement de la foliation est le principal critère d'un comportement de convergence de la roche. Ils observent que les galeries souterraines excavées parallèlement à la schistosité ont un comportement convergeant. Ils en ont conclu que la combinaison d'un petit espacement de la schistosité, de l'angle d'interception avec le mur et de l'état de contraintes en place sont les principaux critères générateurs du phénomène de cisaillement. La figure 2-8 développée par les auteurs est donc spécifique à cette mine. Néanmoins, cette charte a été avec succès pour les autres mines de roche dures ayant un comportement similaire. Mercier-Langevin et Hadjigeorgiou (2011) limitent l'utilisation de cette charte à des mines dont la convergence dans le temps est dû à la présence de la foliation. Cette charte demeure l'unique outil spécifique aux mines disponible dans la littérature.

Les limites inférieures de l'utilisation de cette matrice sont les suivantes :

$$\text{Résistance en compression uniaxiale (UCS)} < 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Espacement de la foliation (s)} < 1 \text{ mm}$$

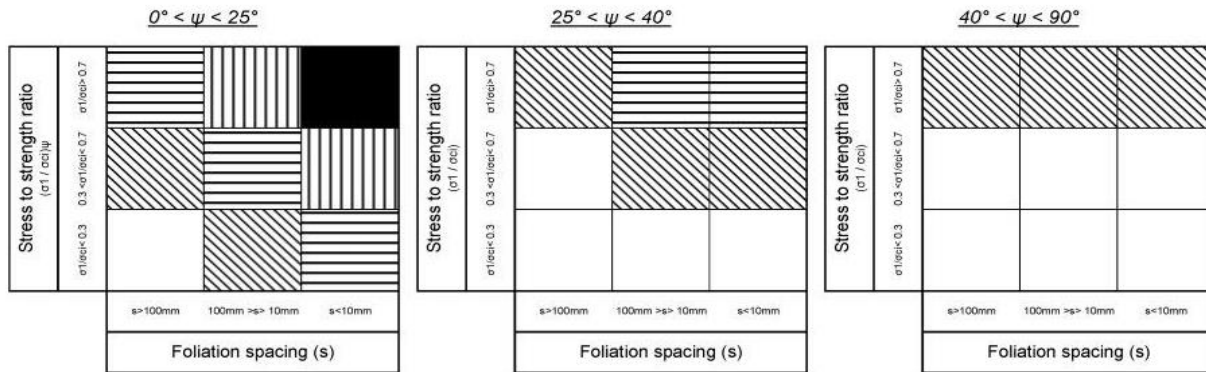



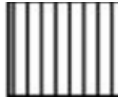



Figure 2-8 : Classification établie à la mine Laronde.  $\psi$  est l'angle entre la normale du mur et celle du plan de foliation.  $S$  représente l'espacement dans la foliation critique (Mercier-Langevin et Hadjigeorgiou, 2011).

Tableau 2-3 : Classe de convergence. La convergence relative est la fermeture sur la portée d'excavation exprimée en pourcentage (Mercier-Langevin et Hadjigeorgiou, 2011).

Classification	pas de fluage	fluage mineur	fluage sévère	fluage très sévère	fluage extrême
Convergence relative	$< 1\%$	$1\% < \varepsilon < 2.5\%$	$2.5\% < \varepsilon < 5\%$	$5\% < \varepsilon < 10\%$	$10\% < \varepsilon$
					

L'approche par le champs de contraintes a été proposée par Hoek et Marinos (2000). Les auteurs abordent le problème de la classification d'un massif rocheux susceptible de converger par un modèle analytique simple d'une excavation circulaire non supportée et se déformant de façon élastique. Les propriétés du massif sont extrapolées des paramètres suivants : le *Geological Strength Index* (GSI), le  $m_i$  et la résistance de la roche intacte. Cette approche suppose notamment un champ de contraintes ( $p_o$ ) et une résistance isotropes ( $\sigma_{om}$ ) et définit plusieurs classes de convergence selon la proportion de la résistance du massif ( $\sigma_{cm}$ ) sur la contrainte appliquée telle que représentée à la figure 2-9. Quoique les hypothèses d'un comportement et un champ de contraintes isotropes sont réfutées pour les mines de l'Abitibi-Témiscamingue, la zone de

déformation plastique prédites par cette approche permettent de confirmer certaines hypothèses établies dans ce mémoire.

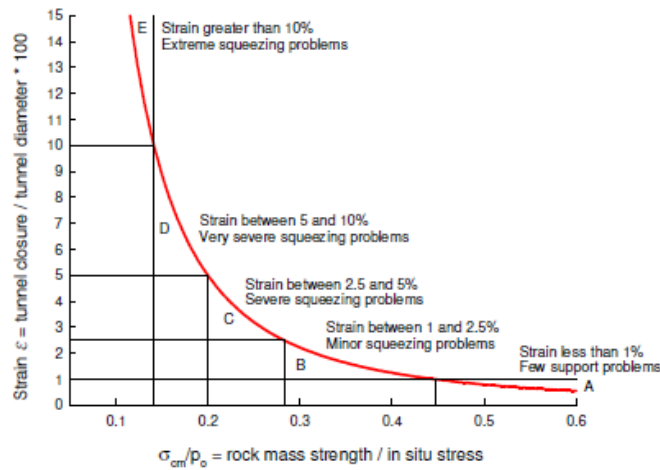


Figure 2-9 : Relation entre la déformation normalisée par le diamètre du tunnel et le rapport de la résistance en compression uniaxiale du massif rocheux ( $\sigma_{cm}$ ) et la contrainte in-situ pour différents degrés de difficulté associés à une excavation sans support (Hoek et Marinos, 2000). L'approche par la déformation plastique établie par Aydan et al. (1996) décrit le phénomène de convergence dans le massif rocheux comme une propagation des microfissures. Les auteurs établissent des seuils de contraintes pour l'observation d'un fluage secondaire et tertiaire. Ils ont développé une équation permettant de calculer le rapport entre la déformation totale sur la déformation élastique à la périphérie de tunnels et ils l'ont définie comme suit :

$$\xi = \frac{\epsilon_{\theta}^a}{\epsilon_{\theta}^e} \quad (2.2)$$

$\epsilon_{\theta}^a$  : Déformation plastique calculée

$\epsilon_{\theta}^e$  : Déformation élastique

Selon le résultat de l'équation 2.2, le tableau 2-4 assigne une classe de déformation et un mécanisme de déformation.

Tableau 2-4 : Charte du potentiel de fluage d'après 22 cas de tunnel répertoriés au Japon (Aydan et al., 1996).

Classe de convergence	Déformation du tunnel	Comportement attendu
Pas de fluage	$\frac{\epsilon_{\theta}^a}{\epsilon_{\theta}^e} \leq 1$	Comportement élastique du tunnel.
Fluage léger	$1.0 \leq \frac{\epsilon_{\theta}^a}{\epsilon_{\theta}^e} \leq 2.0$	Comportement plastique avec écrouissage positif. La déformation se stabilise avec l'atténuation de l'effet du front de taille.
Fluage moyen	$2.0 \leq \frac{\epsilon_{\theta}^a}{\epsilon_{\theta}^e} \leq 3.0$	Comportement plastique avec écrouissage négatif. La déformation sera grande, mais se stabilise avec l'atténuation de l'effet du front de taille.
Fluage intense	$3.0 \leq \frac{\epsilon_{\theta}^a}{\epsilon_{\theta}^e} \leq 5.0$	Comportement plastique avec écrouissage négatif. La déformation sera grande et ne se stabilise pas avec l'atténuation de l'effet du front de taille.
Fluage très intense	$\frac{\epsilon_{\theta}^a}{\epsilon_{\theta}^e} \geq 5.0$	Comportement de fluage avec grand déplacement. Les dimensions de l'excavation sont en dessous des besoins et une ré-excavation d'une section du tunnel est nécessaire.

Une autre approche, développée par Singh et al. (2007), propose une déformation critique pour évaluer le potentiel de convergence. Le *squeezing index* est calculé comme suit :

$$SI = \frac{\text{déformation observée ou prévue}}{\text{déformation critique}} \quad (2.3)$$

La déformation critique peut être calculée de plusieurs manières. Les auteurs de l'article suggèrent la relation empirique à l'équation 2.4. Cette équation est établie selon la cote géomécanique de Barton et les propriétés de résistance et de déformation mesurées en laboratoire.

$$\epsilon_{cr} = 5.84 * \frac{\sigma_{ci}^{0.88}}{Q^{0.12} * E_i^{0.63}} \% \quad (2.4)$$

$\sigma_{ci}$ : résistance en compression uniaxiale (MPa)

$Q$ : Cote géomécanique de la classification de Barton

$E_i$ : Module de déformation de Young (MPa)

$\epsilon_{cr}$ : déformation critique (%)

La déformation observée ou prévue sur la paroi rocheuse peut être calculée par un modèle numérique ou analytique. La classification du *squeezing index* est équivalente à celle présentée dans le tableau 2-3 où le paramètre  $\frac{\epsilon_{\theta}^a}{\epsilon_{\theta}^e}$  est remplacé par le *squeezing index*.

Les approches relevées dans la littérature pour prédire le potentiel d'une excavation souterraine à présenter un comportement de convergence dans le temps sont complémentaires. Chacune des approches focalise sur un ou quelques aspects relevés par les auteurs sur les cas étudiés. Le cas à l'étude dans le présent mémoire est celui de la mine Westwood situé en Abitibi-Témiscamingue pour laquelle l'approche empirique de (Mercier-Langevin et Hadjigeorgiou (2011); Mercier-Langevin et Turcotte (2007)) est la plus adaptée à la lumière du mécanisme de convergence observé in situ.

#### **2.1.4 Critère de discernement du phénomène des terrains poussants**

Plusieurs éléments à l'origine du phénomène de terrain poussant d'une excavation souterraine ont été identifiés dans la littérature : la présence et l'espacement d'une famille de discontinuités, l'orientation de l'excavation relativement à celle de la discontinuité, des contraintes in-situ élevées, une faible résistance mécanique du massif/matrice rocheuse et la présence d'une altération géologique.

L'influence de la résistance est identifiée comme critique par Singh et al. (1992). Ils établissent que dans les excavations étudiées, l'excavation sous le phénomène du terrain poussant est entourée d'un massif rocheux caractérisé par une faible résistance à l'écrasement. Le cisaillement est accompagné d'une expansion volumétrique suite à la rupture plastique du massif rocheux. Le critère de rupture est simplement établi en comparant la contrainte tangentielle maximale ( $\sigma_{\theta}$ ) à la résistance à l'écrasement du massif rocheux ( $q_c$ ). La contrainte tangentielle maximale est évaluée par la redistribution élastique autour de l'excavation. La résistance à l'écrasement peut être calculée par la méthode proposée par Hoek, Carranza-Torres et Corkum (2002) pour le calcul d'une résistance équivalente pour le massif rocheux.

$$\sigma_{\theta} > q_c \quad (2.5)$$

L'impact d'un champ de contrainte élevé ou proche de la résistance mécanique peut être la source d'un comportement mécanique différent à long terme par le mécanisme du fluage. Pour les roches



dures, le fluage est dû au développement de la microfissuration et à la propagation de la rupture sous le seuil de la résistance en compression uniaxiale maximale (UCS). Au-delà de ce seuil, que certains auteurs fixent à 40% de la résistance maximale (Martin, Kaiser, et McCreath, 1999), ces microfissures peuvent générer une rupture de l'échantillon à long terme. Les modèles de prédiction de la convergence dans les tunnels, basés sur le tenseur de contraintes dans les tunnels (Hoek et Marinos, 2000) correspondent à ce principe.

Le comportement mécanique d'une roche ignée est généralement considéré isotrope (Brady et Brown, 2013). La résistance au cisaillement est indépendante de la direction de sollicitation. L'ajout d'une ou de plusieurs famille(s) de discontinuités crée un comportement mécanique directionnel ou anisotrope. Cette anisotropie est exprimée à l'échelle de l'espacement de la discontinuité. Bewick et Kaiser (2009) ont étudié l'influence de l'anisotropie sur la stabilité d'un tunnel. Ils notent plusieurs conséquences à l'espacement des discontinuités :

- a) Le flambage des dalles : la réorientation des contraintes principales parallèlement à la foliation crée les conditions propices pour le flambage des plans du massif rocheux entre les joints. La figure 2-10 en est un exemple.

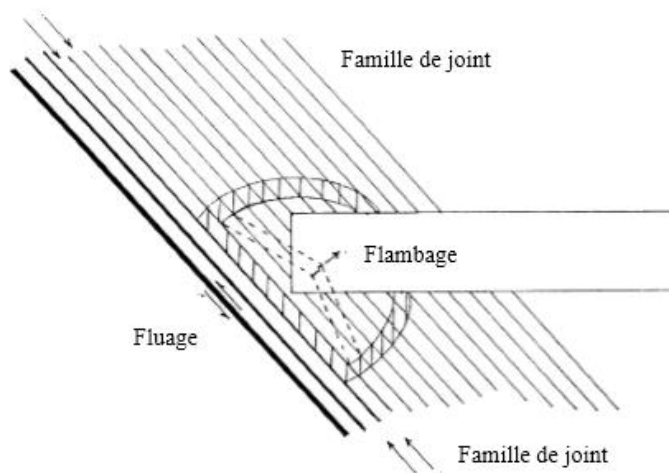


Figure 2-10 : Mécanisme de formation de dalle et rupture par flambage.

Le déplacement tangentiel dû au flambage est fonction de nombreux paramètres : le moment d'inertie de la dalle, le mode de fixation de ses extrémités, la contrainte parallèle, le module de Young et le rapport entre l'épaisseur de la dalle et la longueur. Le flambage des dalles est facilité pour une dalle dite mince selon le rapport de la portée sur

l'espacement. Yun-Mei, Yuan-zhen, Shu-gen et Ying (1984) rapportent que le rapport entre la portée de l'excavation et l'espacement des joints (épaisseur des dalles) est un paramètre déterminant dans le potentiel de flambage. (Yun-Mei et al., 1984) indiquent que le début du seuil critique se situe à un rapport de 10 pour 1 entre la portée et l'espacement des joints.

- b) L'écaillage : la présence d'une famille de discontinuités crée une redistribution des contraintes autour de l'excavation. Cette famille de joints aura l'effet d'un comportement mécanique anisotrope affectant entre autres la résistance en tension. En effet, la résistance en tension normale aux joints est généralement considérée comme nulle ou faible en comparaison de celle du massif rocheux. De plus, la présence d'une foliation ou d'une famille critique de joints engendre des contraintes de tension perpendiculaires à la direction de ces dernières. Cette contrainte de tension résulte du produit du flambage et la dilatation des joints. Cette déformation génère des ruptures en tension perpendiculaires à la foliation et induit un mouvement vers l'intérieur de l'excavation.

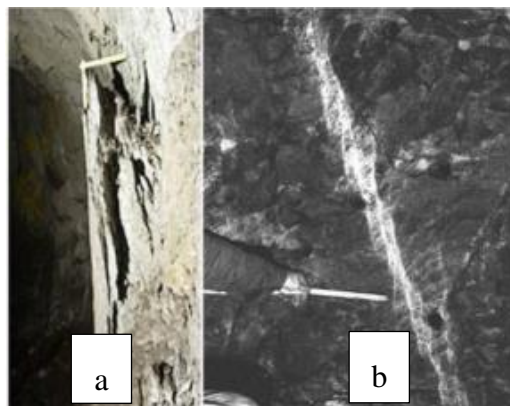


Figure 2-11: a) Écaillage d'un tunnel. b) cisaillement dans le massif rocheux intacte.

Yun-Mei et al. (1984) ont établi un modèle physique d'un massif rocheux fortement lité. Ils notent qu'un terrain lité, tel que celui qu'on observe à la mine Westwood dans un axe d'excavation parallèle à la schistosité, possède quatre modes de rupture : la chute de toit, le décapage du toit, le flambage et le cisaillement aux coins de l'excavation. L'angle d'interception du tunnel et de la famille de foliation est l'élément critique dans les tunnels miniers à grande profondeur (Mercier-Langevin et Hadjigeorgiou, 2011). La figure 2-12 montre le développement d'une rupture par flambage perpendiculaire à la direction de la famille de discontinuités tel qu'observé dans certaines excavations de la mine Westwood parallèle à la schistosité.

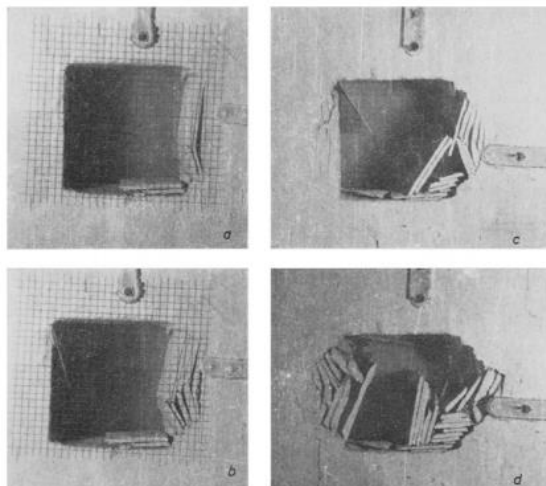


Figure 2-12 : Modèle physique d'un massif rocheux lité (Yun-Mei et al., 1984).

L'angle d'interception de la schistosité, défini comme l'angle entre l'orientation de l'axe principal de l'excavation et celui de la schistosité est critique pour les raisons suivantes :

- a) Direction de la foliation : dans le cas où la direction de l'excavation est parallèle à la direction de la foliation, la direction perpendiculaire à la foliation est orientée vers l'excavation. La flèche (déformation) est maximale selon cet axe. Une direction différente permet d'avoir le développement d'une contrainte normale à la direction perpendiculaire des joints. Cette contrainte augmente la résistance mécanique des joints en cisaillement et en glissement. Klein (2001) indique que la rupture hors profil et le relâchement autour d'un tunnel dû à la fracturation et à l'écaillage sont maximaux quand l'angle de la famille de discontinuité est entre  $0^\circ$  et  $25^\circ$ . Les travaux de cet auteur mènent aux trois catégories d'angle d'interception identifiées par Mercier-Langevin et Hadjigeorgiou (2011):  $0^\circ$  à  $25^\circ$ ,  $25^\circ$  à  $40^\circ$  et  $40^\circ$  à  $90^\circ$  où le premier cas est jugé le plus désavantageux pour la stabilité des parois.
- b) Contraintes de confinement : Le mouvement de convergence perpendiculaire à la foliation crée une zone de relaxation dans le mur. L'expérience de la mine Lapa (Mercier-Langevin, 2013) indique que cette zone de relaxation peut atteindre jusqu'à 6 m à 7 m dans le massif pour une portée d'excavation de 4.2 m telle qu'observée à la figure 2-13. De plus, de façon plus générale, la redistribution des contraintes autour d'une excavation souterraine crée une zone en tension ou faible confinement. Ce point est abordé au chapitre 3.2.

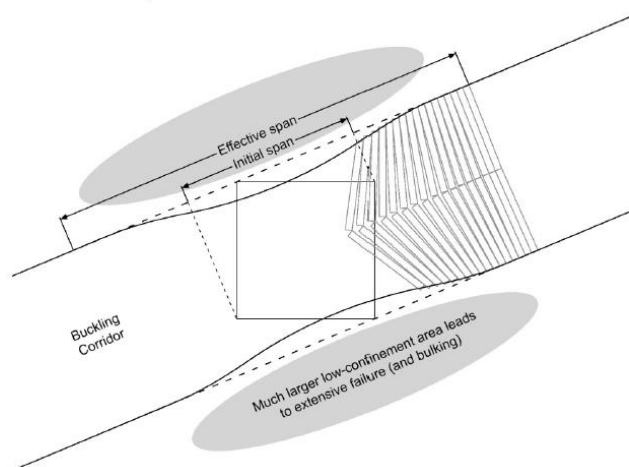


Figure 2-13 : Rupture hors-profil et perte de confinement (Mercier-Langevin et Wilson, 2013).

La présence d'une altération sur les plans structuraux, telle que la chlorite qui recouvre la paroi du plan de la schistosité est un élément critique dans la convergence des parois (Mercier-Langevin et Wilson, 2013). Cette altération réduit la résistance au cisaillement des plans de foliation lorsque ce contact est sollicité mécaniquement. Dans le présent mémoire, cette altération est intégrée dans la classification géomécanique.

### 2.1.5 Modélisation numérique de la convergence des excavations souterraines

Les excavations souterraines sont couramment utilisées par l'industrie minière pour accéder aux zones minéralisées en profondeur. Les accès ou les excavations sont limités à la durée de vie de la mine et ne sont qu'utilisés par du personnel qualifié pour quelques décennies. Contrairement aux excavations civiles tel les tunnels routiers ou d'acheminements d'eau qui ont une durée de vie centenaire. Ces deux approches se distinguent donc dans leurs conceptions des excavations souterraines par la tolérance à la déformation qu'elles peuvent subir. Les excavations de tunnel pour l'industrie civile se différencient par une utilisation beaucoup plus importante du béton et des cintres métalliques. De plus, dans le domaine civil, on utilise plus couramment des méthodes d'excavation comme les tunneliers ou une séquence d'avance plus élaborée. Pour cette industrie, le développement de modèle analytique ou numérique de tunnel a pour principal objectif une meilleure compréhension de la relation entre la séquence d'excavation, la convergence du terrain et la pression sur le support.

Dans l'industrie minière, la tolérance aux déformations de terrain est plus grande. Elle opte pour une approche plus pragmatique du phénomène des terrains poussants. Les approches numériques développées à ce jour cherchent dans un premier temps à reproduire et à mieux comprendre ce phénomène.

Barla, Debernardi et Sterpi (2012) proposent un modèle viscoplastique isotrope appelé SHELVIP pour le logiciel d'éléments finis distincts FLAC (ITASCA, 2016a) . Ce modèle est appliqué au tunnel poussant de Saint Martin La Porte. Le comportement de convergence est attribué à la matrice rocheuse de faible résistance et les paramètres de ce modèle sont calibrés sur des essais en laboratoire sur des échantillons provenant du tunnel et sur une rétro-analyse des mesures in-situ. Ce modèle constitutif a permis aux auteurs, par une calibration de données provenant du site analysé, de simuler le cycle d'excavation du tunnel avec l'intégration du support de terrain selon l'avance du front de taille.

Hsu, Chiang et Lai (2004) choisissent d'utiliser des simulations numériques pour tenter de comprendre l'effondrement d'un tunnel à faible profondeur. Pour ce faire, ils utilisent le logiciel d'éléments distincts UDEC (ITASCA, 2016d) avec une famille persistante de joints et le critère de rupture de Mohr-Coulomb. Ce modèle est élastoplastique avec écrouissage négatif. L'analyse conclut que la rupture est due au flambage de cette famille de joints et au terrain poussant qu'elle induit. La modélisation révèle notamment que la rupture des parois a entraîné l'effondrement du toit tel que schématisé à la figure 2-14. Aucune incorporation de l'effet du temps sur l'analyse n'est incluse.

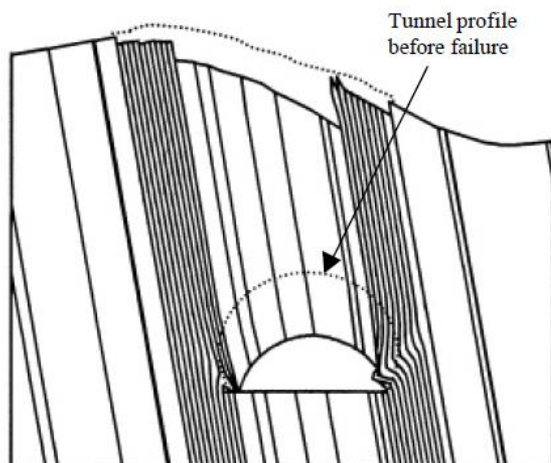


Figure 2-14 : Modèle conceptuel tel qu'utilisé dans la modélisation de l'effondrement du tunnel Pitan à Taiwan (Hsu et al., 2004).

Mahabadi, Cottrell, Vakili et Pitman (2014) publient une analyse détaillée du développement d'un puit minier dans un terrain convergent. Le modèle numérique développé sur le logiciel FLAC3D (ITASCA, 2016b) est basé sur une analyse élastoplastique avec le critère de rupture de Hoek & Brown (Hoek et al., 2002) pour la matrice rocheuse et *Ubiquitous Joints* pour la foliation observée. Ce modèle est calibré avec des instruments et des observations sur le terrain. Cet article compare les modèles établis par éléments finis explicites (FLAC3D) et avec ceux établis par le logiciel FEMDEM (Geomechanica, 2014). FEMDEM est un logiciel hybride entre éléments discrets et éléments finis continus. Il permet de reproduire explicitement le mécanisme de fracturation et de fragmentation dans les géomatériaux. Les auteurs intègrent l'effet du temps sur la propagation des fissures du logiciel FEMDEM et la comparent à la zone en rupture plastique établie par FLAC3D et en concluent que l'approche par le logiciel FLAC3D représente fidèlement la rupture prédite par le logiciel FEMDEM.

Karampinos, Hadjigeorgiou, Hazzard et Turcotte (2015) optent pour la modélisation numérique du terrain poussant par un modèle d'éléments distincts UDEC. Les auteurs imputent le phénomène du terrain poussant principalement au flambage des dalles formées par le plan de foliation et leur approche privilégie un modèle d'éléments distincts qui permet d'émuler ce mécanisme de rupture. Néanmoins, les limites du calcul numérique ne permettent pas de reproduire fidèlement la foliation observée sur le terrain. Selon l'article, l'espacement de la foliation observée sur les parois de l'excavation à l'étude est de  $< 10$  mm. Le modèle UDEC proposé se limite à un espacement de 75

mm sur une paroi et de 30 cm sur la seconde. Ils intègrent notamment un facteur de réduction « $r$ » de la contrainte aux frontières pour reproduire la progression de la déformation observée allant d'une valeur de 1 à 0; une valeur de 1 représente la situation où le front de taille est adjacent à l'excavation et une valeur de 0 représente la situation où l'avance du front de taille n'a plus d'influence sur la section analysée.

Mellies (2009) a publié entre autres, une analyse des tunnels de la mine Laronde avec le logiciel Phase2 (Rocscience, 2015) telle que présentée à la figure 2-15. Le modèle de rupture proposé est un modèle élastoplastique fragile avec un critère de rupture de Mohr-Coulomb. L'auteur intègre un modèle *Ubiquitous Joint* pour émuler l'effet de la foliation sur le comportement mécanique de l'excavation. Il intègre également des paramètres géomécaniques différents à la paroi de l'éponte supérieure et inférieure pour reproduire la déformation observée dans l'excavation. Les paramètres géomécaniques de la foliation sont obtenus par itération. Aucune intégration de l'effet du temps sur l'excavation ou les propriétés géomécaniques n'est tentée par manque de données.

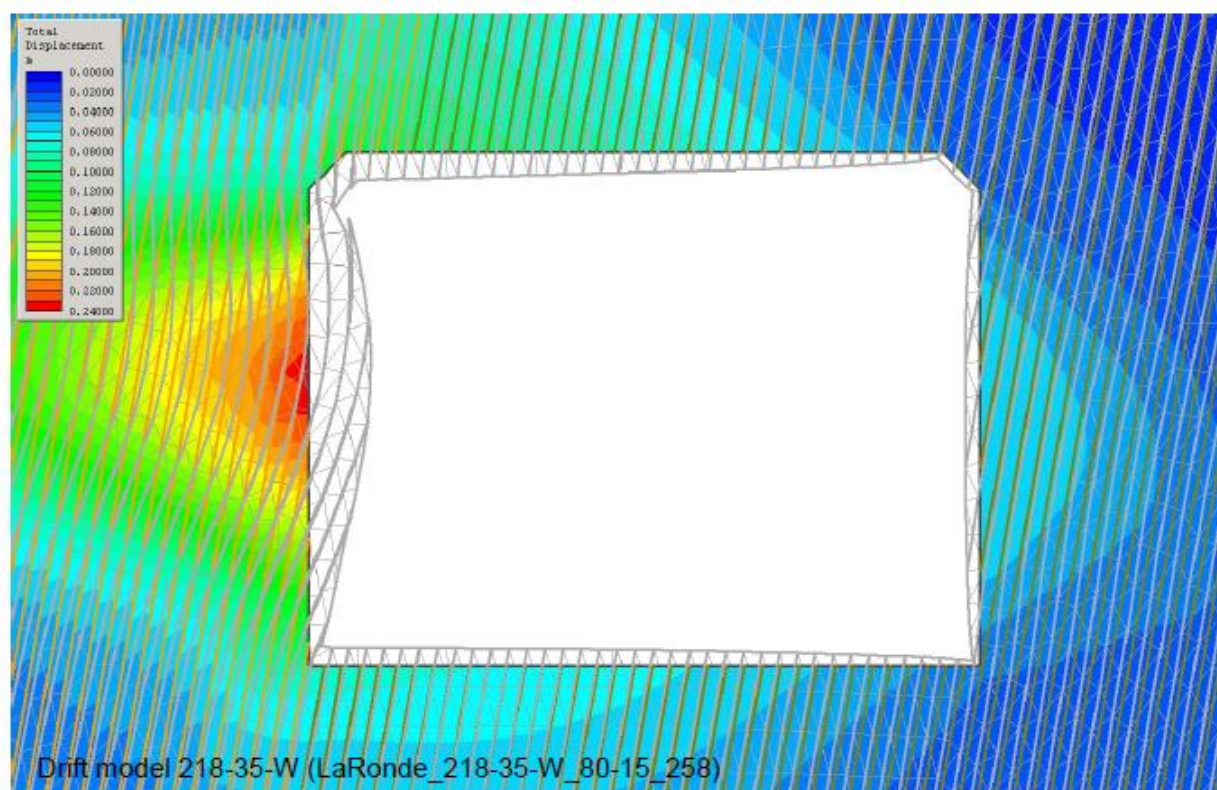


Figure 2-15 : Modélisation numérique par Phase2 d'une galerie sous convergence (Mellies, 2009).

Glamheden, Hökmark et Cristiansson (2001) modélisent la convergence due à deux familles de joints à l'aide du logiciel UDEC (ITASCA, 2016d). Tel que déjà présenté, le logiciel *UDEC* permet la construction d'un modèle avec des éléments distincts mieux adaptés à l'analyse des mouvements des joints. La figure 2-16 reprend le modèle utilisé. Quatre points sont étudiés : l'éponte inférieure, l'éponte supérieure, le toit et le plancher.

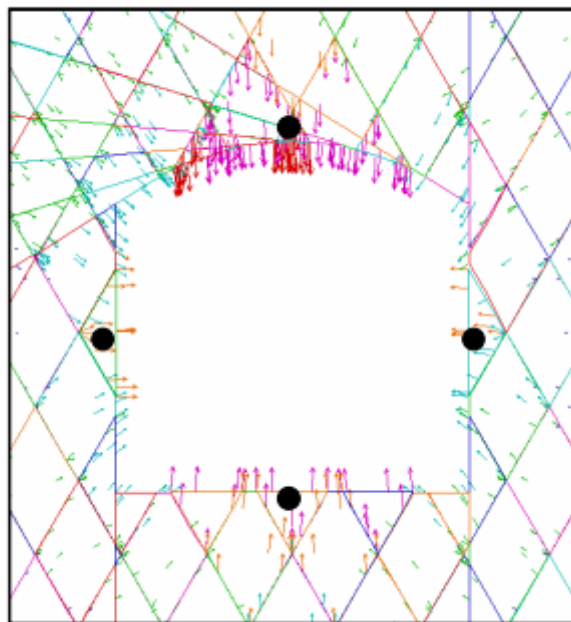


Figure 2-16: Modèle utilisé par (Glamheden et al., 2001).

L'approche par écrouissage négatif est appliquée par la variation de l'angle de frottement des joints associée à un critère de rupture de Mohr-Coulomb. À des fins de simplification, les auteurs ont notamment assigné une cohésion nulle à ce modèle. La réduction de l'angle de frottement par intervalles de cinq degrés ( $\theta_{\text{initial}} = 30^\circ$ ) a permis aux auteurs d'établir une courbe de la déformation en fonction de cet angle. La figure 2-17 décrit l'un des résultats obtenus. La déformation prédite est comparée aux déplacements mesurés sur l'excavation analysée à différent temps et les auteurs en concluent qu'une réduction progressive de l'angle de friction permet de prédire le déplacement mesuré.



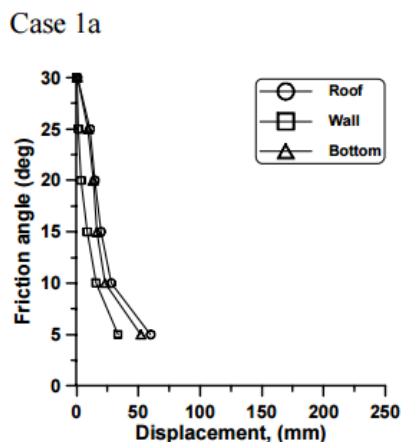


Figure 2-17 : Résultat d'un cas d'une excavation sans support et remblai (Glamheden et al., 2001).

Plusieurs démarches intégrant la modélisation numérique d'un massif rocheux sous l'effet d'un terrain poussant existent. Un point commun dans les terrains poussants des mines de roche dure est la présence d'une famille majeure de discontinuités. Deux approches sont couramment confrontées dans la littérature pour la modélisation d'un massif rocheux traversé par une/des famille(s) de joints : modélisation explicite des structures géologiques avec les éléments distincts et modélisation continue avec *Ubiquitous Joints*.

L'approche par modélisation explicite des structures géologiques est obtenue par des logiciels d'éléments distincts. Ces logiciels permettent de reproduire le mouvement, la rotation et le flambage des blocs ou dalles formées par les joints. Dans l'analyse d'excavation minière, Karampinos et al. (2015) prennent la défense de cette approche pour modéliser le terrain à la mine Lapa. Le comportement clé observé par les auteurs pour la convergence des parois dans le temps dans les mines analysées est le flambage et la rotation des dalles formées par la foliation. Le logiciel d'éléments distincts UDEC utilisé dans leurs approches permet ce type d'analyse. Néanmoins, la limite de cette approche réside dans sa capacité de gestion numérique des éléments distincts. Les auteurs ont dû augmenter l'espacement de la foliation pour être à même d'avoir une solution numérique. Par ailleurs, le flambage est notamment contrôlé par le ratio longueur/largeur de la dalle analysée. Une augmentation de ce ratio aura une incidence sur le déplacement mesuré.

L'approche par les élément finis continus avec *Ubiquitous Joints* utilisée a permis de reproduire la convergence observée dans plusieurs ouvrages miniers (Mahabadi et al., 2014; Mellies, 2009;

Mercier-Langevin et Turcotte, 2007). Le modèle constitutif *Ubiquitous Joints* est établi sur le modèle d'anisotropie de résistance proposé par Jaeger, Cook et Zimmerman (2009) pour un échantillon traversé par une discontinuité. Selon le schéma présenté à la figure 2-18, la résistance de l'échantillon est fonction de l'angle de chargement par rapport à la direction du plan de discontinuité.

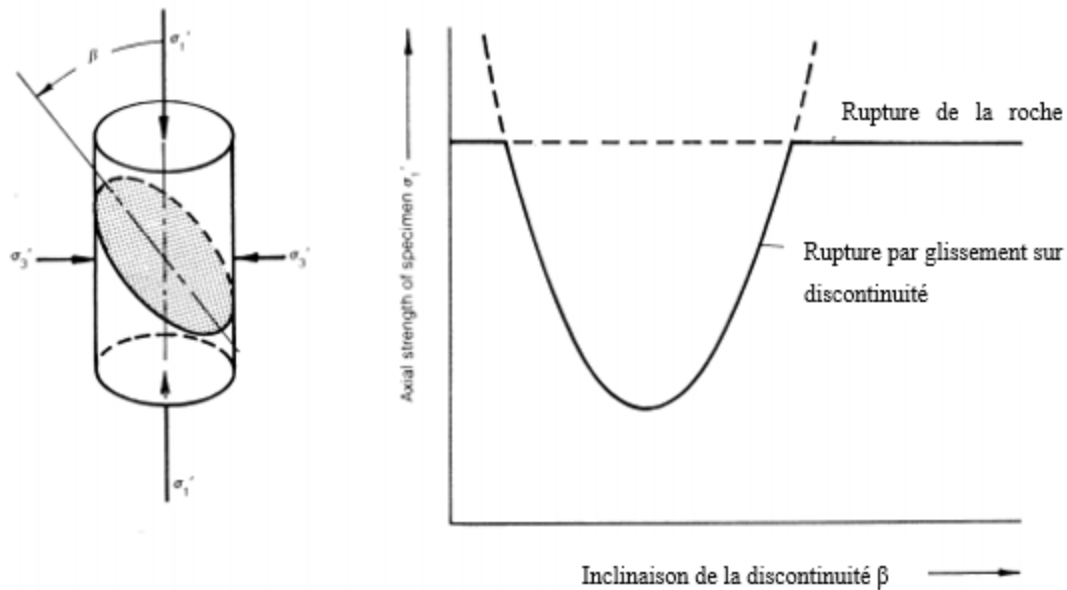


Figure 2-18 : Résistance d'un échantillon traversé par une discontinuité selon le modèle de Jaeger (Jaeger et al., 2009).

L'objectif du mémoire est de développer un modèle numérique tenant compte des effets du temps sur le comportement mécanique du massif rocheux. Cette approche est calibrée sur une excavation sous l'effet du terrain poussant à la mine Westwood. Deux éléments ont été mesurés sur cette galerie : la schistosité est millimétrique et la convergence observée est de  $\geq 2\%$ . L'espacement de la foliation nous indique qu'une modélisation explicite par élément distinct de cette dernière n'est pas réalisable dans le contexte de cette étude.

### 2.1.6 Intégration de l'effet du temps dans la modélisation numérique

Deux approches existent pour la modélisation de l'effet du temps sur la convergence des excavations souterraines (Manh, 2014) : une loi de comportement viscoélastique et/ou viscoplastique et la rupture différée du massif rocheux.

Dans le cadre de cette étude, l'excavation souterraine analysée démontre une convergence relative des parois importante. Le comportement post-rupture associé à cette observation est de type écrouissage négatif (Aydan et al., 1996). Cela indique que la déformation de l'excavation va se poursuivre au-delà de l'atténuation de l'effet du front de taille. De plus, la rupture n'est pas soudaine tel que l'on pourrait s'y attendre d'une roche dure. La rupture observée est progressive. Néanmoins, le segment du comportement post-rupture est difficile à obtenir pour un échantillon et l'est d'autant plus à l'échelle du massif. L'intégration de la rupture différée comme approche pour la compréhension et la modélisation numérique du comportement poussant est utilisée par plusieurs chercheurs.

Wang et Huang (2011) suggèrent, dans leurs approches du tunnel Gwanyin sous l'effet du terrain poussant, une valeur de la résistance en compression uniaxiale ultime de 60% de la résistance à court terme. Le délai observé pour cette réduction est de 150 jours dans le cas qu'ils ont analysés.

Russo, Repetto, Piraud et Lavignerie (2009) choisissent l'approche d'une diminution de la qualité du massif rocheux pour la modélisation numérique avec une réduction de la déformabilité, la résistance au cisaillement et la dilatance. Ce cas a été appliqué au tunnel de Saint-Martin La Porte.

Malan (1999) intègre les travaux sur le massif rocheux du Lac du Bonnet concernant la convergence des parois rocheuses. L'augmentation de l'endommagement de l'échantillon par une rupture plastique réduit jusqu'à 50% la cohésion initiale selon l'auteur. La périphérie des excavations souterraines en milieu fragile rocheux est dominée par une perte de cohésion et c'est ce paramètre qui sera au cœur de l'approche d'écrouissage négatif tel qu'appliqué dans ce présent mémoire. L'angle de frottement ne varie que peu dans le temps. Cette limite de la résistance à long terme concorde avec la proposition de (Barla et Borgna, 2000).

## 2.2 Tenseur de contraintes dans les massifs rocheux

La connaissance des contraintes in-situ est essentielle en ingénierie civile et minière lorsque des excavations doivent être réalisées dans les massifs rocheux. En effet leurs grandeurs et leurs orientations affectent entre autres (Amadei et Stephansson, 1997) :

- a) La stabilité des excavations souterraines ;
- b) La conception des piliers ;
- c) Le forage et sautage ;
- d) La conception de systèmes de support de terrain ;
- e) La prédiction des coups de terrain ;
- f) Le mouvement des contaminants et de l'eau souterraine ;
- g) La stabilité de pente.

Les premières hypothèses communément adoptées pour l'établissement du tenseur de contraintes in-situ dans les massifs rocheux sont que la contrainte principale majeure est verticale (Brown et Hoek, 1978). Elle serait due aux poids des terres. Donc, elle ne serait influencée que par la profondeur et le poids volumique. De plus, cette hypothèse implique que les autres contraintes principales seraient provoquées par les forces nécessaires pour restreindre le mouvement horizontal dû à la déformation latérale d'un milieu semi-infini élastique soumis à une force verticale (Brown et Hoek, 1978).

Les mesures de contraintes effectuées par Hast (1958) contredisent cette affirmation et démontrent que parfois, la contrainte principale majeure peut être horizontale. Cette observation, confirmée par des mesures sur de nombreux sites (Heidbach, 2008), permet d'affirmer qu'a priori, le tenseur de contraintes ne peut être déterminé que par la profondeur de mesure. Le poids des terres est une composante de cette contrainte, mais n'est pas l'unique source. Les éléments géologiques influencent la grandeur et l'orientation de ce tenseur.

Quelques paramètres influençant cet état sont, entre autres, (Amadei et Stephansson, 1997) :

- a) La topographie de la surface ;
- b) L'érosion ;

- c) Les contraintes résiduelles ;
- d) Les contraintes tectoniques ;
- e) Les discontinuités et fractures.

Le projet international « *world stress map project* » (Heidbach, 2008) a été conçu pour déterminer les orientations et, dans une moindre mesure, la grandeur du tenseur in-situ à l'échelle mondiale. Ce projet permet de mettre en évidence l'influence des éléments géologiques telles les failles majeures ou le contact des plaques tectoniques sur l'orientation des contraintes principales. À l'échelle locale, les facteurs d'influence de l'état de contraintes in-situ peuvent être unifiés par région géologique. Cette unification, nommée ici contraintes in-situ régionales, a été groupée par plusieurs auteurs (Arjang, 1989; Herget, 1987) pour la région du Bouclier Canadien et pour l'Afrique du Sud (Gay, 1975) par exemple. Cette unification a été possible grâce aux nombreuses mesures effectuées dans des régions géologiques qui, de surcroît, profitent d'une présence minière. Néanmoins, ces tenseurs régionaux sont influencés par les éléments géologiques à plus petite échelle. Ces éléments géologiques peuvent être, par exemple, un contraste local de densité et de rigidité (Heidbach, 2008), la présence d'une faille (Matsuki, Nakama, et Sato, 2009) ou la topographie de surface (Gravel, 2012).

Les tenseurs de contraintes régionaux établis pour le Bouclier Canadien et plus précisément la région de l'Abitibi-Témiscamingue sont détaillés dans ce présent chapitre.

### **2.2.1 Contraintes in-situ régionales dans le Bouclier Canadien**

La connaissance des contraintes in-situ est nécessaire pour une conception des excavations souterraines dans le massif rocheux. Le niveau d'activité industriel au Canada et plus particulièrement l'industrie minière et gazière rend disponible de nombreuses données de mesure de la grandeur et de l'orientation des contraintes in-situ. Une part des contraintes in-situ dans le massif rocheux est due aux poids des terres et donc la profondeur. De ce fait, l'établissement d'un tenseur de contraintes d'une région particulière est usuellement exprimé en fonction de la profondeur. De plus, ce tenseur est exprimé selon les contraintes principales appelées majeure ( $\sigma_1$ ), mineure ( $\sigma_3$ ) et intermédiaire ( $\sigma_2$ ) ainsi que leurs orientations (direction et plongée) propres.

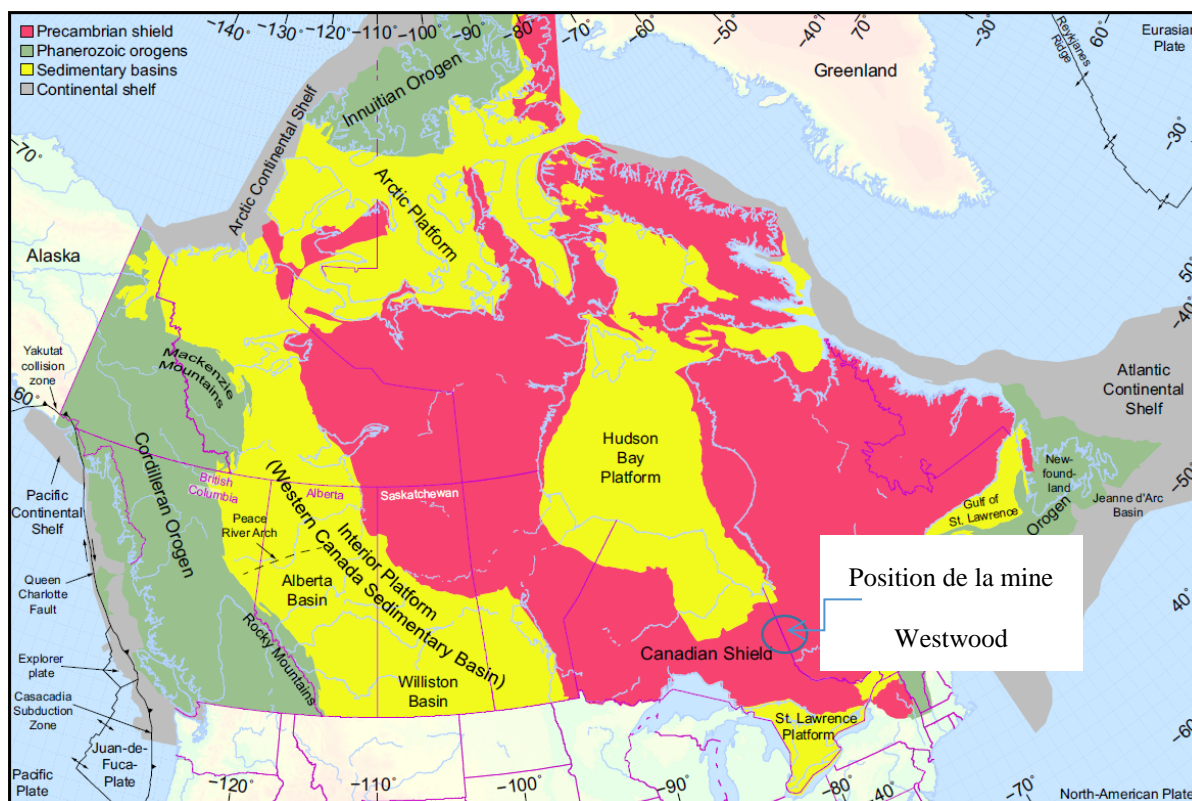


Figure 2-19 : Contexte géologique canadien (Reiter, Heidbach, Schmitt, Haug, Ziegler, et Moeck, 2014).

Les premières relations établies pour le tenseur de contraintes en fonction de la profondeur dans le Bouclier Canadien ( *Canadian Shield* ), où se situe la mine à l'étude tel que montré à la figure 2-19, proviennent de deux auteurs Arjang (1989) et Herget (1987). Le tableau 2-5 présente les valeurs suggérées du tenseur de contraintes selon la profondeur.

Tableau 2-5 : Corrélation des contraintes principales dans le bouclier canadien tel que proposée par (Arjang, 1989; Herget, 1987). H est la profondeur en m.

Contraintes (MPa)	(Herget, 1987)	(Arjang, 1989)
Contrainte principale majeure ( $\sigma_1$ )	$12.1 + (0.0403 \pm 0.002)*H$	$8.8 + 0.0422*H$
Contrainte principale intermédiaire ( $\sigma_2$ )	$6.4 + (0.0293 \pm 0.0019)*H$	$5.91 + 0.0349*H$
Contrainte principale mineure ( $\sigma_3$ )	$1.4 + (0.0225 \pm 0.0015)*H$	$3.64 + 0.0276*H$

Un recensement plus récent des contraintes par (Maloney, Kaiser, et Vorauer, 2006) à travers le Bouclier Canadien, propose trois domaines pour la distribution des contraintes .

- a) Domaine 1 : une profondeur allant de la surface à 300 m ;
- b) Domaine 2 : une profondeur de 300 à 600 m ;
- c) Domaine 3 : une profondeur de 600 à 1500 m.

Une limite de 1500 m est arbitrairement établie par les auteurs compte tenu de la grande disparité des résultats observés. Ils imputent cette disparité à l'endommagement du massif. Une partie des données utilisées dans leurs articles est présentée à la figure 2-20 dans laquelle les points rouges sont spécifiques à la région de l'Abitibi. Les lignes noires pleines sont une tentative de corréler la profondeur et la contrainte principale majeure par une droite.

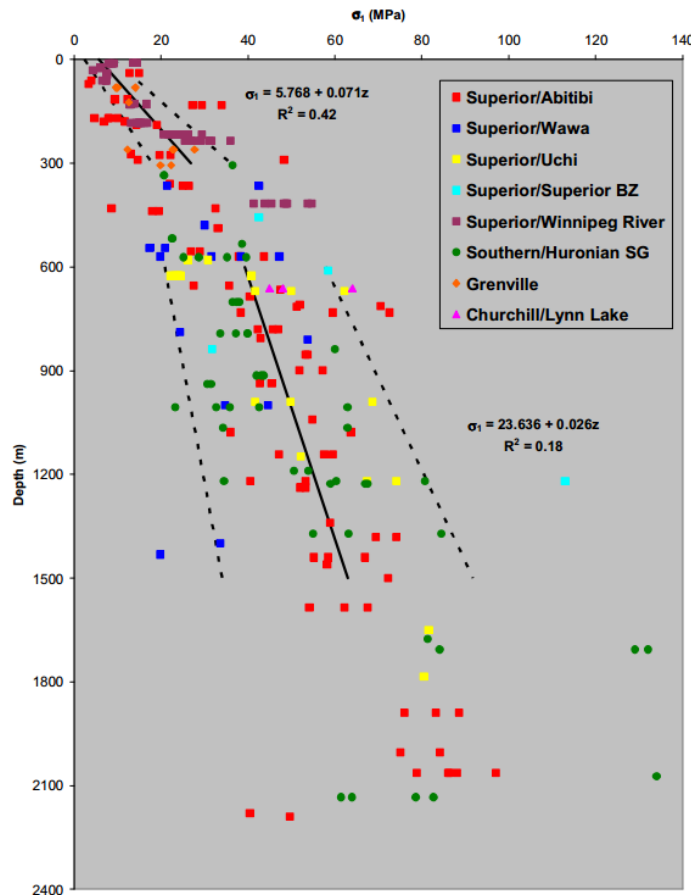


Figure 2-20: Distribution de la contrainte principale majeure en fonction de la profondeur dans le Bouclier Canadien (Maloney et al., 2006).

### Contraintes in-situ régionales pour l'Abitibi-Témiscamingue

Les tendances établies dans le tableau 2-5 ainsi que la figure 2-20 sont intéressantes, mais comportent néanmoins deux imperfections :

- a) Les mesures de contraintes indiquent qu'une corrélation linéaire de premier ordre n'est pas adaptée. Les mesures du tenseur de contraintes à de faibles profondeurs indiquent qu'une équation de second ordre s'adapte mieux aux données recueillies.
- b) Les données proviennent d'une grande région géographique. Cette méthode est intéressante pour l'établissement d'une tendance dans le bouclier Canadien, mais elle manque de précision à l'échelle locale d'une mine.

Corthésy, Leite et Gill (1997) ont publié une nouvelle corrélation à partir des mesures de contraintes relevées par (Herget, 1987) et Arjang (1989), en y ajoutant de nouvelles mesures. Une corrélation entre la profondeur et la grandeur des contraintes principales utilisant ces nouvelles données spécifiques pour les mines de la région de l'Abitibi-Témiscamingue a été publiée en 1998 (Corthésy et al., 1997).

Les corrélations, décrites dans le tableau 2-6, corrigent les deux lacunes notées plus haut :

- a) La corrélation entre la profondeur et l'état de contraintes est calée par un polynôme de degré 2.
- b) Les données utilisées dans le calibrage des équations présentées dans la figure 2-21 et au tableau 2-6 proviennent de mines situées au nord de la faille Cadillac. L'influence de la faille Cadillac est normalisée pour ces mesures.

Tableau 2-6 : Corrélations locales pour l'Abitibi (Corthésy et al., 1997). H est la profondeur en m.

Contraintes	$\sigma_1$	$\sigma_2$	$\sigma_3$
Équations (MPa)	$-2.36 \text{ e}^{-5} \cdot H^2 + 7.39 \text{ e}^{-2} \cdot H$	$-1.48 \text{ e}^{-5} \cdot H^2 + 4.72 \text{ e}^{-2} \cdot H$	$-5.65 \text{ e}^{-6} \cdot H^2 + 2.22 \cdot \text{e}^2 \cdot H$
Orientation générale	Nord-Est – Sud-Ouest	Nord-Ouest – Sud-Est	Vertical



Les mesures utilisées dans le calibrage des équations établies par (Corthésy et al., 1997) sont indiquées sur la figure 2-21. Même portés à une région géographique réduite, les effets locaux des éléments géologiques mentionnés telles la présence d'une faille ou d'une hétérogénéité de densité et/ou de rigidité influencent la tendance locale des contraintes principales.

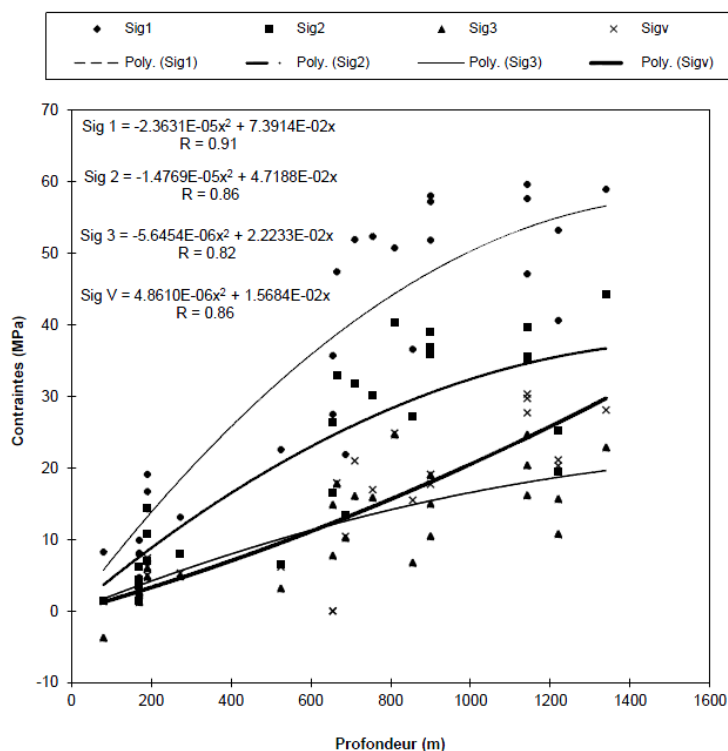


Figure 2-21 : Distribution des contraintes principales le long de la faille Cadillac (Corthésy et al., 1997).

### 2.2.2 Influence de la densité et de la rigidité sur les contraintes in-situ

L'hétérogénéité dans le massif rocheux peut se présenter à différentes échelles : au point de mesure, à l'échelle de l'excavation et de la mine. Une considération particulière doit être portée sur le choix du point de mesure et de la technique de mesure du tenseur de contraintes. La figure 2-22 est un schéma représentant les contraintes relatives dans le massif rocheux selon la qualité du massif rocheux.

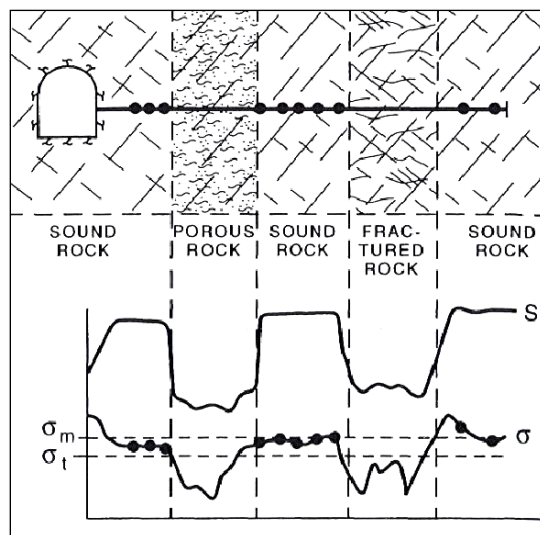


Figure 2-22 : L'influence, à l'échelle d'une excavation, de l'hétérogénéité géologique/géomécanique sur le tenseur de contraintes (Leijon, 1989). S est la rigidité et  $\sigma$  est la contrainte moyenne.

Ces conclusions sont reprises dans les travaux de Leeman (1964) à la figure 2-23. Sous une contrainte uniforme aux frontières, un milieu élastique continu et homogène va atteindre un état d'équilibre. Cet état d'équilibre dans un milieu hétérogène provoque une redistribution des contraintes entre les zones rigides et celles plus déformables avec une augmentation de contraintes dans les parties plus rigides. Cette explication est couramment reprise pour décrire l'augmentation des contraintes dans les dykes.

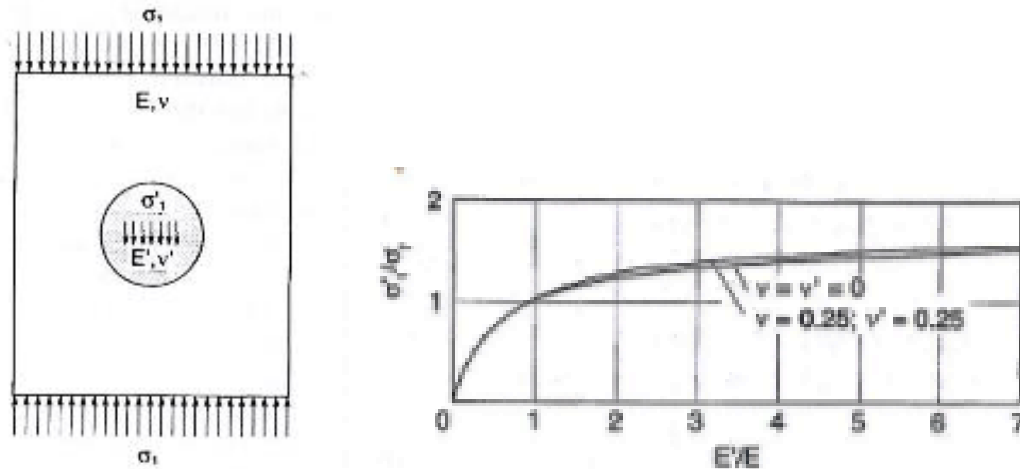


Figure 2-23 : L'influence simplifié d'une hétérogénéité géologique/géomécanique locale sur le tenseur de contraintes (Leeman, 1964).

À l'échelle d'une mine, l'hétérogénéité est souvent exprimée dans le zonage géomécanique. L'analogie simple est celle présentée à la figure 2-24 où les « N » éléments ont un module de déformation différent. Pour une même contrainte dite régionale, les contraintes reprises par chacun des éléments peuvent être différentes selon l'influence mutuelle entre les régions de rigidité différentes. L'équation 2.6 représente l'influence du module de Young sur les contraintes d'un milieu. Plus le module de Young s'éloigne de la moyenne régionale, plus la contrainte dans le milieu « i » sera différente de celle-ci.

Une hétérogénéité dans les modules de déformations entraîne donc un accroissement des contraintes dans les zones plus rigides et une diminution des contraintes dans les zones plus déformables. L'ampleur de cette différence est directement liée au contraste de rigidité entre les zones analysées.

La contrainte dans chacun des éléments (i) se calcule avec l'équation suivante :

$$\sigma_i = \frac{E_i * L}{\sum_{k=1}^N W_k * E_k} * \sigma_{av} \quad (2.6)$$

$E_i$  : Module de Young de l'élément « i »

$L$  : Longueur du modèle

$\sigma_{av}$  : Contraintes moyenne dans la direction parallèle aux éléments « i »

$W_k$  : largeur de l'élément k

$E_k$  : Modules de Young de l'élément k

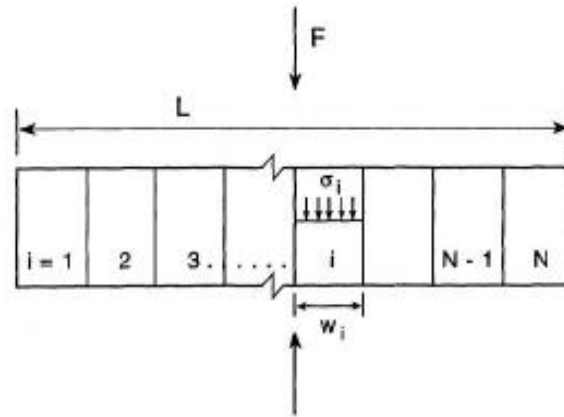


Figure 2-24 : Contraintes dans un milieu idéalisé de  $N$  éléments avec module de Young ( $E_i$ )  
(Amadei et Stephansson, 1997)

Les contraintes de terrain caractéristiques d'une région sont donc influencées à l'échelle locale d'une mine et d'un secteur par le milieu géologique. Il n'est donc pas possible, à priori, d'établir les gradients et l'orientation de ces contraintes sans une campagne de mesures in-situ. De plus, ce tenseur de contraintes mesuré sur le terrain n'est, à priori, valide que pour la zone d'investigation. La figure 2-24 en est un exemple. Le tenseur mesuré dans une zone «  $i$  » n'est pas représentatif de l'ensemble des éléments «  $i$  », de leur moyenne ou encore des contraintes appliquées aux frontières. Une rétro-analyse des valeurs mesurées, tel qu'il est réalisé dans ce présent mémoire, doit être effectuée pour établir un tenseur représentatif des conditions aux frontières d'une mine dans un milieu hétérogène. C'est cette approche qui est au cœur de la méthodologie du chapitre 3 pour établir le régime de contraintes à la mine Westwood.

## **CHAPITRE 3      MÉTHODOLOGIE**

L'objectif du mémoire est d'établir un modèle numérique qui prend en compte les effets du temps sur le comportement mécanique d'une excavation souterraine dans un massif rocheux à grande profondeur. Ce modèle numérique est calibré sur une excavation instrumentée de la mine Westwood et il requiert une bonne connaissance des contraintes in-situ.

### **3.1 Établissement du régime de contraintes à la mine Westwood**

Le tenseur de contraintes à la mine Westwood est influencé par la redistribution des contraintes engendrées par l'hétérogénéité de la rigidité entre les unités géologiques présentes sur le domaine minéralisé de la mine. La première étape consiste à l'obtention des mesures locales de tenseur de contraintes à la mine Westwood. Pour ce faire, deux groupes de mesures ont été effectués au site de la mine :

- a) La première a été effectuée au début du projet minier en 2008 à une profondeur de 840 m et ce groupe de mesures est située dans l'unité géomécanique U2-1RPQ. Ce secteur est une zone fortement cisailée à la frontière entre l'unité U1 et U2.
- b) La seconde campagne est réalisée dans le cadre de ce mémoire à une profondeur de 1920 m dans l'unité géomécanique U1 à la frontière entre les unités U1 et U2.

Le tenseur de contraintes mesuré, dans chacun des cas, est donc affecté au moins par deux paramètres : l'unité géomécanique et la profondeur. L'un des objectifs visés dans ce mémoire est d'établir le régime de contraintes indépendamment de l'unité géomécanique et seulement en fonction de la profondeur.

#### **Technique de mesure du tenseur de contraintes in-situ**

Tel que mentionné, on ne peut pas présumer à priori du tenseur de contraintes agissant dans le massif rocheux. En effet, tel que décrit dans la revue de la littérature, la contribution des contraintes tectoniques n'est pas prévisible avec l'état des connaissances actuelles. Des mesures sur le terrain doivent donc être effectuées. Plusieurs principes, pour établir ce tenseur de contraintes, ont permis le développement de techniques appliquées dans le domaine minier. La technique du Doorstopper repose sur le principe de récupération. L'obtention d'un tenseur de contraintes mesuré sur un site minier est coûteuse et difficile dans un terrain fracturé. Le massif rocheux n'est que très rarement

défini comme un matériau « Continu, Homogène, Isotrope, Linéaire et Élastique » (CHILE) et le cas de Westwood n'y fait pas exception. La technique popularisée au Québec par les professeurs Gill, Corthésy et Leite de Polytechnique Montréal, appelée Doorstopper modifiée a été utilisée avec succès dans les massifs rocheux fracturés.

Le principe de récupération se résume à établir le lien entre les déformations mesurées suite au relâchement des contraintes et la grandeur et l'orientation de ces dernières. Les contraintes au fond d'un sondage sont libérées par prolongement (saignée) du sondage autour de jauges de déformation préalablement collées au centre du fond du sondage. Les carottes formées par cette saignée sont récupérées et leur recharge en laboratoire permet de déterminer les paramètres de déformabilité qui, combinés aux déformations mesurées par les jauges suite au relâchement des contraintes, permettent de calculer les contraintes préalables à la saignée. La figure 3-1 montre un schéma de la technique utilisée.

De manière plus rigoureuse, la méthode d'interprétation des mesures utilisées (*Recovered to Peak strain invariant Ratio*) a été développée conjointement avec la méthode de mesure au Doorstopper modifiée qui permet la lecture en continu des déformations lors du relâchement des contraintes. L'approche traditionnelle du calcul du tenseur de contraintes nécessite 3 trous de forage non parallèles pour établir les 6 composantes du tenseur. La technique RPR permet de réduire le nombre de trous à 2 en utilisant deux points de chacune des courbes obtenus lors de la saignée. Le lecteur est invité à lire les travaux de Corthésy, Leite, He, Gill et Germain (1994) pour plus d'informations sur cette méthode de calcul.

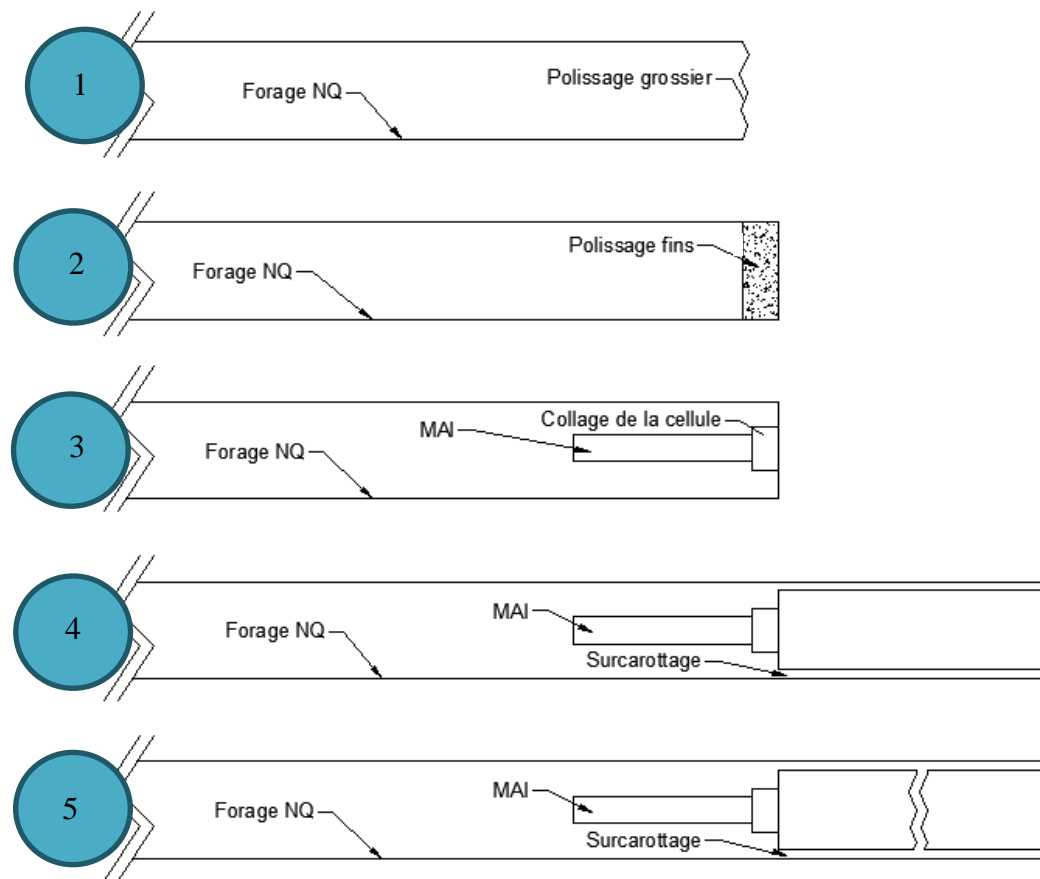


Figure 3-1 : Processus simplifié d'une mesure à l'aide de la technique du Doorstopper modifié.

Étape 1 : Le diamètre de forage nécessaire est un diamètre standard de calibre NQ. Le forage est effectué jusqu'à ce que le point de mesure soit en dehors de la zone d'influence de la galerie de départ.

Étape 2 : Le fond de trou suite à l'étape 1 est brut et nécessite un polissage grossier suivi d'un polissage fin pour préparer le fond de trou sur lequel la cellule sera collée.

Étape 3 : Suite à l'inspection du fond du trou à l'aide d'une caméra, d'un nettoyage et d'un séchage, la cellule reliée à un système d'acquisition de données autonome (MAI) est collée en fond de trou.

Étape 4 : Le relâchement des contraintes est amorcé en poursuivant le forage sur une longueur maximale de 15 cm avec un taillant de calibre NX.

Étape 5 : La carotte sur laquelle la cellule et le module d'acquisition sont collés est retirée du forage et les données sont récupérées pour interprétation.

### **Interprétation des mesures de contraintes in-situ**

Les tenseurs de contraintes mesurés par la technique du Doorstopper modifié sont qualifiés de locaux. Ils ne sont représentatifs, en principe, que pour la zone de la mesure. L'applicabilité du tenseur mesuré à d'autres zones doit faire l'objet d'hypothèses. Dans ce présent mémoire, l'influence de la rigidité des unités géomécaniques sur la distribution du champ de contraintes ne peut être en aucun cas omise comme c'est souvent le cas dans le domaine minier. En effet, une approche novatrice doit être appliquée pour interpréter ces résultats, car souvent, cet aspect est négligé.

La technique présentée dans le présent chapitre repose sur une approche proposée initialement par McKinnon (2001). Cette technique permet d'établir les contraintes aux frontières d'un modèle numérique homogène grâce à une calibration avec des mesures locales. Le principe appliqué dans ce cas consiste à obtenir les contraintes aux frontières d'un modèle numérique qui reproduit les contraintes mesurées. L'application initiale de McKinnon (2001) consistait à intégrer la perturbation du champ de contraintes d'un milieu homogène par une excavation souterraine tel que présenté à la figure 3-2. De plus, dans l'article en question, les mesures effectuées sont peu profondes et l'influence de la topographie a été incluse. Ce principe a été généralisé par plusieurs auteurs à d'autres éléments bien connus pouvant perturber le champ de contraintes. Par exemple, Matsuki et al. (2009) ont appliqué ce principe pour établir le champ de contraintes perturbé par une faille majeure et Shnorhokian, Mitri et Thibodeau (2014) pour une mine dans un contexte géologique complexe.

Comme cette approche repose sur le principe de superposition, une relation linéaire doit exister entre les contraintes appliquées aux frontières du modèle et les contraintes ponctuelles en tout point de ce modèle. Pour que cette relation linéaire existe, le matériau doit se comporter de façon linéaire, c'est-à-dire qu'aucune déformation plastique, aucun glissement le long d'une faille ne peuvent se produire dans le modèle.



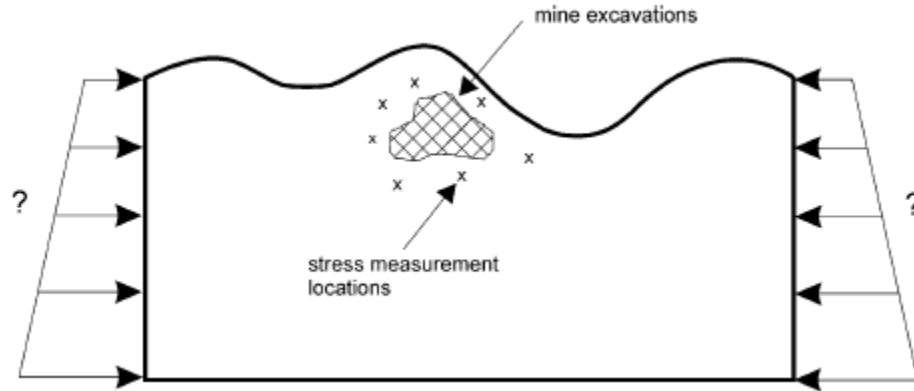


Figure 3-2 : Schématisation de la position des mesures du tenseur de contraintes utilisées dans l'article McKinnon (2001).

Tel que généralement accepté, le tenseur de contraintes dans un massif rocheux peut être décomposé en composantes tectonique et gravitaire (Voight, 1966). La composante gravitaire découle du poids des terres alors que la composante tectonique active ou résiduelle provient du mouvement des plaques tectoniques. Cette dernière intègre les autres composantes du champ de contraintes telle l'influence des contraintes historiques subies par le massif rocheux, par exemple les contraintes résiduelles subies lors du processus de formation géologique par des cycles physicochimiques, thermiques et mécaniques. Ce tenseur est représenté par le symbole  $\sigma_{ij}^{in-situ}$ . Le tableau 3-1 présente la nomenclature utilisée dans ce présent mémoire pour l'orientation des contraintes.

Tableau 3-1 : Équivalence entre le référentiel physique et cartésien utilisé.

Référentiel	Équivalence		
Cartésien	X	Y	Z
Physique	Est-Ouest	Nord-Sud	Verticale

Un tenseur de contraintes peut être exprimé mathématiquement de la façon suivante :

$$[\sigma_{ij}^{in-situ}] = \begin{bmatrix} \sigma_{xx}^{in-situ} & \sigma_{xy}^{in-situ} & \sigma_{xz}^{in-situ} \\ & \sigma_{yy}^{in-situ} & \sigma_{yz}^{in-situ} \\ & & \sigma_{zz}^{in-situ} \end{bmatrix}$$

La grande profondeur des points de calibration (840 m et 1920 m) permet d'éliminer l'effet de la topographie de surface sur la distribution de la contrainte et la distinction entre le tenseur gravitaire et tectonique n'est donc pas détaillée dans ce présent mémoire.

Plus récemment, Gravel (2012) propose d'appliquer le principe de McKinnon pour établir le régime de contraintes sur un tunnel hydraulique proche de la surface en tenant compte de l'hétérogénéité du massif. L'auteur simplifie le tenseur de contraintes à une composante principale verticale engendrée par le poids des terres et deux composantes horizontales causées par les contraintes tectoniques. La contrainte gravitaire ou poids des terres est influencée par le poids volumique, la topographie de surface et la profondeur. La contrainte tectonique, quant à elle, ne peut être connue à priori.

Selon la démarche proposée par Gravel (2012), trois paramètres de pondération A, B et C sont calibrés sur les mesures effectuées pour obtenir le tenseur tectonique présent au point de mesure.

$$[\sigma_{ij}^{in-situ}] = [\sigma_{ij}^{gravitaire}] + [\sigma_{ij}^{tectonique}] \quad (3.1)$$

$$[\sigma_{ij}^{in-situ}] = [\sigma_{ij}^{gravitaire}]_c + A. [\sigma_{ij}^{xx}]_c + B. [\sigma_{ij}^{yy}]_c + C. [\sigma_{ij}^{xy}]_c \quad (3.2)$$

$[\sigma_{ij}^{in-situ}]$  : Tenseur de contraintes in-situ (MPa)

$[\sigma_{ij}^{gravitaire}]$  : Composante gravitaire du tenseur de contraintes. « c » représente le tenseur calculé selon le poids des terres.

$[\sigma_{ij}^{xx}]_c, [\sigma_{ij}^{yy}]_c$  et  $[\sigma_{ij}^{xy}]_c$  : Tenseur de contraintes calculé par l'application d'une contrainte.

Contrainte normale Est-Ouest, Nord-Sud et en cisaillement Nord-Est Sud-Ouest respectivement.

A, B et C : facteur de pondération pour chacune des sollicitations (contraintes) associées.

Dans la présente étude, la simplification du tenseur tectonique à des composantes uniquement horizontales n'est pas utilisée. En effet, les mesures qui seront présentées au chapitre 4 indiquent que la composante tectonique n'est pas horizontale à la mine Westwood.

La démarche proposée ci-dessous répond à la question posée par McKinnon (2001) qui recherche le tenseur de contraintes aux frontières du modèle numérique qui générerait le mieux possible les contraintes mesurées in-situ. En écartant la simplification proposé par Gravel (2012), six (6)

composantes aux frontières doivent être déterminées pour établir le tenseur de contraintes agissant à la mine Westwood. Ce tenseur de contraintes sera considéré valable pour la profondeur analysée.

Le tableau 3-2 présente chaque sollicitation mécanique assignée aux tenseurs calculés. Un facteur de pondération A à F est assigné à chaque sollicitation.

$$[\sigma_{ij}^{in-situ}]_c = A. [\sigma_{ij}^{xx}]_c + B. [\sigma_{ij}^{yy}]_c + C. [\sigma_{ij}^{zz}]_c + D. [\sigma_{ij}^{xy}]_c + E. [\sigma_{ij}^{xz}]_c + F. [\sigma_{ij}^{yz}]_c \quad (3.3)$$

À cette étape, le tenseur de contraintes calculé «  $[\sigma_{ij}^{in-situ}]_c$  » n'est fonction que de la sollicitation mécanique et de la redistribution des contraintes due à l'hétérogénéité de la rigidité. Le tableau 3-2 définit chacun des termes l'équation 3.3 et le facteur de pondération associé.

Tableau 3-2 : Chargements unitaires pour établir le tenseur de contraintes au point de mesure.

Sollicitation unitaire aux frontières du modèle numérique	Tenseur de contraintes résultant au point de mesure	Facteur de pondération
$[\sigma_{ij}^{xx}] = 1$ MPa normale Est-Ouest (x)	$[\sigma_{ij}^{xx}]_c$	A
$[\sigma_{ij}^{yy}] = 1$ MPa en normale Nord-Sud (y)	$[\sigma_{ij}^{yy}]_c$	B
$[\sigma_{ij}^{zz}] = 1$ MPa en normale Verticale (z)	$[\sigma_{ij}^{zz}]_c$	C
$[\sigma_{ij}^{xy}] = 1$ MPa en cisaillement Nord-Est, Sud-Ouest (xy)	$[\sigma_{ij}^{xy}]_c$	D
$[\sigma_{ij}^{xz}] = 1$ MPa en cisaillement Est-Vertical, Ouest-Vertical (xz)	$[\sigma_{ij}^{xz}]_c$	E
$[\sigma_{ij}^{yz}] = 1$ MPa en cisaillement Nord-Vertical, Sud-Vertical (yz)	$[\sigma_{ij}^{yz}]_c$	F

L'approche appliquée consiste à minimiser l'équation 3.5 qui représente la différence au carré entre les contraintes mesurées ( $[\sigma_{ij}^{mesures}]_m$ ) et les contraintes calculées ( $[\sigma_{ij}^{in-situ}]_c$ ) par le principe de

superposition des contraintes. Cette opération est effectuée en modifiant les facteurs de pondération A à F.

Cette procédure sera appliquée aux tenseurs de contraintes aux profondeurs de 840 m et 1920 m mesurés à la mine Westwood dans le chapitre 4. Ces tenseurs sont représentés à l'équation 3.4 par  $[\sigma_{ij}^{mesures}]_m$  pour chacune des profondeurs de mesure.

$$[\sigma_{ij}^{erreur}] = [\sigma_{ij}^{mesures}]_m - [\sigma_{ij}^{in-situ}]_c \quad (3.4)$$

$$[\gamma] = \left[ \sum (\sigma_{ij}^{erreur})^2 \right] \quad (3.5)$$

Les termes  $[\sigma_{ij}^{xx}]$  à  $[\sigma_{ij}^{yz}]$  représentent les sollicitations mécaniques arbitraires appliquées aux frontières des modèles numériques (voir tableau 3-2) ayant permis d'obtenir les matrices  $[\sigma_{ij}^{xx}]_c$  à  $[\sigma_{ij}^{yz}]_c$  soit le tenseur 3D généré par le modèle dans la zone de mesure. Ces sollicitations mécaniques arbitraires sont multipliées par les facteurs A à F tels qu'obtenus pour chaque rétro-analyse. Le tenseur de contraintes  $[\sigma_{ij}^{in-situ}]_f$  est donc le tenseur de contraintes à appliquer aux frontières du modèle pour obtenir le tenseur mesuré en tenant compte de la redistribution des contraintes due à l'hétérogénéité.

$$[\sigma_{ij}^{in-situ}]_f = A. [\sigma_{ij}^{xx}] + B. [\sigma_{ij}^{yy}] + C. [\sigma_{ij}^{zz}] + D. [\sigma_{ij}^{xy}] + E. [\sigma_{ij}^{xz}] + F. [\sigma_{ij}^{yz}] \quad (3.6)$$

La construction du modèle numérique d'interprétation de la distribution des contraintes à la mine Westwood est réalisé à l'aide du logiciel FLAC 3D (ITASCA, 2016b). Ce logiciel est de type explicite de différence finie. Il permet de simuler le comportement des sols, des massifs rocheux et tout autre matériel qui subit une déformation plastique lors de la rupture. Le matériel est subdivisé par des éléments ou des zones qui forment le maillage du modèle. La version 4.0 du logiciel *FLAC3D* utilisée dans le présent mémoire limite les formes géométriques pouvant être explicitement construites. Une alternative est proposée par l'entreprise Itasca pour la construction du modèle avec le logiciel Kubrix Geo (ITASCA, 2016c). Ce dernier, combiné au logiciel de dessin assisté par ordinateur Rhinoceros5 (North America, 2014), permet la manipulation et la construction de géométries complexes.

Pour la construction du modèle, deux coupes de niveaux, intégrant uniquement les unités géomécaniques, sont utilisées. De plus, la zone U2-1RPQ, une zone de cisaillement, où les mesures

de contraintes ont été effectuées en 2008, est intégrée sur une distance de 100 m verticale et 100 m sur le contact Est-Ouest entre l'unité U1-U2. La frontière ouest du modèle se situe à environ 1.5 km des points de mesure et la frontière Est se situe à 2.0 km. Cette construction permet d'intégrer une majorité des zones géomécaniques identifiées à la mine Westwood. Les figures 3-3 et 3-4 montrent la construction du modèle de la mine Westwood.

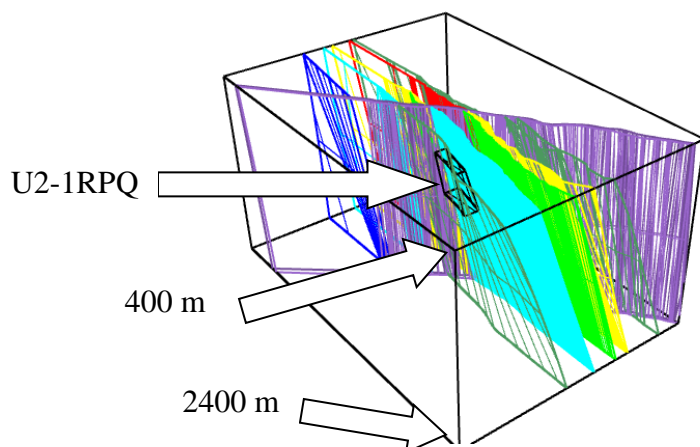


Figure 3-3 : Zone géomécanique U2-1RPQ telle qu'intégrée dans le modèle numérique entre les profondeurs de 400 m à 2600 m.

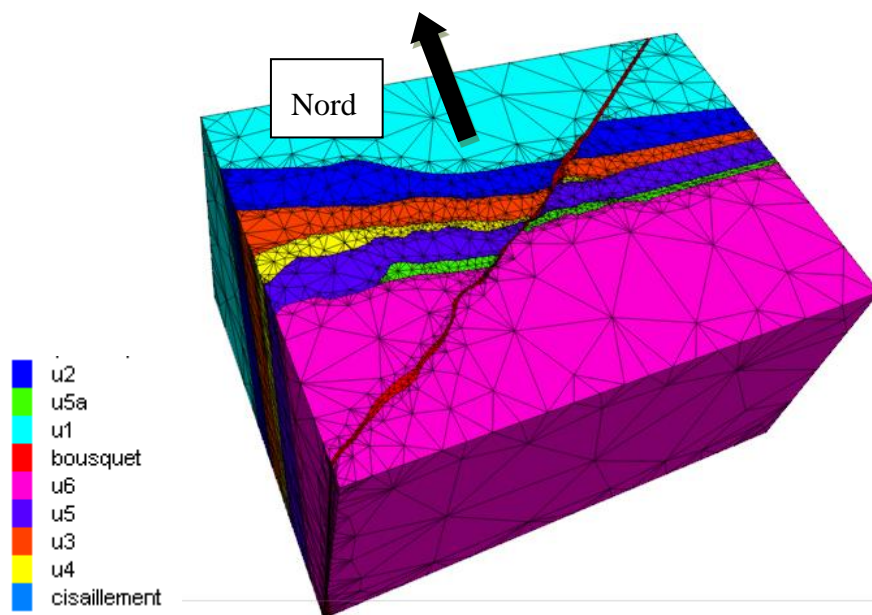


Figure 3-4: Modèle FLAC3D utilisé de 400 m à 2400 m de profondeur.

### 3.2 Approches analytique et numérique de l'influence du temps sur les propriétés géomécaniques

La revue de la littérature indique que plusieurs mécanismes de ruptures sont à l'origine d'un comportement de convergence dans le temps d'une excavation souterraine dans un massif de roche dure : le cisaillement, la rotation et le flambage des structures géologiques et les contraintes de tension à la périphérie de la galerie.

La structure géologique dominante dans le comportement des excavations analysées dans le présent mémoire est la schistosité observée sur les galeries sous l'effet des terrains poussants à la mine Westwood.

La rupture différée telle que proposée dans le contexte de ce mémoire serait notamment due à la propagation stable des fissures, la fracturation et la déformation de la roche fragmentée et la plasticité intracristalline (Simon, 2014). Elle est appliquée par la réduction de la cohésion d'un modèle constitutif parfaitement élastoplastique avec un critère de rupture Mohr-Coulomb et l'intégration du *Ubiquitous Joints* pour incorporer l'anisotropie de résistance observés.

La courbe ABC de la figure 3-5 représente l'état initial du modèle numérique. Le seuil de la rupture est réduit progressivement au point D, E, F, G, H et I. Une réduction de 10% de la cohésion de la matrice rocheuse et de la schistosité est appliquée à chaque incrément. L'hypothèse émise pour accorder l'approche proposée dans ce mémoire avec la théorie de l'érouissage négatif est représentée à la figure 3-5. Par exemple, un massif ou un élément sous un chargement à 90% (« D » de la figure 3-5) de la résistance à court terme (« B » de la figure 3-5) va lui prendre un temps  $t_1$  pour atteindre la rupture. La zone ou paroi analysée aura subi un déplacement relatif  $c_1$  durant ce processus. De même, le point « E » prendra un  $t_2$  pour apparaître et présentera une convergence relative  $c_2$ . Selon la forme de la courbe d'élastoplasticité avec érouissage négatif, le point « E » prendra plus de temps à se produire et présentera une convergence plus grande que le point « D ». L'effet du temps est intégré en examinant la convergence prédite par une loi de puissance tel que présenté à la section 3.3 et celle du modèle numérique. Cette loi de puissance prédit une convergence relative en fonction du temps. Chaque incrément de la réduction de la résistance est assigné à une période d'ouverture après l'excavation initiale.

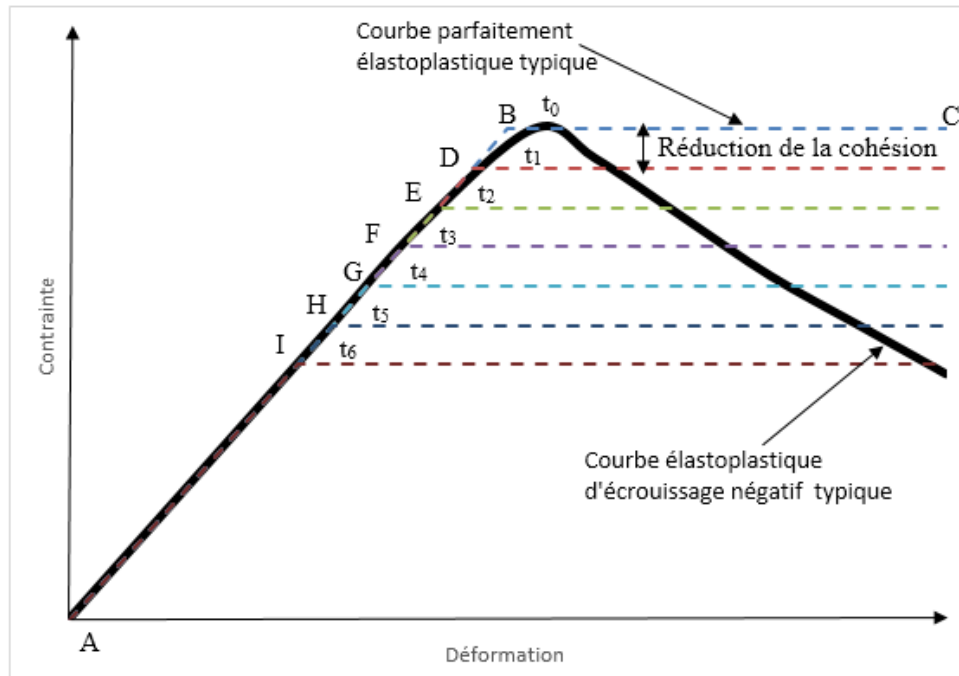


Figure 3-5 : Modèle parfaitement élastoplastique et élastoplastique avec écrouissage négatif.

Pas à l'échelle.

Le choix de la résistance ultime ou à long terme de la cohésion est une réduction de 60% de la valeur initiale, autant pour la matrice rocheuse que pour la foliation. Ce modèle est bâti sur le logiciel FLAC2D (ITASCA, 2016a) version 6.0. Ce logiciel permet notamment l'intégration du modèle élastoplastique parfait avec *Ubiquitous Joints*. De plus, une critique courante de l'approche par des éléments continus est que ces derniers ne prennent pas en compte la rotation des blocs (Karampinos et al., 2015). FLAC2D permet le mode « *large strain* » qui permet d'ajuster l'orientation du plan de faiblesse pour tenir compte de la rotation des corps rigides due à la déformation.

### Analyse de la galerie sous convergence - apport des contraintes de tension dans le mode de rupture

La distribution du champ de contraintes autour d'une excavation circulaire dans un milieu élastique est couramment calculée par les équations de Kirsch (1898). La série d'équations établie par Kirsch permet de calculer la distribution de la contrainte radiale et tangentielle autour d'un trou circulaire dans une plaque infiniment longue. Ces mêmes équations sont couramment reprises dans les ouvrages de mécanique des roches pour établir la redistribution des contraintes autour d'une excavation souterraine. Outre la distribution du tenseur obtenu, ces équations prévoient que des contraintes de tensions seront induites si le rapport (K) de la contrainte in-situ principale majeure et mineure dans le plan d'analyse est  $\leq 1/3$ . Brady et Brown (2013) appliquent cette approche à une excavation souterraine, ce qui permet de circonscrire la zone de tension d'un milieu élastique par l'équation 3.7. Le paramètre « a » représente la portée de l'excavation et « r » la profondeur de la zone de tension.

$$r = a * \frac{1 - 3K}{2K} \quad (3.7)$$

Le tenseur de contraintes pour l'unité U4, à 840 m de profondeur dans le secteur de la galerie sous l'effet du terrain poussant, est indiqué au tableau 3-3.

Le rapport K dans l'axe d'analyse Est-Ouest est de 0.19. Tel que calculé avec l'équation 3.7 et présenté à la figure 3-6, la zone de tension est de 1.13x le rayon. Par contre, dans un axe d'analyse Nord-Sud la zone de tension n'est que de 0.39x le rayon.

Tableau 3-3 : Tenseur de contraintes actif aux frontières de l'excavation de la zone minéralisée Z230 à 840 m de profondeur.

Contrainte	Magnitude	Azimut	Plongée
	MPa	°	°
Sigma 3	5.60	0	90
Sigma 2	14.2	270	0
Sigma 1	29.7	0	0



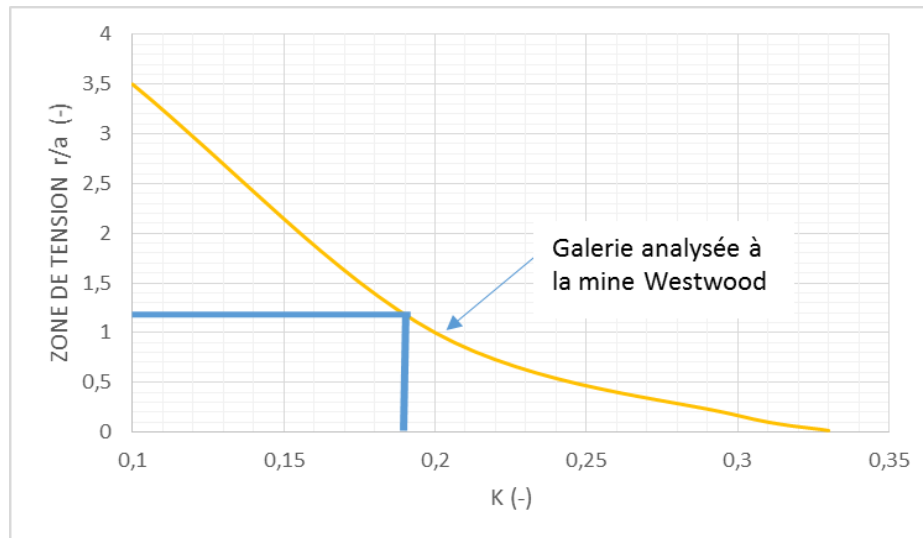


Figure 3-6 : Profondeur de la zone en tension dans une excavation circulaire. Le paramètre «  $r$  » indique la profondeur de la zone, le paramètre «  $a$  » indique le rayon de l'excavation et  $K$  indique le ratio de la contrainte mineure sur la contrainte majeure.

Le modèle numérique représenté à la figure 3-7 valide cette approche. Il représente la zone sous tension due à une redistribution des contraintes, avec les hypothèses de la déformation élastique et isotrope et le tenseur de contraintes tel qu'indiqué au tableau 3-3. De ces deux analyses, on s'attend donc à une contribution importante des ruptures en tension dans les épontes des excavations. Ceci justifie le choix de la contrainte de confinement maximale utilisée à la section 3.4 pour établir les propriétés géomécaniques du massif rocheux.

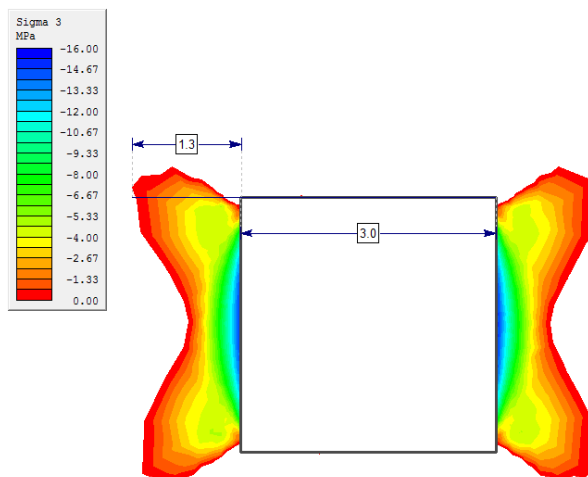


Figure 3-7 : Distribution de la contrainte en tension par le logiciel PHASE2 (Rocscience, 2015) d'une galerie typique de la zone analysée. Les dimensions sont 3.0 m X 3.0 m perpendiculaire à la contrainte principale majeure pour l'état de contrainte présenté au tableau 3-3.

#### **Analyse de la galerie sous convergence - apport de la foliation dans le mode de rupture**

À la mine Westwood, la foliation, qui est un plan préférentiel de déposition de la minéralogie, se reflète dans le comportement du massif rocheux. Cette foliation, à l'échelle macroscopique, induit une famille de joints plus ou moins espacés selon l'état de contraintes ou la présence de séricite et/ou de chlorite dans la matrice rocheuse. C'est ce qui explique que dans une telle situation, il faut s'attendre à observer un comportement anisotrope dans les essais de laboratoire. Le rapport d'anisotropie «  $R_c$  » est couramment utilisé pour évaluer l'influence de cette foliation. Ce ratio se définit comme le rapport entre la résistance maximale et minimale en compression uniaxiale selon l'angle de chargement par rapport à la foliation. Pour évaluer le degré d'anisotropie, la classification du tableau 3-4 peut être utilisée.

Tableau 3-4 : Classification du degré d'anisotropie selon le rapport d'anisotropie (Ramamurthy, 1993).

Intervalle	Classification
$1.0 < Rc \leq 1.1$	Isotrope
$1.1 < Rc \leq 2.0$	Faiblement anisotrope
$2.0 < Rc \leq 4.0$	Moyennement anisotrope
$4.0 < Rc \leq 6.0$	Très anisotrope
$6.0 < Rc$	Extrêmement anisotrope

La galerie étudiée à la mine Westwood sous l'effet du terrain poussant est située dans l'unité géomécanique U4. Armatys (2012) établit le rapport « Rc » pour cette unité à 4.32, ce qui la classifie dans la catégorie « très anisotrope ».

Un exemple de cette approche est présenté à la figure 3-8. Il présente une excavation typique de la mine Westwood dans la zone minéralisée à l'étude. Le champ de contraintes est délibérément choisi isotrope et la magnitude est fixée à la valeur moyenne des contraintes principales déjà présentées au tableau 3-3 ( $\sigma_m$ ). Ceci permet d'évaluer l'effet de l'incorporation de la schistosité sur le mode de rupture à prévoir.

$$\sigma_m = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3} \quad (3.8)$$

Le tenseur de contraintes moyen utilisé pour le modèle de la figure 3-8 est le suivant :

$$\sigma_m = \frac{29.7 + 14.2 + 5.60}{3} = 16.5 \text{ MPa}$$

Le rapport d'anisotropie « Rc » proposé pour cet exemple est de 4.0.

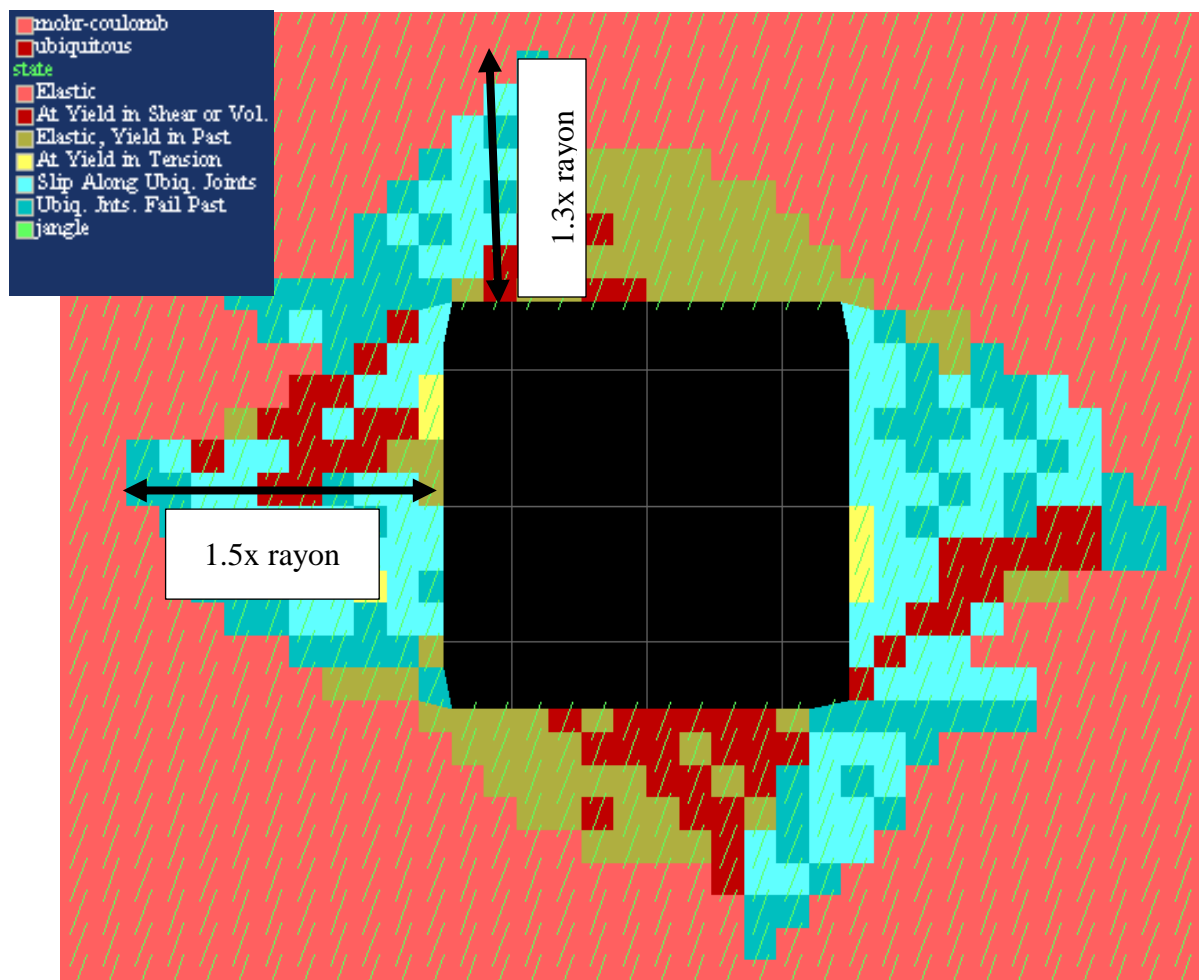


Figure 3-8 : Exemple de la rupture d'une excavation de 3.0 m x 3.0 m avec modèle Ubiquitous Joint avec le logiciel FLAC2D. Contrainte in-situ isotrope. Pendage de la schistosité à 70°, représenté par des traits.

La rupture en cisaillement de la famille de joints atteint plus de 1.5x le rayon dans l'exemple présenté. La présence d'une foliation induit toujours une réorientation des contraintes dans un chargement axial dans le sens de la foliation et la contrainte principale minimale perpendiculaire à cette foliation (Mercier-Langevin et Wilson, 2013).

#### Analyse de la galerie sous convergence – zone sous déformation plastique

Une équation proposée par Hoek et Marinos (2000) permet d'évaluer l'étendue de la zone plastique dans un terrain convergent. Dans cette équation, le paramètre de la pression interne du support de terrain est écarté pour cette application. Le paramètre  $R_{pl}$  représente le rayon de la zone plastique,

R le rayon de l'excavation,  $\sigma_{cm}$  la résistance en compression uniaxiale du massif rocheux et  $P_o$  la contrainte in-situ isotrope.

$$\frac{R_{pl}}{R} = 1.25 * \left( \frac{\sigma_{cm}}{P_o} \right)^{-0.57} \quad (3.9)$$

Hoek et Marinos (2000) proposent leurs équations dans un milieu sous un régime de contraintes isotrope et n'offrent pas d'alternative pour un milieu anisotrope tel que celui de la mine Westwood. La figure 3-9 compare deux solutions : l'utilisation de la contrainte moyenne ( $\sigma_m$ ) ou l'utilisation de la contrainte principale majeure. Ces solutions sont appliquées à la résistance de la matrice rocheuse et à celle de la foliation. La convergence observée à la mine Westwood est contrôlée par la déformation plastique dans la direction perpendiculaire à la foliation. On s'attend donc à ce que l'orientation de la foliation et ses propriétés jouent un rôle majeur dans la zone de rupture d'un secteur sous convergence. Les résultats présentés à la figure 3-9, indique que cette zone de déformation plastique peut atteindre jusqu'à 2.8x le rayon dans la paroi.

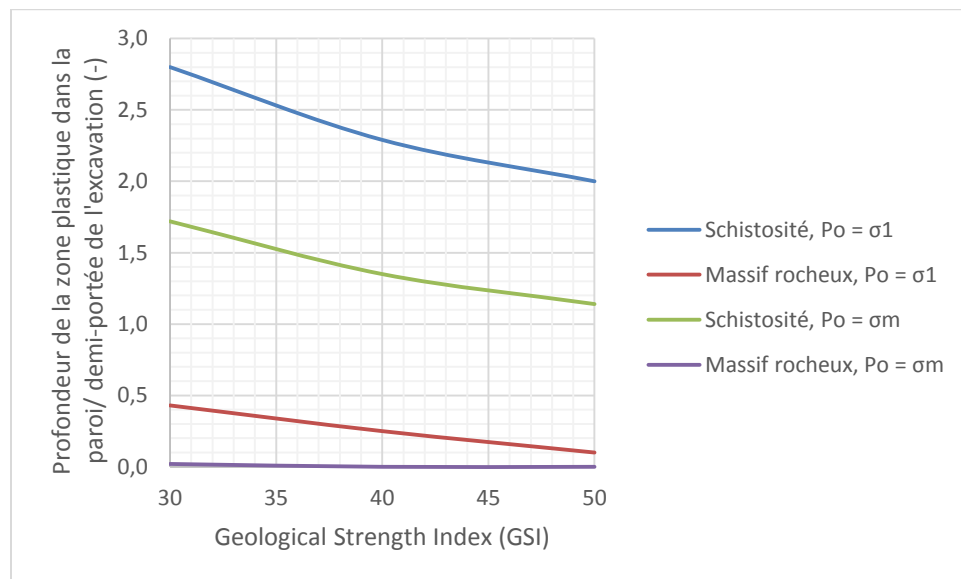


Figure 3-9 : Profondeur de la zone plastique tel que calculée par l'équation 3.9.

Cette zone de déformation plastique est comparée à celle observée dans les travaux de Mercier-Langevin et Hadjigeorgiou (2011) pour la mine Laronde avoisinant la mine Westwood. Ces auteurs ont observé une zone d'endommagement de 2.4x le rayon pour un terrain sous l'effet sévère du terrain poussant. Ce résultat est rapporté de l'observation d'une zone endommagée à une distance de 6 m de la paroi dans le massif rocheux sous l'effet sévère de convergence et de 3 m pour un

effet modéré. Le niveau de convergence mesuré et l'espacement millimétrique des dalles formées par la schistosité indiquent que la galerie de la mine Westwood est sous un effet de convergence sévère. La profondeur d'endommagement observée à la mine Laronde pour un massif rocheux sous l'effet sévère de convergence est retenue pour la construction des modèles numériques des excavations présentés dans ce mémoire. De plus, un critère de rupture Mohr-Coulomb avec uniquement les propriétés de la matrice rocheuse est assigné au reste du modèle présenté à la section 5.2.

### **Analyse de la galerie sous convergence – rôle du support de terrain**

L'intégration de l'effet du support de terrain sur la stabilité d'une excavation est couramment représentée par l'approche convergence-confinement (Panet, 1995). Cette approche conçoit l'effet du support tel une pression interne sur la périphérie de l'excavation. Cette pression interne est déduite d'un état d'équilibre entre la courbe caractéristique du massif, la rigidité du support et le moment de l'installation de ce dernier. Cet état d'équilibre est schématisé à la figure 3-10 où les points E et F représentent respectivement l'état d'équilibre des murs et du toit. Cette approche est problématique pour le massif rocheux sous l'effet du terrain poussant. En effet, plusieurs éléments limitent cette approche. Le support de terrain, tels les boulons d'ancrage subissent des contraintes de cisaillement en plus de la contrainte axiale ce qui modifie la courbe de rigidité et leurs capacités. De plus, les excavations sous l'effet du terrain poussant sont, par définition, en constante déformation.

Ladanyi (1974) propose une approche pour le calcul d'une courbe caractéristique du massif à court et à long terme. L'état d'équilibre permettant d'arrêter la convergence du massif, et par conséquent la rupture du massif rocheux, n'est donc pas atteint à long terme. De plus, l'incorporation du support de terrain ne peut se faire que par l'intégration de l'avance du front de taille sur les déformations de l'excavation. Ceci ne peut être fait que par un modèle 3D ou par des hypothèses simplificatrices dans le cas d'un modèle 2D. Par exemple, une réduction des contraintes aux frontières est proposée par Karampinos et al. (2015) pour une modélisation par élément distinct pour une excavation sous l'effet d'un terrain poussant.

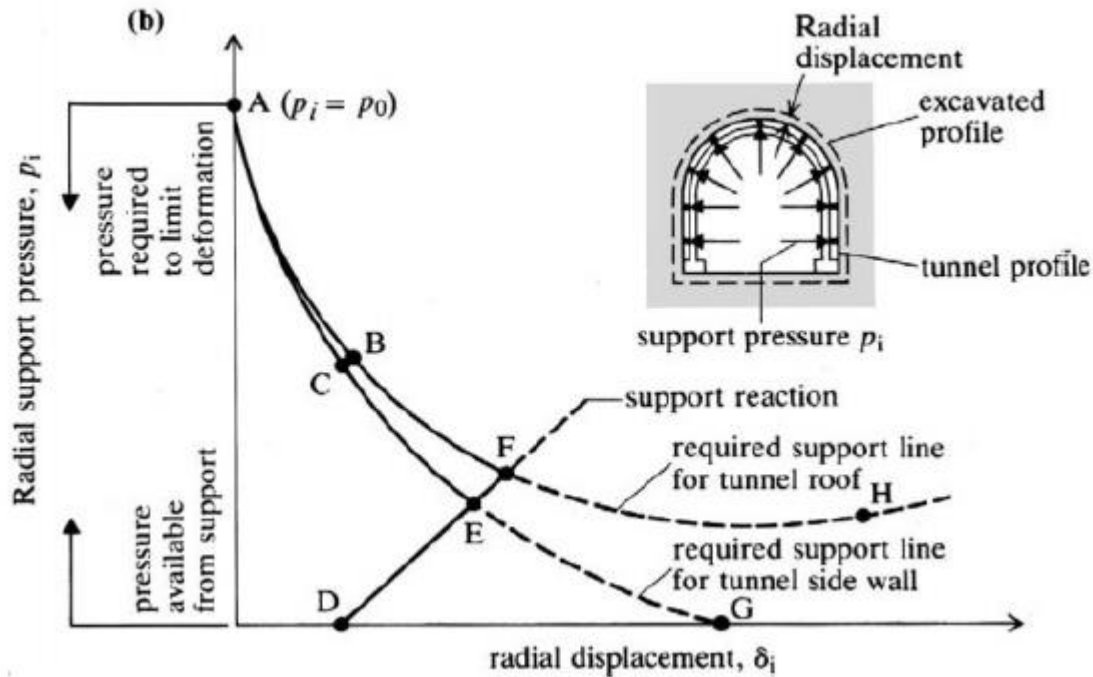


Figure 3-10 : Interaction idéalisée entre le support de terrain et l'excavation (Brady et Brown, 2013).

### 3.3 Mesure de la convergence des parois

Au site de la mine Westwood, l'étude initiale devait porter sur une excavation située à une profondeur d'environ 1320 m. L'équipe technique de la mine Westwood prévoyait que cette galerie devait présenter le phénomène de terrain poussant. Plusieurs instruments géomécaniques de type Multi Point Borehole eXtensometer (MPBX) ont été installés et devaient être utilisés pour établir un modèle numérique de prédiction de la convergence des parois. Malheureusement, l'excavation ciblée n'a pas montré de mouvement significatif de convergence dans le temps. Ces données n'ont donc pas pu être utilisées. Les seules données utiles proviennent d'un rapport publié en 2009 sur la galerie 2.30 sous l'effet d'un terrain poussant (Armatys et Berson, 2009).

Le choix de la technique de mesure s'était porté sur des plaques de convergences installées à la mi-hauteur sur l'éponte inférieure et supérieure ainsi qu'au toit de l'excavation. La figure 3-11 présente schématiquement une excavation typique avec l'installation des plaques de convergence.

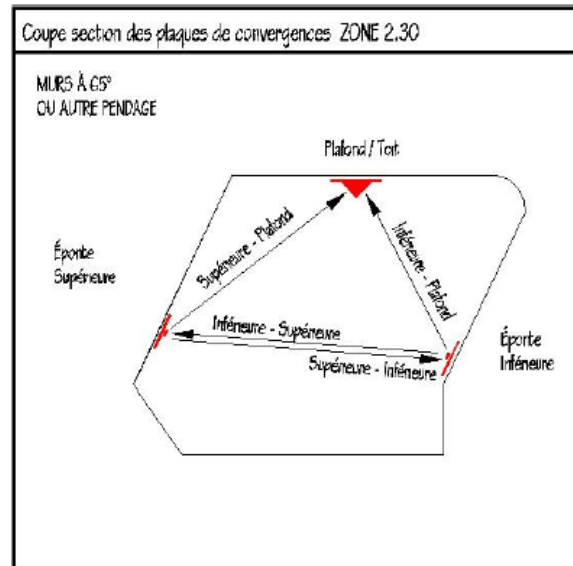


Figure 3-11: Coupe typique pour l'installation des plaques de convergence (Armatys et Berson, 2009).

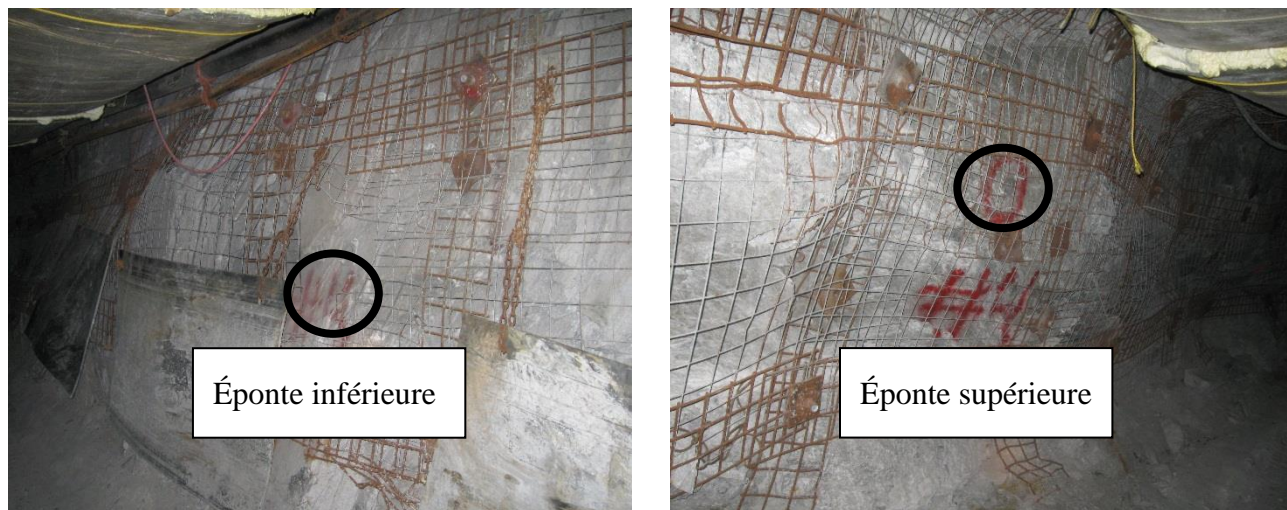


Figure 3-12: Photographie de la position des plaques de convergence.

Exemple de la section de convergence #4 (Armatys et Berson, 2009)

La figure 3-12 montre la position typique des plaques de convergence. Ces plaques sont situées à mi-hauteur des galeries.



Plusieurs limitations sont soulevées par cette procédure pour l'interprétation des données :

- a) Prise de données : les mesures de convergence reposent sur des distances entre des plaques de convergence. Ces distances sont ponctuelles entre deux points qui ne représentent pas nécessairement les déplacements maximaux subis par l'excavation.
- b) Le support de terrain a été modifié au cours de la prise de donnée : certaines sections ont subi une rupture du support de terrain en place et une réhabilitation était nécessaire. Les dates de ces changements ne sont pas indiquées dans le rapport.
- c) Le front de taille : l'avancée du cycle d'excavation n'a pas été notée sur le rapport. On ne peut donc pas distinguer la convergence des parois par l'avancée du front de taille du phénomène de cisaillement
- d) Date d'installation : aucune indication n'est fournie sur la date d'installation des plaques de convergence en fonction de l'excavation. On ne peut donc conclure l'envergure de la convergence préalable à la première mesure.
- e) Plaque de convergence : la principale limitation des plaques de convergence est que ces instruments ne permettent pas d'évaluer la zone sous convergence à l'intérieur du massif rocheux. De plus, la convergence est un déplacement entre deux points, on ne peut distinguer le mouvement vertical de l'horizontal. Par exemple, si deux points se déplacent dans la même direction et le même sens, le déplacement relatif enregistré sera nul.

Ces mesures de convergence à la paroi sont néanmoins ajustées à une loi de type puissance. Sulem (1983) a proposé une équation empirique de la convergence dans le temps d'une excavation souterraine dans un massif rocheux qui repose sur deux paramètres critiques :

- a) L'effet de l'avance du front de taille ;
- b) L'effet du temps.

Dans sa thèse de doctorat et reprise dans l'article Sulem, Panet et Guenot (1987), Sulem développe une équation pour la calibration empirique de données de convergence dans les tunnels sous la forme suivante :

$$C(t) = C_{\infty X} * \left(1 - \left(\frac{X}{x+X}\right)^2\right) * (1 + m * \left(1 - \left(\frac{T}{t+T}\right)^n\right)) \quad (3.10)$$

Dans cette équation,  $C_{\infty X}$  est la convergence instantanée pour un avancement infiniment rapide, « n » et « m » sont des paramètres de calibration, X et T sont respectivement les paramètres caractéristiques du front de taille et de la déformation différée et « x » « t » sont respectivement la distance du front de taille et le temps. Dans la présente section, cette équation est utilisée pour caler les paramètres sur les mesures de convergence dans la zone 2.30. Malheureusement, les données de l'avancée du front de taille n'ont pas été colligées durant l'excavation de ce tunnel et l'équation est simplifiée à la forme suivante :

$$C(t) = C_{\infty X} * (1 + m * \left(1 - \left(\frac{T}{t+T}\right)^n\right)) \quad (3.11)$$

L'impact de cette simplification est une divergence entre les premières mesures enregistrées et l'équation calibrée jusqu'à la distance limite de l'influence du front de taille. Selon la lecture des données, certaines données dans la zone d'influence du front de taille ont été écartées pour permettre un calage plus juste de l'équation 3.11.

Le calage de l'équation empirique s'effectuera sur les paramètres suivants :  $C_{\infty X}$ , T, m et n. Le calage de cette équation dans un tunnel se simplifie par la substitution de l'excavation de forme quelconque à une ellipse (Manh, 2014). Dans l'application de cette méthode, la calibration est possible sur le grand d'axe et sur le petit axe de cette ellipse. Seule la calibration du grand axe (orientation perpendiculaire à l'éponte inférieure-supérieure) sera effectuée dans cette analyse.

La convention de signes pour les déplacements est la suivante :

*Déplacement (+): convergence de la paroi*

*Déplacement (-): divergence de la paroi*

### 3.4 Propriétés géomécaniques de la mine Westwood

À la mine Westwood, le massif rocheux est subdivisé en sept zones géomécaniques telles que présentées au tableau 3-5.

Tableau 3-5 : Description sommaire des zones géomécaniques.

Symbole	Description géologique	Symbole	Description géologique
U1 (U1.1)	Basalte	U5 (U4.4)	Volcanite mafique
U2 (U2)	Sill rhyolitique felsique à porphyre de quartz	U5a (U5.1)	Tuff dacitique
U3 (U3.3)	Volcanite mafique	U6 (U5.2)	Tuff intermédiaire à felsique
U4 (U4.1, U4.2, U4.3)	Volcanite felsique		

#### Investigation des propriétés géomécaniques par essais en laboratoire

Les essais en laboratoire dans l'industrie minière sont généralement réalisés selon les normes de *l'American Society for Testing & Materials* (ASTM). Ces normes couvrent les principaux paramètres telles la forme, la taille ainsi que la procédure de l'essai. La mine Westwood a mandaté Polytechnique de Montréal pour effectuer une série d'essais nécessaires à la caractérisation du massif rocheux (Simon, 2009). Il s'agit d'essais de :

- a) compression uniaxiale (norme ASTM D2938-95) ;
- b) triaxiaux (norme ASTM D2664-95a) ;
- c) compression diamétrale (essais brésiliens) (ASTM D3967-95a) ;
- d) mesures de la masse volumique.

Ces séries d'essais en laboratoire, résumés au tableau 3-6, ont permis de déterminer la valeur moyenne des paramètres suivants : résistance en compression uniaxiale ( $C_{ic}$ ), résistance en tension ( $T_o$ ), Module de Young ( $E$ ), Coefficient de Poisson ( $\nu$ ) et la masse volumique ( $\rho$ ). Le coefficient de variation (CV) sur les paramètres obtenus est présenté avec chaque série d'essais ainsi que le

nombre d'essais effectués. Outre les résultats des essais en compression uniaxiale, qui ont permis d'obtenir la résistance en compression uniaxiale, le module de Young et le coefficient de Poisson, cinq (5) essais de compression triaxiale avec un confinement de 5 et de 10 MPa ont été effectués sur chacune des zones.

Tableau 3-6 : Propriétés géomécaniques moyennes des zones U1, U2, U3, U4, U5, U5A et U6 (Simon, 2009).

	Nombre d'essai	C <sub>o</sub>	CV	T <sub>o</sub>	CV
		MPa	%	MPa	%
U1 Basalte	5	256.70	36	-25.65	5.28
U2 Sill rhyolitique felsique à porphyre de quartz	7	140.24	29	-16.61	3.17
U3 Volcanite mafique	10	154.41	38	-20.54	6.84
U4 Volcanite felsique	8	104.29	73	-15.2	5.78
U5 Volcanite mafique	16	168.87	51	-19.32	2.97
U5A Tuf dacitique	8	124.98	54	-18.3	4.46
U6 Tuf intermédiaire à felsique	11	176.70	45	-16.8	5.52

	Nombre d'essai	E	CV	v	CV	ρ	CV
		GPa	%	-	%	t/m <sup>3</sup>	%
U1 Basalte	5	99.08	8	0.27	11.11	3.01	2
U2 Sill rhyolitique felsique à porphyre de quartz	7	67.33	15	0.191	26.18	2.7	1
U3 Volcanite mafique	10	81.42	27	0.299	26.76	2.9	4
U4 Volcanite felsique	8	48.58	37	0.203	39.41	2.83	3
U5 Volcanite mafique	16	69.32	27	0.235	25.53	2.87	3
U5A Tuf dacitique	8	62.59	25	0.201	29.85	2.8	3
U6 Tuf intermédiaire à felsique	11	65.73	20	0.218	22.94	2.72	2

## Investigation des structures géologiques par cartographie des familles de joints

Une cartographie des discontinuités relève six familles principales. Le tableau 3-7 indique que la famille S1 est la plus critique. Cette famille est orientée Est-Ouest et l'espacement des joints varie généralement de 100 mm à 500 mm. Le tableau 3-7 inclut notamment les valeurs numériques de la rugosité (*joint roughness*,  $J_r$ ) et l'altération (*joint alteration*,  $J_a$ ) des joints de la classification géomécanique Q de Barton (Barton et al., 1974).

Tableau 3-7 : Direction et pendage des discontinuités globales à la mine (Golder, 2011)

Famille	Nom	Orientation (direction/pendage)	Description
S1	Schistosité	096/74	Structure dominante; espacement variant de 10 mm à 1000 mm, mais typiquement de 100 mm à 500 mm ; $J_r = 1$ et $J_a = 2$ à 4
J2a	N-S a	354/82	Famille majeure de joints conjugués. Espacement d'environ 500 mm; $J_r = 1$ et $J_a = 1$ à 2
J2b	N-S b	176/80	
J3	Subhorizontale	347/14	Espacement d'environ 1000 mm ; remplissage fréquent; $J_r = 1.5$ et $J_a = 1.5$ à 2
J4a	N-E a	044/78	Famille mineure de joints conjugués ; croise les joints N-S ; espacement moyen supérieur à 1000 mm ; $J_r = 1$ et $J_a = 1.5$ à 2
J4b	N-E b	225/73	

## Classification géomécanique établie à la mine Westwood

Les ingénieurs de la mine Westwood et le consultant, Golder Inc, ont choisi la classification  $RMR_{76}$  « Rock Mass Rating » (Bieniawski, 1976). Cette décision s'explique par la corrélation simple qui existe entre le  $RMR_{76}$  et une autre classification géomécanique, le GSI « Geological Strength Index » couramment utilisée dans l'industrie minière (Hoek, 1994).

Le  $RMR_{76}$  est la somme de cinq paramètres selon la cote du tableau 3-8 pour une cote maximale de 100. Les paramètres identifiés comme dominants dans le comportement du massif rocheux par l'auteur (Bieniawski, 1976) sont : la résistance de la roche intacte (A1), le « *Rock Quality Designation* » (RQD) (A2), l'espacement de la famille de joint critique (A3), la condition de la famille de joint critique (A4) et l'infiltration de l'eau (A5).

Tableau 3-8 : Paramètres à évaluer pour la cote RMR<sub>76</sub> selon Bieniawski (Bieniawski, 1976)

<b>A1 :</b>	Résistance de la roche intacte, $\sigma_c$ (MPa)	> 200	100 - 200	50 - 100	25 - 50	10 - 25	3 - 10	1 - 3
<b>Cote</b>		<b>15</b>	<b>12</b>	<b>7</b>	<b>4</b>	<b>2</b>	<b>1</b>	<b>0</b>
<b>A2 :</b>	RQD (%)	90 - 100	75 - 90	50 - 75	25 - 50	< 25		
<b>Cote</b>		<b>20</b>	<b>17</b>	<b>13</b>	<b>8</b>	<b>3</b>		
<b>A3 :</b>	Espacement des diaclases (m)	> 3	1 - 3	0,3 - 1	0,05 - 0,3	< 0,05		
<b>Cote</b>		<b>30</b>	<b>25</b>	<b>20</b>	<b>10</b>	<b>5</b>		
<b>A4 :</b>	Condition des joints	Aucune altération	Faible	Moyenne	Élevé	Extrême		
<b>Cote</b>		<b>25</b>	<b>20</b>	<b>12</b>	<b>6</b>	<b>0</b>		
<b>A5 :</b>	débit/10 m de longueur de tunnel	aucun		< 25 l/min	25-125 l/min	> 125 l/min		
	ou Pression d'eau	0		0,0 - 0,2	0,2 - 0,5	> 0,5		
	Contrainte principale							
	ou conditions générales	sec		mouillé	suintement	écoulement		
<b>Cote</b>		<b>10</b>		<b>7</b>	<b>4</b>	<b>0</b>		

Les cotes ont été assignées aux zones de la mine Westwood, selon les suggestions du consultant Golder. Ces cotes RMR<sub>76</sub> sont dites inférées. Les cotes déterminées par cette technique n'utilisent pas la charte fournie par Bieniawski (1976) telle que proposée dans son article, mais utilisent la classification présentée à l'annexe 1. Cette dernière repose principalement sur des observations visuelles de la carotte de forage et de quelques paramètres jugés clés par le consultant, telle l'altération des joints en séricite et en chlorite.

Les cotes RMR<sub>76</sub> présentées au tableau 3-9 sont définies comme typiques de ces zones géomécaniques (Golder, 2009).

Tableau 3-9 : RMR<sub>76</sub> typique dans chacune des zones géomécaniques (Golder, 2009).

Unité géomécanique	U1	U2	U2-1RPQ	U3	U4	U5	U5a	U6
RMR <sub>76</sub> typique	60	70	50	60	50	50	50	60
Borne inférieure	50	65	50	50	40	45	40	50

Tableau 3-10 : GSI suggéré pour chacune des zones géomécaniques (Golder, 2011)

Unité géomécanique	U1	U2	U2-1RPQ	U3	U4	U5	U5a	U6
GSI suggéré	60	60	40 <sup>3</sup>	60	50	50	50	60

### Paramètres de déformabilité à l'échelle du massif rocheux

Les propriétés de déformabilité à l'échelle du massif sont déterminées par les travaux de Hoek et Diederichs (2006) qui établissent une relation empirique entre la cote géomécanique GSI accordée au massif et les propriétés de la roche intacte mesurées en laboratoire. Les propriétés de déformabilité du massif rocheux, établies pour les zones géomécaniques U1 à U6, ont été déterminées à partir de la moyenne des essais de laboratoire au tableau 3-6 et des cotes GSI du tableau 3-10.

$$E_{\text{massif}} = E_{\text{laboratoire}} * \left( 0.02 + \left( \frac{1 - \frac{D}{2}}{1 + e^{\frac{60 + 15D - \text{GSI}}{11}}} \right) \right) \quad (3.12)$$

GSI: *Geological strength index* (GSI)

$E_{\text{laboratoire}}$ : Module de Young établi en laboratoire (GPa)

$E_{\text{massif}}$ : Module de Young établi à l'échelle du massif rocheux (GPa)

D : Endommagement du massif rocheux variant de 0 à 1.

Le paramètre d'endommagement D est délibérément fixé à 0. Cette simplification est cohérente avec la méthodologie proposée au chapitre 3.1. Le tenseur de contraintes calculées est établi à partir de mesures situées au-delà de la zone d'influence des excavations et donc de l'endommagement. Ce paramètre est notamment écarté des paramètres des modèles élastoplastiques tel que proposé au chapitre 3.2 pour une simplification de l'analyse. En effet, ce paramètre nécessite de distinguer des zones de perturbations autour de l'excavation. Ces zones de perturbations sont influencées par : l'endommagement dû au sautage, à la relaxation des contraintes et à la rupture due à l'excès de

---

<sup>3</sup> Un RMR<sub>76</sub> de 40 a été établi pour la zone U2-1RPQ du niveau 132 et c'est cette valeur qui est retenue. De plus, les photographies des échantillons récupérés lors de la mesure des contraintes à 840 m indiquent un RQD variant de 0 à 49%.

contraintes (Hoek et Diederichs, 2006). Ce paramètre apportera une complexité supplémentaire au modèle non désirée. L'utilisation de ce paramètre n'est pas répandue dans l'industrie minière.

Le tableau 3-11 présente les propriétés de déformation telles qu'utilisées au chapitre 4.

Tableau 3-11 : Propriétés de déformabilité à l'échelle du massif rocheux.

Unité géomécanique	Module de Young ( $E_m$ )	Coefficient de Poisson ( $\nu$ )
	GPa	-
U1	51.5	0.17
U2	35.0	0.191
U2-1RPQ	10.7	0.191
U3	42.3	0.299
U4	14.9	0.203
U5	21.3	0.235
U5A	19.2	0.201
U6	34.2	0.218

### Paramètre de résistance de la zone 2.30 sous l'effet du terrain poussant

Le critère de rupture Mohr-Coulomb, même s'il peut être inefficace pour décrire certaines ruptures observées (Hajiabdolmajid, Kaiser, et Martin, 2002), est largement accepté et utilisé dans l'industrie minière pour sa simplicité. Le critère de rupture de Hoek et al. (2002) plus communément appelé Hoek & Brown est un critère de rupture souvent utilisé pour les massifs rocheux. Ce critère de rupture permet la conversion des propriétés géomécaniques mesurées en laboratoire à celles proposées pour le massif rocheux. Néanmoins ce modèle n'intègre pas à priori de paramètre de résistance anisotrope. Hoek et Brown (1980) suggèrent néanmoins qu'une variation des paramètres  $s$  et  $m$  du critère de rupture peuvent permettre de prédire la résistance anisotrope d'un massif rocheux. L'intégration de l'anisotropie au paramètre de Hoek & Brown est développée par Saroglou et Tsiambaos (2008) pour laquelle un paramètre  $K_\beta$  est rajouté. Ce paramètre est en fonction de l'angle de chargement de la foliation.

Dans la présente analyse, la modélisation numérique de la convergence du terrain poussant de la zone 2.30 repose sur la rupture différée du massif rocheux autour de l'excavation avec l'effet de la foliation sur le comportement mécanique. L'alternative proposée dans ce mémoire, tel que décrit par Hoek et al. (2002) est d'obtenir des paramètres équivalents entre le critère de rupture de



Hoek-Brown et Mohr-Coulomb pour la matrice rocheuse et pour la foliation. Ceci permet de minimiser le nombre de paramètres du critère de rupture à intégrer au modèle numérique.

L'excavation sous l'effet du terrain poussant à l'étude est située dans l'unité géomécanique U4 à 840 m de profondeur.

Les propriétés mécaniques moyennes des échantillons de la roche intacte testés dans l'unité U4 sont présentées dans le tableau 3-12.

Tableau 3-12 : Propriétés mécaniques moyennes des échantillons de l'unité U4 (Simon, 2009)

	Résistance en compression uniaxiale (Co)	Résistance en tension uniaxiale (To)	Module de Young (E)	Coefficient de Poisson (v)	Poids volumique ( $\rho$ )
	MPa	MPa	GPa	-	t/m <sup>3</sup>
U4	104.29	-15.2	48.58	0.203	2.83

Les travaux de Armatys (2012) décrivent l'effet de la foliation sur la résistance en compression uniaxiale (Co) des échantillons de la zone géomécanique U4. Le coefficient de variation calculé sur les huit (8) essais de l'unité U4 est de plus de 73% (Simon, 2009).

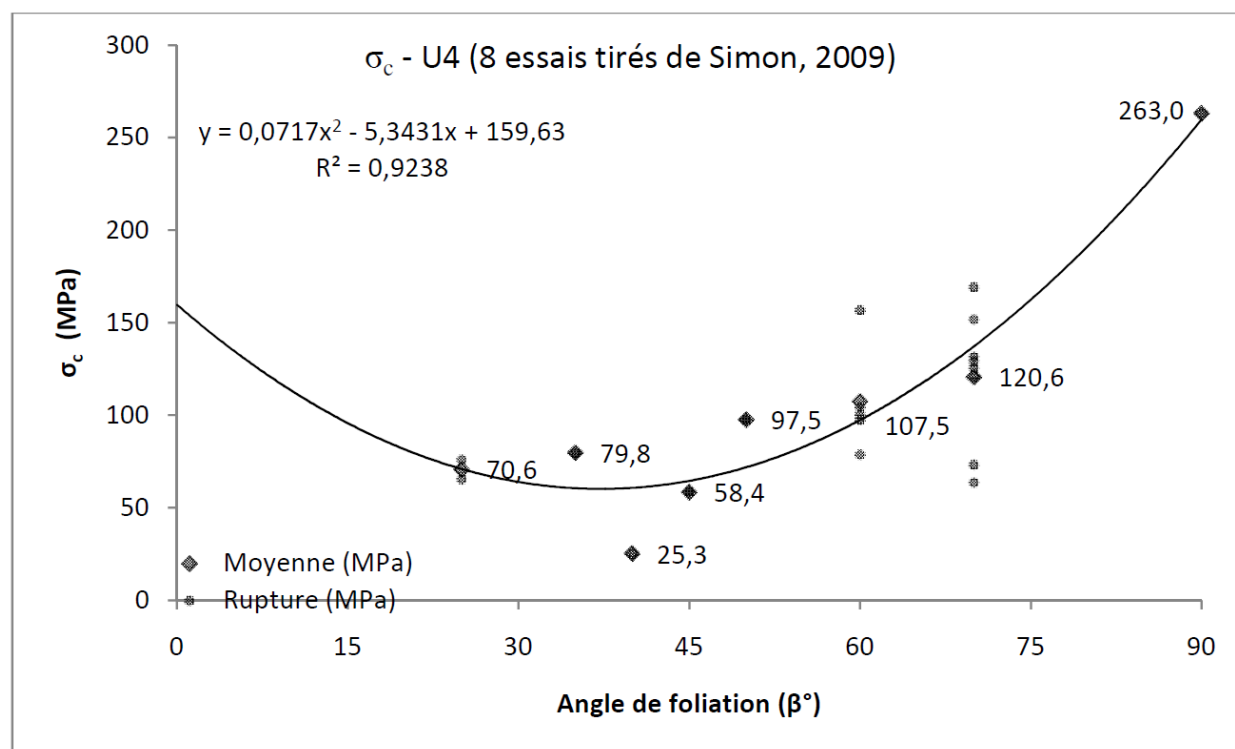


Figure 3-13 : Résistance  $\sigma_c$  de l'unité U4 en fonction de l'angle de chargement de la foliation (Armatys, 2012).

En effet, la résistance en compression uniaxiale des échantillons provenant de l'unité géomécanique U4 varie de 25 à 263 MPa. Les résultats obtenus par Armatys (2012), illustrés à la figure 3-13, montrent que cette variation provient de l'angle de chargement de la foliation.

De même, le paramètre  $m_i$  maximal et moyen du critère de Hoek-Brown de la figure 3-14 est assigné respectivement à la roche formant la matrice rocheuse et à la foliation.

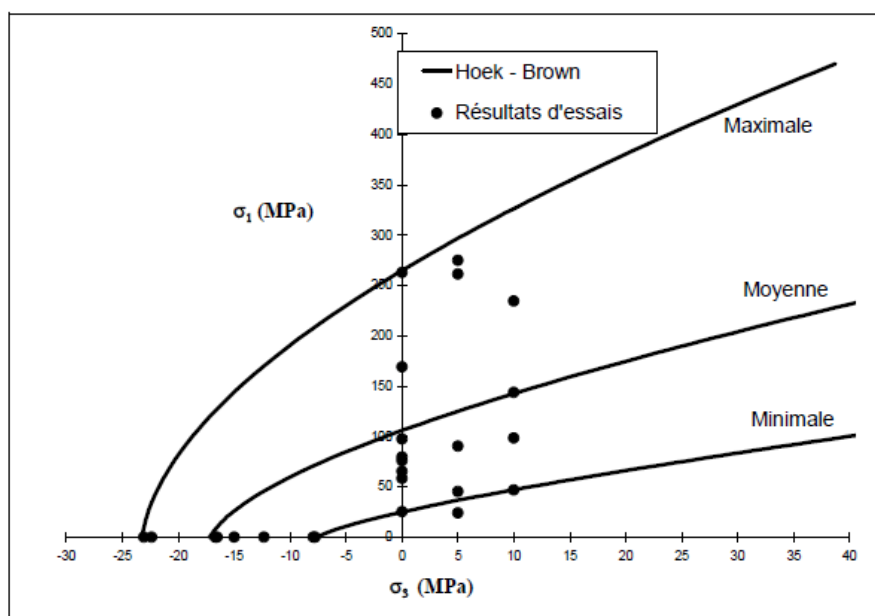


Figure 3-14 : Courbe enveloppe de résistance selon le critère de Hoek & Brown sur les résultats d'essais de laboratoire de l'unité U4 (Simon, 2009).

Outre la classification géomécanique GSI, le tableau 3-13 résume les intrants du critère de Hoek-Brown.

Tableau 3-13 : Propriétés de résistance en laboratoire équivalentes assignées à la matrice rocheuse et à la foliation.

	Co	$m_i$	Commentaire
	MPa	-	
Matrice rocheuse	262	11.3	Valeur maximale mesurée
Foliation	65.2	6.0	Valeur moyenne des mesures avoisinantes un angle de chargement de la foliation de 45°.

Le logiciel RocLab (Rocscience, 2007) intègre les équations 3.14 à 3.18 présentées ci-dessous et est utilisé pour établir les propriétés géomécaniques.

Le module de Young à l'échelle du massif est calculé avec l'équation 3.12. Le coefficient de Poisson est présenté au tableau 3-11.

Le critère de rupture de Mohr-Coulomb s'écrit :

$$\tau = c + \sigma_n * \tan(\theta) \quad (3.13)$$

Les paramètres sont requis pour définir ce critère de rupture: la cohésion (c), l'angle de frottement ( $\theta$ ), la résistance en tension ( $\sigma_t$ ) et la dilatance ( $\psi$ ).

La série d'équations présentées ci-après est tirée du guide d'utilisation du logiciel RocLab. La méthodologie utilisée dans le logiciel est la suivante :

- a) Incorporer les résultats d'essais de laboratoire dans le logiciel ;
- b) Incorporer la cote géomécanique dans le logiciel ;
- c) Évaluer l'endommagement ;
- d) Évaluer les paramètres d'une loi de résistance de Hoek-Brown à l'échelle du massif ;
- e) Convertir la loi de résistance de Hoek-Brown à l'échelle du massif vers un modèle Mohr-Coulomb.

$$GSI = RMR'_{76} \quad (3.14)$$

$$\sigma_t = -\frac{s * \sigma_{ci}}{m_b} \quad (3.15)$$

$$m_b = m_i * e^{\frac{GSI-100}{28-14D}} \quad (3.16)$$

$$\phi' = \sin^{-1} \left[ \frac{6 * a * m_b * (s + m_b * \sigma'_{3n})^{a-1}}{2 * (1 + a) * (2 + a) + 6 * a * m_b * (s + m_b * \sigma'_{3n})^{a-1}} \right] \quad (3.17)$$

$$c' = \frac{\sigma_{ci} * [(1 + 2 * a) * s + (1 - a) * m_b * \sigma'_{3n}] * (s + m_b * \sigma'_{3n})^{a-1}}{(1 + a) * (2 + a) * \sqrt{(1 + \frac{6 * a * m_b * (s + m_b * \sigma'_{3n})^{a-1}}{(a + 1) * (2 + a)})}} \quad (3.18)$$

GSI : Classification géomécanique Geological strength index (GSI)

RMR<sub>76</sub> : Rock Mass Rating (RMR) établi par la charte Bieniawski (1976) sans réduction due à la présence de l'eau.

$\sigma_t$  : Résistance en tension (MPa)

$\sigma'_{3n}$  : Contrainte de confinement équivalente (MPa)

s : Paramètre du critère de Hoek & Brown

a : Paramètre du critère de Hoek & Brown

$\sigma_{ci}$  : Résistance en compression uniaxiale à l'échelle de l'échantillon (MPa)

$m_i$  : Paramètre du critère de Hoek & Brown établi à l'échelle de l'échantillon

$m_b$  : Paramètre du critère de Hoek & Brown établi à l'échelle du massif

$c'$  : Cohésion équivalente (MPa)

$\phi'$  : Angle de frottement équivalent (°)

D : Endommagement du massif rocheux

Le calcul de la contrainte de confinement ( $\sigma'_{3n}$ ) équivalente tel que proposée par Hoek et al. (2002) est effectuée de la façon suivante pour un tunnel à grande profondeur où la contrainte  $\sigma'_{3n}$  représente la tangente à la courbe :

$$T_o < \sigma_{3n} < \sigma'_{3max} \quad (3.19)$$

Hoek et al. (2002) proposent de calculer  $\sigma'_{3max}$  avec l'équation 3.20 suivante :

$$\frac{\sigma'_{3max}}{\sigma'_{cm}} = 0.47 * \left( \frac{\sigma'_{cm}}{\sigma_o} \right)^{-0.94} \quad (3.20)$$

$\sigma'_{cm}$  : Résistance du massif rocheux (MPa)

$\sigma_o$  : Contrainte horizontale (MPa)

Néanmoins, Brown (2008), dans sa rétrospective de son critère de rupture et de son utilisation met en garde contre l'utilisation «automatique» de l'équation 3.20 pour déterminer la contrainte normale maximale  $\sigma'_{3max}$ . La valeur proposée dans ce mémoire est d'utiliser la contrainte principale mineure comme valeur maximale de la contrainte normale. En effet, tel que démontré aux figures 3-7 et 3-8, le massif rocheux est sous l'effet d'un régime de contraintes avec une contrainte normale en tension ou de faible confinement. La valeur obtenue par l'équation 3.20 surestime la contrainte de confinement.

Le tableau 3-14 présente les propriétés géomécaniques telles que calculées par RocLab (Rocscience, 2007) avec une contrainte  $\sigma'_{3\max} = 5.60$  MPa correspondant à la contrainte principale mineure à la profondeur analysée.

Tableau 3-14 : Propriétés géomécaniques d'un modèle de résistance de Mohr-Coulomb avec *Ubiquitous Joint*.

			RMR' <sub>76</sub>		
			30	35	40
Massif rocheux	Module d'élasticité isostatique (K)	GPa	2.22	3.09	4.35
	Module cisaillement (G)	GPa	1.64	2.29	3.22
	Cohésion	MPa	1.88	2.12	2.40
	Angle de frottement	°	45.2	47.0	48.6
	Résistance en tension	MPa	0.119	0.173	0.252
Schistosité	Cohésion	MPa	0.960	1.08	1.20
	Angle de frottement	°	28.4	30.1	31.7
	Résistance en tension	MPa	0.0550	0.0810	0.118

Le pendage de la foliation est supposé parallèle à l'éponte supérieure. Ceci concorde avec l'observation des secteurs foliés où le découpage suite au sautage se fait parallèlement à la foliation.

Un des paramètres causant un changement de volume lié aux déformations en cisaillement est la dilatance appelé  $\psi_j$ . La dilatance est associée au mouvement normal au plan de rupture et représente l'augmentation volumétrique due à ce mouvement. Deere (1964) suggère d'utiliser les valeurs de dilatance du tableau 3-15 selon la qualité du massif de la cote *Geological Strength Index* (GSI).

Tableau 3-15 : Angle de dilatance tel que suggéré par (Deere, 1964).

Qualité	GSI	Dilatance ( $\psi_i$ )
		°
Bonne qualité du massif	75	11.5
Qualité moyenne du massif	50	4
Qualité faible du massif	30	0

La valeur de l'angle de dilatance assigné aux modèles numériques utilisés dans ce mémoire est de 0. Ceci concorde avec la valeur proposée par Karampinos et al. (2015) pour la schistosité de la mine Laronde.

## **CHAPITRE 4      RÉGIME DE CONTRAINTES À LA MINE WESTWOOD**

La distribution des contraintes en fonction des unités géomécaniques est établie à partir d'un modèle numérique élastique calibré sur deux séries de mesures du tenseur de contraintes in-situ effectuées sur le site de la mine Westwood. Dans ce modèle, les éléments géologiques suivants seront inclus :

- a) unités géomécaniques U1 à U6 ;
- b) matériau de remplissage de la faille Bousquet à l'est des zones d'exploitation minéralisées actuelles.

Le tenseur calculé sera comparé au modèle du tenseur de contraintes proposé par (Corthésy et al., 1997) pour juger des résultats aux frontières du modèle.

### **4.1 Tenseur de contraintes mesurées à la mine Westwood**

#### **Campagne de mesure réalisée en 2008 (située à 840 m de profondeur)**

Les mesures de contraintes réalisées en 2008 sont situées aux coordonnées suivantes : 14680E, 6737N et à l'élévation 4120 m (~840 m de la surface). Elles se situent dans l'unité géomécanique U2-1RPQ, une sous-unité démontrant une plus grande fracturation que la zone géomécanique U2. Le tenseur présenté ici provient de 5 mesures provenant de 3 trous de forage : T14457, T14458 et T14459 quasi horizontaux.

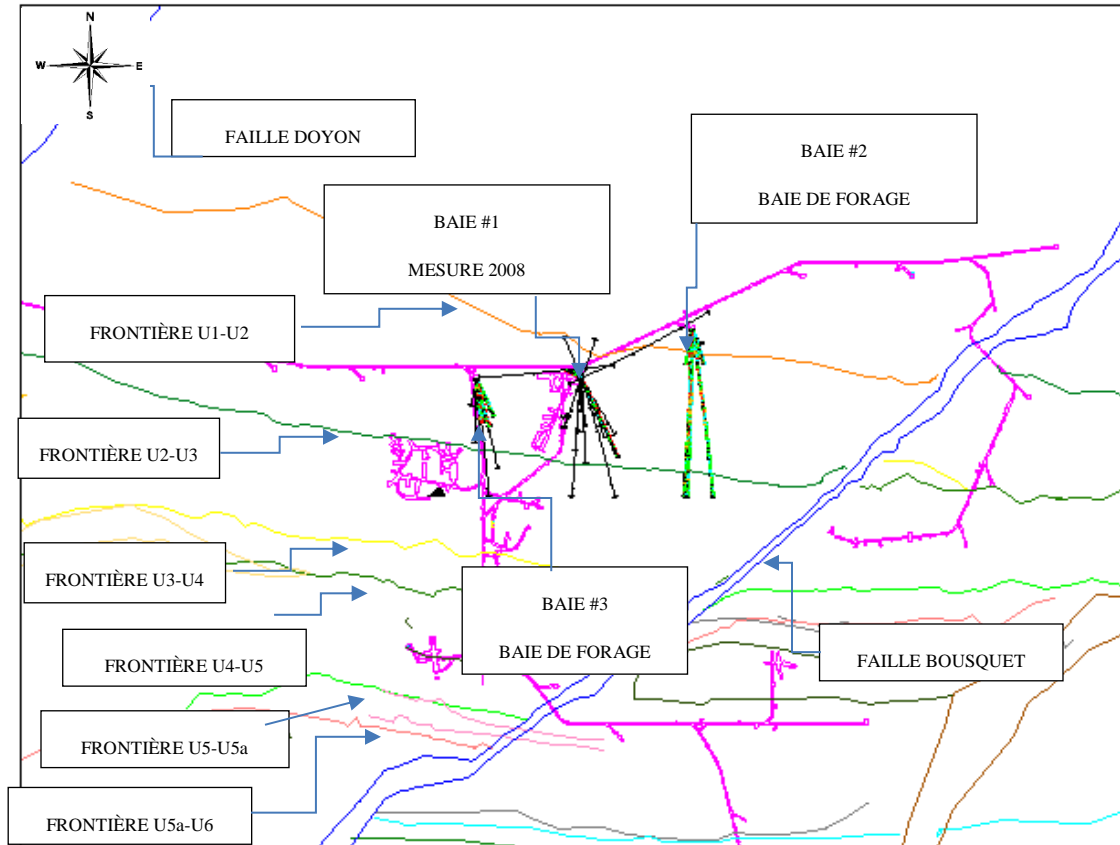


Figure 4-1 : Distribution des unités géomécaniques à la profondeur de 840 m de la mine Westwood et galerie excavée<sup>4</sup>.

La figure 4-1 montre la position relative de la zone de mesure des frontières des zones géomécaniques (environ 60 m au sud de l'unité U1). La faille Bousquet à l'Est se situe à 500 m des points de mesures.

Ces mesures se situent dans une zone de cisaillement majeure longeant le contact entre les unités U1 et U2 appelé U2-1RPQ. Le tenseur mesuré est le suivant (Corthésy et Leite, 2008) :

$$\begin{bmatrix} \sigma_N & \sigma_{NE} & \sigma_{NV} \\ \sigma_{NE} & \sigma_E & \sigma_{EV} \\ \sigma_{NV} & \sigma_{EV} & \sigma_V \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 25.0(\pm 12.1) & 0.8(\pm 3.4) & 1.9(\pm 7.1) \\ 0.8(\pm 3.4) & 14.3(\pm 6.5) & -1.5(\pm 4.3) \\ 1.9(\pm 7.1) & -1.5(\pm 4.3) & 5.0(\pm 6.0) \end{bmatrix} \text{ MPa}$$

<sup>4</sup> N.B. : les galeries excavées présentées à la figure sont celles de 2014.



Ce tenseur de contraintes dans le référentiel des contraintes principales (direction, pendage) est le suivant est:

Contrainte principale majeure :  $\sigma_1 = 25.2 \text{ MPa}$  ( $3^\circ$ ,  $5^\circ$ )

Contrainte principale intermédiaire :  $\sigma_2 = 14.5 \text{ MPa}$  ( $93^\circ$ ,  $-9^\circ$ )

Contrainte principale mineure :  $\sigma_3 = 4.6 \text{ MPa}$  ( $122^\circ$ ,  $79^\circ$ )

Comme il sera présenté dans les sections subséquentes, ce tenseur de contraintes est loin des valeurs normalement rencontrées à cette profondeur puisque l'on pourrait s'attendre à une contrainte verticale de 22.7 MPa sous chargement gravitaire en supposant un poids volumique de .027 MN/m<sup>3</sup> alors que la valeur mesurée est de 5.0 MPa.

### **Campagne de mesure réalisée en 2014 (située à 1920 m de profondeur)**

La mine Westwood a continué son développement en profondeur et une seconde campagne de mesures a été effectuée en 2014 à 1920 m de profondeur. Elle se situe dans l'unité géomécanique U1 à 50 m au nord de la frontière U1-U2.

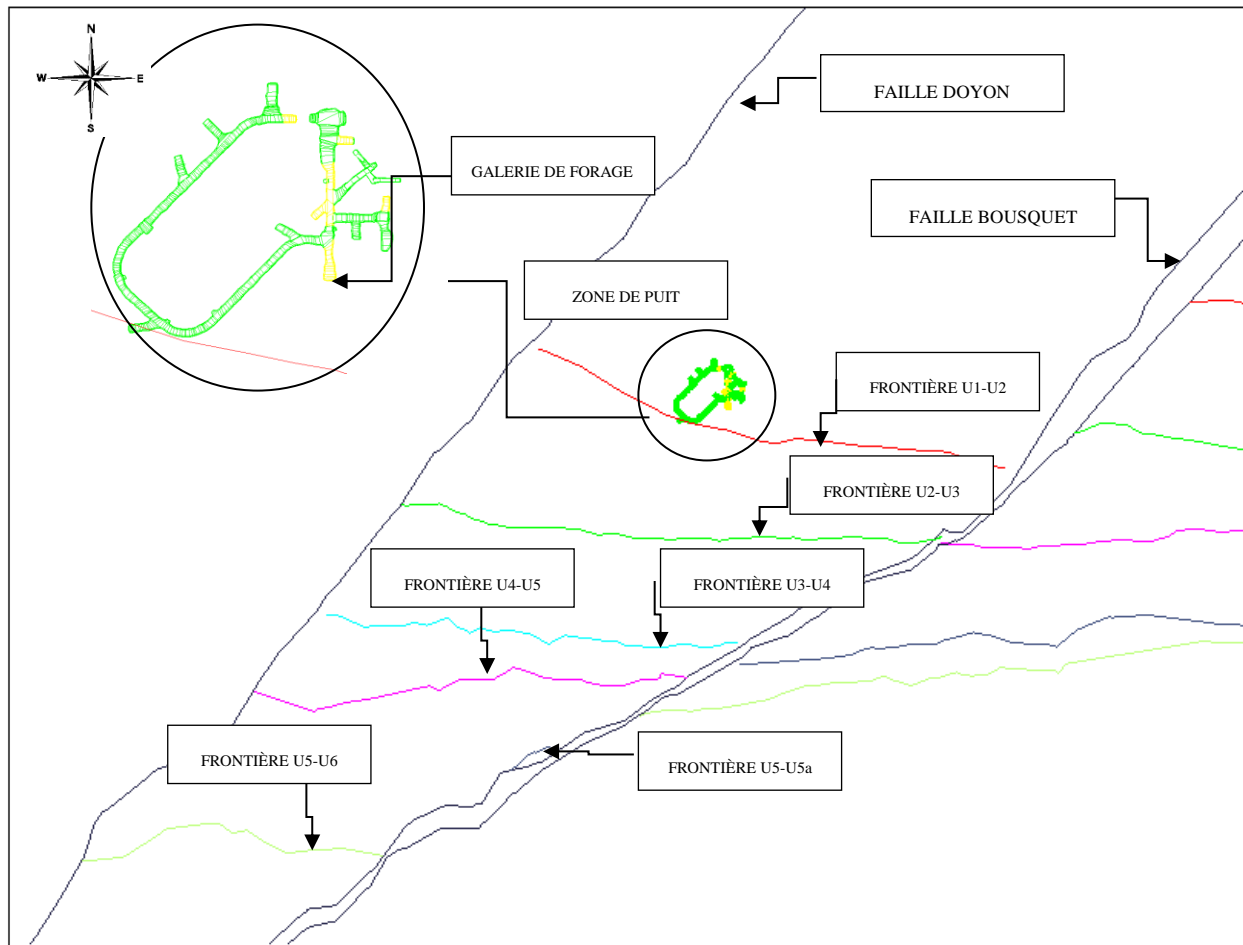


Figure 4-2 : Profondeur de 1920 m et la distribution des unités géomécaniques à la mine Westwood.

Voici le tenseur moyen mesuré (Leite et Corthésy, 2014) :

$$\begin{bmatrix} \sigma_N & \sigma_{NE} & \sigma_{NV} \\ \sigma_{NE} & \sigma_E & \sigma_{EV} \\ \sigma_{NV} & \sigma_{EV} & \sigma_V \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 34.29(\pm 7.76) & -4.04(\pm 4.86) & -13.03(\pm 10.34) \\ -4.04(\pm 4.86) & 84.47(\pm 7.61) & -12.54(\pm 6.42) \\ -13.03(\pm 10.34) & -12.54(\pm 6.42) & 51.68(\pm 5.75) \end{bmatrix} \text{ MPa}$$

Ce tenseur de contraintes dans le référentiel des contraintes principales (direction, pendage) est :

Contrainte principale majeure :  $\sigma_1 = 88.72 \text{ MPa}$  ( $269.6^\circ$ ,  $18.8^\circ$ )

Contrainte principale intermédiaire :  $\sigma_2 = 56.00 \text{ MPa}$  ( $152.5^\circ$ ,  $53.2^\circ$ )

Contrainte principale mineure :  $\sigma_3 = 25.72 \text{ MPa}$  ( $11.1^\circ$ ,  $30.3^\circ$ )

Lors de cette campagne, la contrainte verticale mesurée de 51.68 MPa se compare adéquatement à ce qui serait prévisible sous chargement gravitaire seul à une profondeur de 1920 m, soit 51.84

MPa. Ce résultat confirme que les intensités de contraintes mesurées en 2008 constituent une anomalie pouvant être liée à la grande fracturation du massif dans la zone de mesures.

### Interprétation des résultats des campagnes de mesure

Les modèles de prédiction des contraintes in-situ tels ceux intégrés à la figure 4-3 pour la contrainte principale majeure, présentent une grande disparité. Outre les courbes de régression obtenues et présentées dans chacun des articles (Arjang, 1989; Corthésy et al., 1997; Herget, 1987; Maloney et al., 2006) on ne peut que comparer l'écart relatif des mesures effectuées aux courbes de régression. Les mesures présentées par les différents modèles de prédiction sont influencées par la déformabilité, le poids volumique, les anomalies géologiques et les techniques de mesure utilisées.

Sur les figures 4-3 et 4-4, les mesures aux profondeurs de 840 m et 1920 m sont comparées aux modèles disponibles pour la région de la mine. Ces figures indiquent que les mesures obtenues à la profondeur de 840 m sont loin de la tendance centrale des modèles disponibles dans la littérature. Quant au tenseur obtenu à la profondeur de 1920 m, les observations sont à l'opposé. En effet, les valeurs mesurées se situent dans la limite supérieure des modèles régionaux pour la contrainte principale majeure ( $\sigma_1$ ) et vers la limite inférieure pour la contrainte principale mineure ( $\sigma_3$ ). Néanmoins, une interprétation à cette grande profondeur est limitée compte tenu du peu de données disponibles.

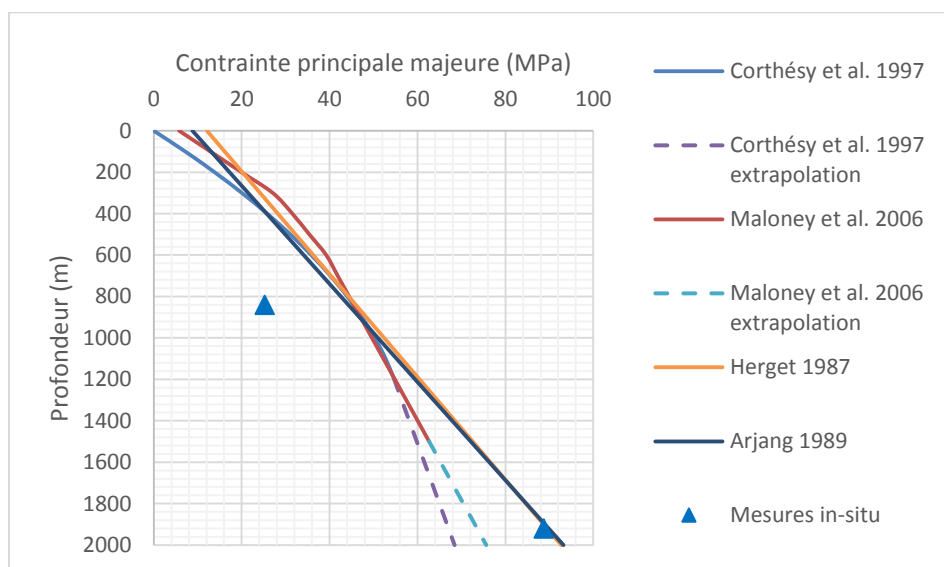


Figure 4-3 : Comparaison des contraintes principales majeures mesurées et prédites par les modèles présentés.

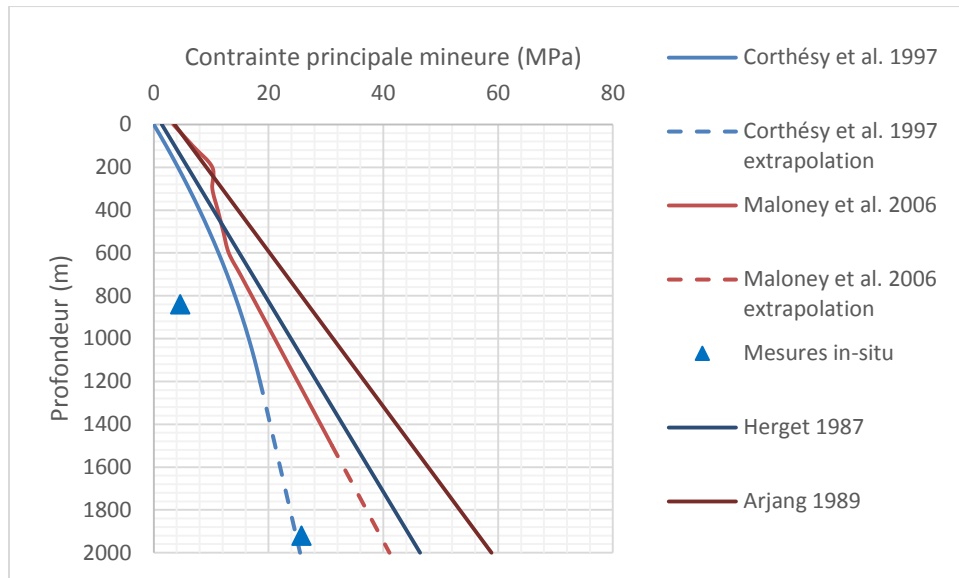


Figure 4-4: Comparaison des contraintes principales mineures mesurées et prédites par les modèles présentés.

## 4.2 Estimation du tenseur de contraintes aux frontières du domaine par modélisation numérique

La méthodologie établie pour évaluer le tenseur de contraintes aux frontières de la mine Westwood est présentée au chapitre 3.1.

### Rétro-analyse numérique – exemple de calcul pour la profondeur de 1920 m

Pour chacune des sollicitations mécaniques présentées au tableau 4-1, un tenseur des contraintes calculé a été généré dans le modèle numérique. Une moyenne des valeurs des composantes du tenseur de contraintes calculé à  $\pm 20$  m du point de mesure permet d'obtenir le tenseur calculé correspondant à la sollicitation. Par exemple, une sollicitation de 1 MPa dans la direction xx (Est-Ouest) permet d'obtenir le tenseur calculé  $[\sigma_{ij}^{xx}]_c$ .

$$[\sigma_{ij}^{xx}]_c = \begin{bmatrix} \sigma_{xx} & \sigma_{yx} & \sigma_{zx} \\ \sigma_{xy} & \sigma_{yy} & \sigma_{zy} \\ \sigma_{xz} & \sigma_{yz} & \sigma_{zz} \end{bmatrix}_c = \begin{bmatrix} 1.16 & -1.46 * 10^{-2} & 4.27 * 10^{-3} \\ -1.46 * 10^{-2} & -4.19 * 10^{-2} & 7,52 * 10^{-3} \\ 4.27 * 10^{-3} & 7,52 * 10^{-3} & 1.82 * 10^{-2} \end{bmatrix} MPa$$

Dans cet exemple, une contrainte de 1 MPa en xx (direction Est-Ouest) génère par exemple 1.16 MPa dans la direction xx au point de mesure. Donc, une augmentation de 16% par rapport à la contrainte aux frontières.

Le tableau 4-1 présente dans le plan cartésien les six (6) tenseurs de contraintes calculés par le modèle numérique pour la profondeur 1920 m.

Tableau 4-1 : Contraintes moyenne dans une zone restreinte du modèle numérique suite à l'application d'une composante de contraintes unitaire aux frontières du modèle. Cette zone est représentative de l'endroit où les mesures à 1920 m furent effectuées

		Tenseur de contraintes ( $\sigma_{ij}$ ) calculé					
		MPa					
		XX	YY	ZZ	XY	XZ	YZ
Solicitation de 1 MPa dans la direction	XX	1.16E+00	-4.19E-02	1.83E-02	-1.46E-02	4.27E-03	7.52E-03
	YY	1.62E-02	1.09E+00	-1.23E-02	9.89E-03	-7.42E-03	-1.14E-02
	ZZ	1.64E-02	3.77E-02	1.18E+00	-1.27E-02	1.93E-02	8.20E-02
	XY	-9.14E-02	-3.70E-02	-8.65E-03	1.03E+00	3.29E-02	1.03E-02
	XZ	1.81E-02	2.94E-02	2.82E-02	9.50E-02	1.16E+00	-2.87E-02
	YZ	1.62E-02	4.71E-03	5.85E-02	1.93E-02	-1.48E-02	1.10E+00

La valeur du tenseur de contraintes in-situ mesuré au même endroit est le suivant :

$$[\sigma_{ij}^{mesurée}] = \begin{bmatrix} \sigma_{xx} & \sigma_{yx} & \sigma_{zx} \\ \sigma_{xy} & \sigma_{yy} & \sigma_{zy} \\ \sigma_{xz} & \sigma_{yz} & \sigma_{zz} \end{bmatrix}_m = \begin{bmatrix} 84.47 & -4.04 & -12.54 \\ -4.04 & 34.29 & -13.03 \\ -12.54 & -13.03 & 51.68 \end{bmatrix} \text{MPa}$$

Le tenseur de contrainte calculé décomposé avec les paramètres de pondération A à F est donné par :

$$[\sigma_{ij}^{in-situ}]_c = A. [\sigma_{ij}^{xx}]_c + B. [\sigma_{ij}^{yy}]_c + C. [\sigma_{ij}^{zz}]_c + D. [\sigma_{ij}^{xy}]_c + E. [\sigma_{ij}^{xz}]_c + F. [\sigma_{ij}^{yz}]_c \quad (4.1)$$

La série d'équations permettant d'établir les paramètres A à F est donnée par:

$$\sigma_{ij}^{erreur} = \sigma_{ij}^{mesurée} - \sigma_{ij}^{calculée} \quad (4.2)$$

$$\sigma_{xx}^{erreur} = 84.47 \text{ MPa} - (A * 1.16 + B * 1.62e^{-2} + C * 1.64e^{-2} + D * -9.14e^{-2} + E * 1.81e^{-2} + F * 1.62e^{-2})$$

$$\sigma_{yy}^{erreur} = 34.29 \text{ MPa} - (A * -4.19e^{-2} + B * 1.09 + C * 3.77e^{-2} + D * -3.70e^{-2} + E * 2.94e^{-2} + F * 4.71e^{-3})$$

$$\sigma_{zz}^{erreur} = 51.68 \text{ MPa} - (A * 1.83e^{-2} + B * -1.23e^{-2} + C * 1.18 + D * -8.65e^{-3} + E * 2.82e^{-2} + F * 5.85e^{-2})$$

$$\sigma_{xy}^{erreur} = -4.04 \text{ MPa} - (A * 1.46e^{-2} + B * 9.89e^{-3} + C * -1.27e^{-2} + D * 1.03 + E * 9.50e^{-2} + F * 1.93e^{-2})$$

$$\sigma_{xz}^{erreur} = -12.54 \text{ MPa} - (A * 4.27e^{-3} + B * 7.42e^{-2} + C * 1.93e^{-2} + D * 3.29e^{-2} + E * 1.16 + F * -1.48e^{-2})$$

$$\sigma_{yz}^{erreur} = -13.03 \text{ MPa} - (A * 7.52e^{-3} + B * -1.14e^{-2} + C * 8.20e^{-2} + D * 1.03e^{-2} + E * -2.87e^{-2} + F * 1.10)$$

$$\gamma = \sum (\sigma_{ij}^{erreur})^2 \quad (4.3)$$

Le tableau 4-2 représente les paramètres A à F tel qu'établis après avoir minimisé l'équation 4.3 représentant la différence entre les tenseurs de contraintes mesuré et calculé.

Tableau 4-2 : Paramètres A à F représentant le tenseur aux frontières du modèle calibré sur les mesures à la profondeur de 1920 m.

Constantes	A	B	C	D	E	F
(-)	72.2	33.8	45.0	-1.5	-11.7	-14.9

Les paramètres A à F sont multipliés par la sollicitation unitaire correspondante. Le tenseur aux frontières ou in-situ est alors le suivant :

$$[\sigma_{ij}^{in-situ}]_f = A. [\sigma_{ij}^{xx}] + B. [\sigma_{ij}^{yy}] + C. [\sigma_{ij}^{zz}] + D. [\sigma_{ij}^{xy}] + E. [\sigma_{ij}^{xz}] + F. [\sigma_{ij}^{yz}] \quad (4.4)$$

$$[\sigma_{ij}^{in-situ}] = 72.2 * \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \text{ MPa} + \dots + -14.9 * \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \\ 0 & 1 & 0 \end{bmatrix} \text{ MPa}$$

On obtient le tenseur de contraintes pour la profondeur de 840 m de la même manière et est représenté par les paramètres A à F du tableau 4-3.

Tableau 4-3 : Paramètres A à F représentant le tenseur aux frontières du modèle calibré sur les mesures à la profondeur 840 m.

Constantes	A	B	C	D	E	F
MPa	42.1	34.2	15.8	-5.8	-4.8	6.8

Le tableau 4-4 résume les deux tenseurs de contraintes aux frontières obtenus par rétro-analyse numériques des mesures in-situ en tenant compte de la redistribution des contraintes due à l'hétérogénéité du milieu géologique.

Tableau 4-4 : Tenseur de contraintes agissant aux frontières du modèle tel que calculé par la méthode proposée par McKinnon.

	Contrainte (MPa)	
	840 m	1920 m
Normale Est-Ouest	42.1	72.2
Normale Nord-Sud	34.2	33.8
Vertical	15.8	45.0
Cisaillement nord-est Sud-Ouest	-5.8	-1.5
Cisaillement est-vertical Ouest-Verticale	-4.8	-11.7
Cisaillement nord-vertical Sud-Vertical	6.8	-14.9

Les contraintes principales aux frontières à la profondeur de 840 m :

La contrainte principale majeure :  $\sigma_1 = 47.03 \text{ MPa}$  ( $301^\circ, 14^\circ$ )

La contrainte principale intermédiaire :  $\sigma_2 = 31.85 \text{ MPa}$  ( $34^\circ, 11^\circ$ )

La contrainte principale mineure :  $\sigma_3 = 13.28 \text{ MPa}$  ( $160^\circ, 73^\circ$ )

Les contraintes principales aux frontières à la profondeur 1920 m :

La contrainte principale majeure :  $\sigma_1 = 76.86 \text{ MPa}$  ( $264^\circ, 23^\circ$ )

La contrainte principale intermédiaire :  $\sigma_2 = 51.94 \text{ MPa}$  ( $149^\circ, 45^\circ$ )

La contrainte principale mineure :  $\sigma_3 = 22.13 \text{ MPa}$  ( $12^\circ, 37^\circ$ )

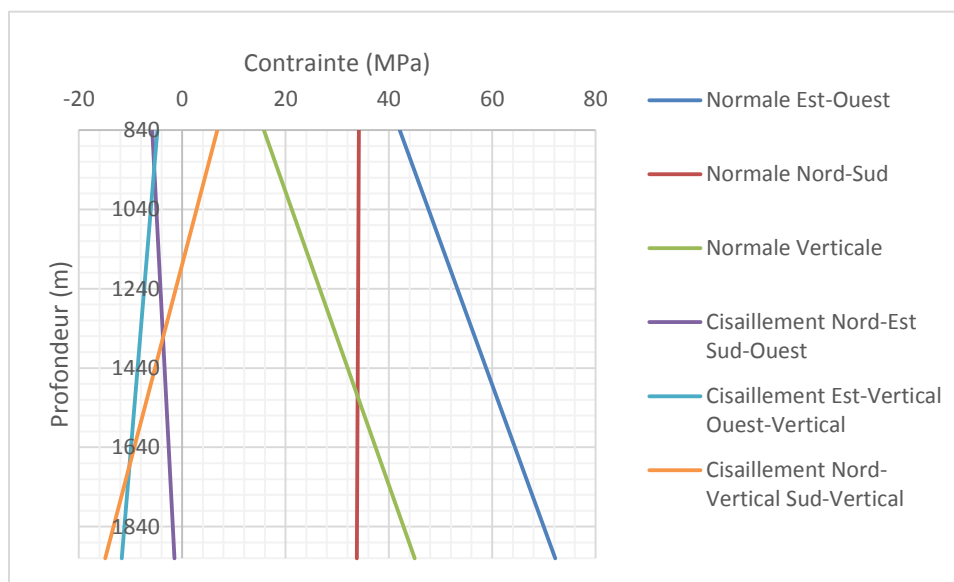


Figure 4-5 : Distribution des composantes du tenseur de contraintes aux frontières de la mine Westwood selon la profondeur telles qu'obtenues par rétro-analyse des valeurs mesurées.

Finalement, à partir des données du tableau 4-4, il est intéressant de noter que le gradient de la contrainte verticale  $(45 \text{ MPa} - 15.8 \text{ MPa}) / (1920 \text{ m} - 840 \text{ m})$  est de  $.02704 \text{ MPa/m}$ , qui correspond, en présence d'un chargement gravitaire, à un poids volumique de la roche de  $.02704 \text{ MN/m}^3$  qui est très près des valeurs usuelles avec une densité relative de 2.7. Sans que cela soit une preuve de la validité de l'approche utilisée, cet élément est un argument en faveur de son efficacité, à défaut de connaître le tenseur de contraintes réel.



### 4.3 La rétro analyse des mesures du tenseur de contraintes

La technique dérivée des travaux de McKinnon (2001) présentée à la section 3.1 a permis d'établir le tenseur de contraintes aux frontières de la mine Westwood à une profondeur de 840 et 1920 m. Dans la présente section, ces résultats seront comparés au tenseur de contraintes proposé par des modèles régionaux. De plus, une revue des tenseurs déjà mesurés dans les mines environnantes sera intégrée à l'analyse. Des quatre modèles régionaux, seulement deux seront présentés dans cette section : modèle proposé par (Corthésy et al., 1997) au tableau 4-5 et le modèle présenté par (Maloney et al., 2006) au tableau 4-6. Le modèle (Corthésy et al., 1997) fournit toutes les données utilisées pour l'établissement du modèle. De plus, ce modèle ne suppose aucun azimuth ou pendage préférentiel pour le tenseur des contraintes principales, contrairement aux modèles plus traditionnels qui supposent que la contrainte verticale est la contrainte principale mineure. Les mesures sur le terrain contredisent, pour la mine Westwood, cette hypothèse usuelle à ces modèles. Le modèle de (Corthésy et al., 1997) est limité à une profondeur de 1300 m. Au-delà de cette profondeur, un gradient de 1<sup>er</sup> ordre (une droite) a été établi à la profondeur 1200 m et extrapolé. Cette manœuvre a permis d'extrapoler les contraintes principales du modèle (Corthésy et al., 1997) à la profondeur 1920 m. Le modèle proposé par (Maloney et al., 2006) est le plus récent modèle actuellement disponible pour la région de l'Abitibi et du Nord-Est de l'Ontario. Ces auteurs présentent, à défaut du tenseur complet, la magnitude des contraintes principales des mesures utilisées. Ce modèle est limité à une profondeur de 1500 m. De même que pour le modèle de (Corthésy et al., 1997), une extrapolation linéaire est utilisée pour atteindre la profondeur de la seconde mesure.

Tableau 4-5 : Tenseur de contraintes régional présenté par (Corthésy et al., 1997) et le gradient proposé pour des profondeurs de plus de 1200 m. H est la profondeur.

Profondeur (m)	0-1200	1200-
Contrainte principale majeure (MPa)	$-2.36 e^{-5} * H^2 + 7.39 e^{-2} * H$	$34.03 + 1.72 * 10^{-2} * H$
Contrainte principale mineure (MPa)	$-5.65 e^{-6} * H^2 + 2.22 * e^2 * H$	$8.13 + 8.68 * 10^{-3} * H$
Contrainte verticale (MPa)	$4.8610 * 10^{-6} * H^2 + 0.015684 * H$	$-7.00 + 2.74 * 10^{-2} * H$

Tableau 4-6 : Tenseur de contraintes régional présenté par (Maloney et al., 2006) en fonction de la profondeur. H est la profondeur.

Profondeur (m)	0-300	300-600	600-1500
Contrainte principale majeure (MPa)	$5.768 + 0.071 * H$	$16.1 + 0.03856 * H$	$23.636 + 0.026 * H$
Contrainte principale mineure (MPa)	$0.034 * H$	$7.334 + 0.00955 * H$	$1.066 + 0.020 * H$
Contraintes verticale (MPa)	$0.034 * H$	$7.334 + 0.00955 * H$	$1.066 + 0.020 * H$

De plus, les résultats de la rétro-analyse seront comparés à six mines souterraines dans l'entourage de la mine Westwood dont quatre disposent de mesures de contraintes disponibles dans la littérature : l'ancienne mine Doyon, l'ancienne mine Bousquet 2, l'ancienne mine Dumagami et la mine Laronde actuellement en production.

Le tableau 4-7 présente le tenseur de contraintes principales tel que mesuré dans ces mines ainsi que les mesures, telles que mesurées et non corrigées, à la mine Westwood avant et après une rétro-analyse numérique.

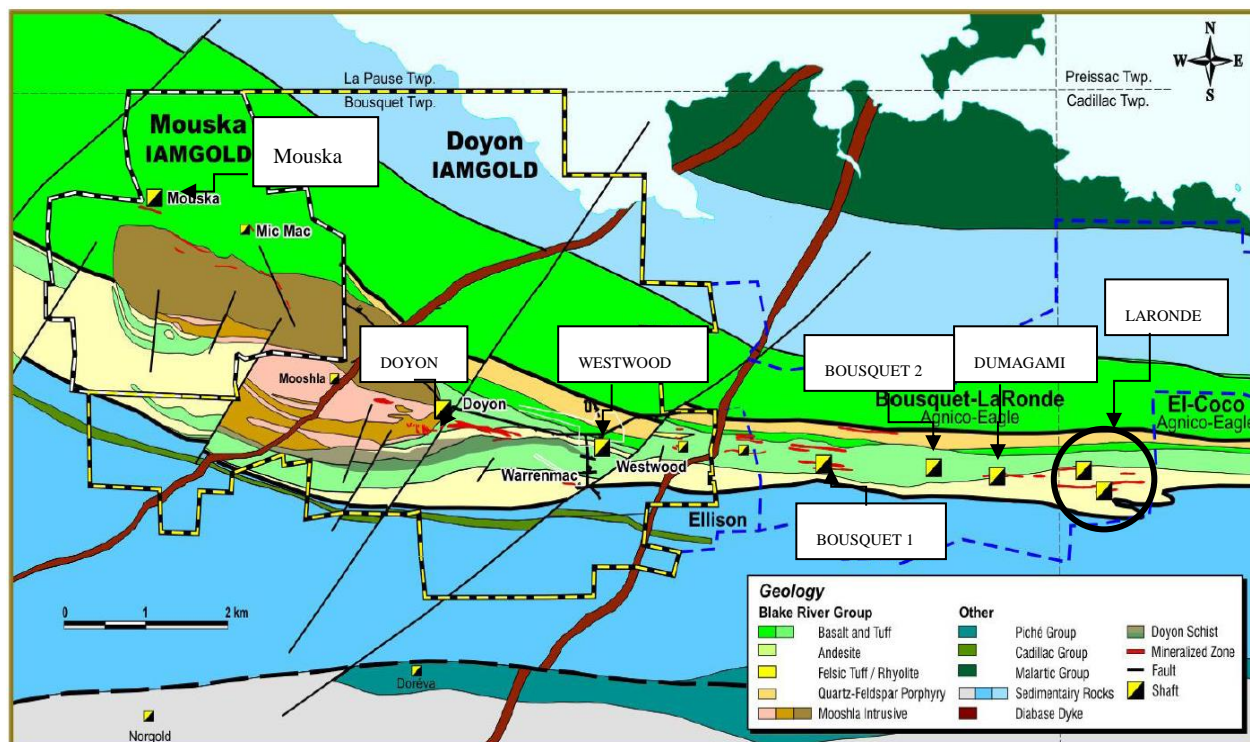


Figure 4-6: Mines dans le secteur de Westwood où le tenseur de contraintes a été mesuré.

Tableau 4-7 : Tenseurs de contraintes répertoriés pour les mines avoisinant la mine Westwood.

		$\sigma_1$			$\sigma_2$			$\sigma_3$			Contrainte Verticale
Mine	Profondeur	Magnitude	Azimet	Plongée	Magnitude	Azimet	Plongée	Magnitude	Azimet	Plongée	Magnitude
	m	MPa	°	°	MPa	°	°	MPa	°	°	MPa
BOUSQUET 2	190	14.3	34	6	7	303	12	4.8	152	76	5
BOUSQUET 2	190	19.1	35	0	14.4	125	11	7.2	303	79	7.4
BOUSQUET 2	190	16.7	45	0	10.8	135	0	6	135	90	6.2
Doyon	525	22.6	88	-12	6.53	14	53	3.19	169	34	6.17
Doyon	760	40.8	10	2	27.1	280	15	17.3	90	75	17.3
Doyon	760	40.5	44	18	36.6	314	3	21.9	213	72	21.9
Westwood non corrigé	840	25	3	5	14.5	273	9	4.6	122	79	5
Westwood calculé	840	47.0	301	14	31.9	34	11	13.3	160	73	15.8
DUMAGAMI	900	57.2	44	21	36.8	138	11	10.5	256	66	17.7
DUMAGAMI	900	51.8	46	0	35.8	136	3	19	300	86	19.1
DUMAGAMI	900	58	N/D		39	N/D		15	N/D		N/D
Westwood non corrigé	1920	88.72	270	19	56	153	53	25.7	11	30	51.7
Westwood calculé	1920	76.9	264	23	51.9	149	45	22.1	13	37	45
LARONDE	2150	81.2	16	3	52	151	85	45.6	286	3	52.1

### Comparaison des mesures régionales avec le tenseur de contraintes mesuré

Les figures 4-7 à 4-9 présentent les contraintes principales majeures et mineures ( $\sigma_1$  et  $\sigma_3$ ) ainsi que la contrainte verticale. De plus, les tenseurs de contraintes présentés au tableau 4-7 y sont inclus. Cet ajout permet de situer les valeurs calculées dans le présent mémoire à la mine Westwood au regard des tenseurs mesurés dans les mines voisines.

La contrainte principale majeure à la mine Westwood à une profondeur de 840 m, telle qu'établie par le modèle numérique, est de 47 MPa équivalente au 45 MPa calculée dans les deux modèles régionaux. Dans les figures 4-7 à 4-9, les droites pointillées sont des extrapolations linéaires au-delà des profondeurs recommandées par les auteurs quant à l'utilisation de leurs équations.

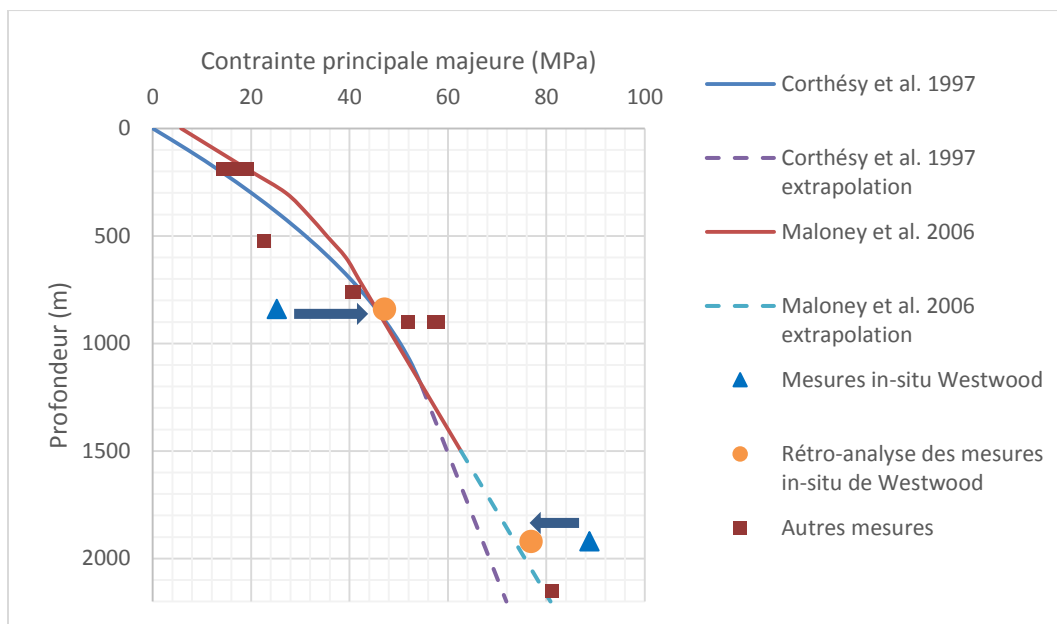


Figure 4-7 : Comparaison entre la contrainte principale majeure mesurée et obtenue par rétro-analyse et deux modèles régionaux disponibles.

Ce résultat semble confirmer l'efficacité de la méthodologie développée dans le présent mémoire. L'extrapolation linéaire nous indique que le modèle de (Maloney et al., 2006) est plus apte à prédire la contrainte principale à de plus grandes profondeurs notamment par la comparaison avec la mesure de la contrainte à la mine Laronde. De même que pour la 1<sup>ère</sup> mesure, la mesure à la profondeur 1920 m permet de déterminer le tenseur aux frontières avec une valeur de la contrainte principale majeure de 77 MPa pour le modèle numérique (~89 MPa mesuré) et 73.5 MPa pour le modèle de (Maloney et al., 2006).

De même que pour la contrainte principale majeure, la contrainte mineure est grandement influencée par l'hétérogénéité de la rigidité. La contrainte principale mineure à la profondeur de 840 m après la rétro-analyse est de 13.3 MPa comparativement à 14.7 MPa et 17.0 MPa pour les deux autres modèles.

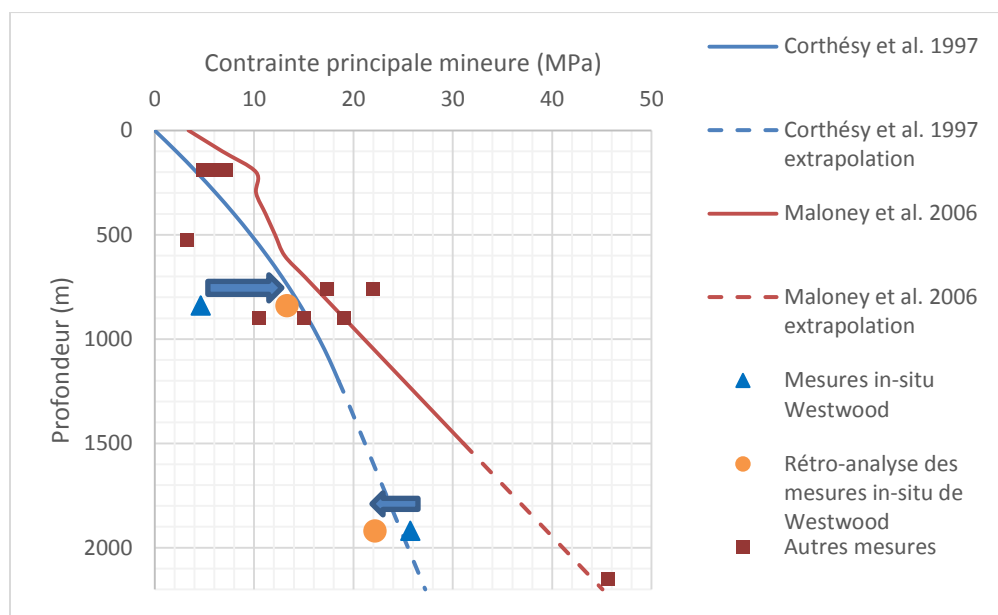


Figure 4-8 : Contraintes principales mineures des mesures régionales et deux modèles disponibles.

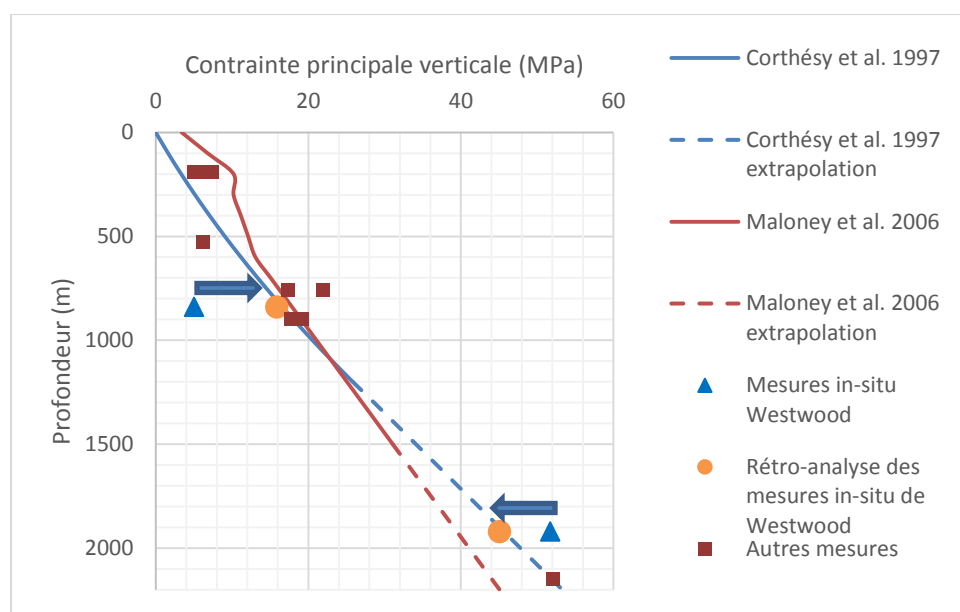


Figure 4-9 : Contrainte verticale des mesures régionales et les modèles disponibles.

La comparaison présentée aux figures 4-8 et 4-9 ainsi que les valeurs présentées au tableau 4-7 font ressortir la divergence de la contrainte principale mineure et la contrainte verticale. Cette distinction n'est étalée que pour le modèle Corthésy et al. (1997), le modèle (Maloney et al., 2006)

suppose ces deux contraintes égales. Le modèle Corthésy et al. (1997) estime que la contrainte verticale est la contrainte principale intermédiaire plutôt que la contrainte mineure pour de grandes profondeurs. Cette conclusion concorde avec les mesures obtenues dans le cadre de ce projet. Deux points sont disponibles pour de grandes profondeurs dans les environs de la mine Westwood : campagne de mesure à la profondeur 1920 m et la mesure de la mine Laronde à 2150 m. Le tenseur de contraintes mesurées à la mine Westwood ainsi que la rétro-analyse du tenseur indique que la contraintes principale mineure n'est pas verticale et correspondrait plutôt aux contraintes estimées par le modèle Corthésy et al. (1997)

### **Estimation du tenseur de contraintes à la mine Westwood**

L'analyse du modèle numérique utilisé pour effectuer la rétro-analyse des mesures indique que la distribution du tenseur de contraintes à la mine Westwood varie en fonction de deux éléments : la profondeur et la redistribution des contraintes due à l'hétérogénéité. Le tenseur établi dans ce mémoire aux frontières du modèle de la mine Westwood n'est en fonction que de la profondeur. Il est purgé de l'influence des unités géomécaniques sur sa grandeur et son orientation. Cette affirmation est validée par la comparaison avec le tenseur de contraintes mesurées dans les mines environnantes.

Néanmoins, ce tenseur tel que présenté à la figure 4-5 ne peut être utilisé directement pour établir un régime de contraintes agissant sur une excavation tel qu'un chantier isolé à la mine Westwood. En effet, le tenseur de contraintes recherché, par exemple pour un chantier situé à 1000 m de profondeur dans l'unité géomécanique U4 est influencé par la redistribution du tenseur de contraintes due à l'hétérogénéité et par la profondeur. Ce tenseur recherché ou local peut être établi par le modèle numérique tel qu'il a été fait dans ce présent chapitre et disponible à l'annexe B. L'application de ce tenseur à la profondeur désirée génère une distribution de contraintes en tout point qui tient compte de l'hétérogénéité de la déformabilité selon les paramètres introduit (module de Young à l'échelle du massif et le module de Poisson). Comme il a été démontré, le tenseur engendré sera plus grand dans les zones relativement « rigides » et plus faible dans les zones relativement « souples ».

## CHAPITRE 5      CALIBRATION D'UN MODÈLE DE PRÉDICTION DE LA CONVERGENCE DES PAROIS D'UNE GALERIE INSTRUMENTÉE

La zone de mesure de la convergence appelée zone 2.30 se situe respectivement à mi-chemin entre l'unité U3 et U5 dans l'unité U4 à environ 30 m de la frontière nord et sud de ces zones. Cette zone se situe à une profondeur d'environ 830 m. Un schiste à séricite est représenté sur la figure 5-1. La présence de ce schiste est un indicateur du potentiel de cisaillement à la mine Westwood.

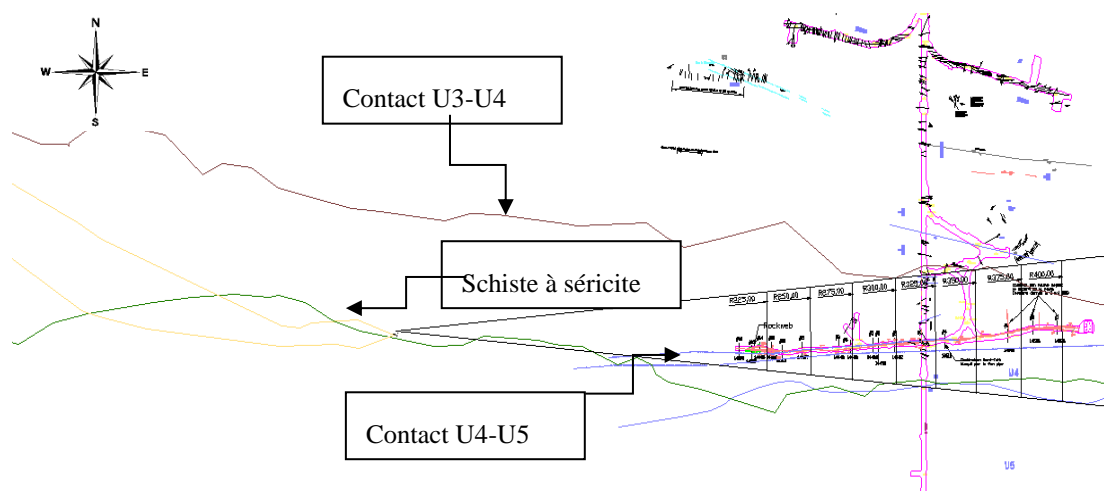


Figure 5-1 : Position des sections du schiste à séricite à l'Ouest des excavations de la galerie 2.30 à l'étude. Cette galerie est sous l'effet d'un terrain poussant.

La galerie développée pour permettre le forage des chantiers test s'étend sur une longueur de 200 m dans un axe Est-Ouest plus ou moins parallèle à la schistosité. Une dégradation de la cote géomécanique du massif rocheux vers l'Ouest est observée sur le terrain. Cette dégradation est imputée à l'augmentation de la présence de séricite. Falmagne (2009) et (Martel, communication personnelle, 2015) notent que ce schiste à séricite a une cote  $RMR_{76} < 30$ . La foliation est généralement inclinée à  $65^\circ$  vers le Sud dans ce secteur.

### **Orientation de la galerie par rapport à la schistosité**

L'orientation ( $\psi$ ) de la galerie se situe dans la direction Est-Ouest, ce qui implique qu'elle est parallèle à la schistosité (et à la minéralisation). Seule la section de mesure #10 est située dans une orientation différente.

*Section 10 :  $40^\circ < \psi < 90^\circ$*

*Autre sections :  $0^\circ < \psi < 25^\circ$*

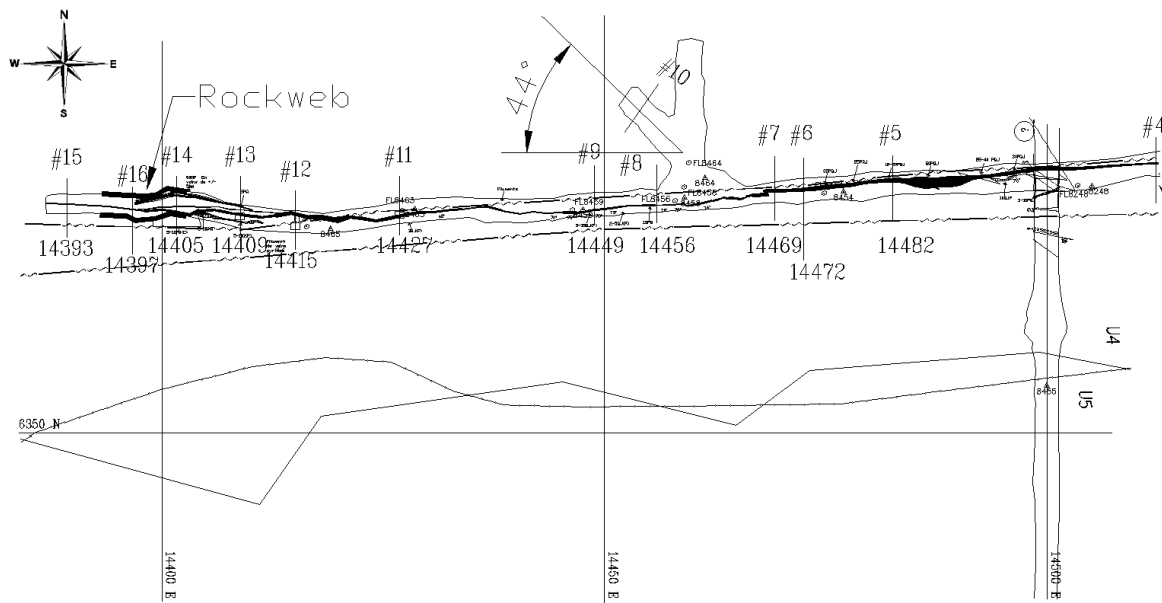


Figure 5-2 : Orientation des excavations selon la direction de la foliation (Est-Ouest) parallèle à l'excavation principale (Armatys et Berson, 2009).

## 5.1 Calibration d'une loi de puissance de la convergence de la galerie

### 2.30

Les mesures des plaques de convergence ont été compilées dans un fichier Excel (Frénette et Armatys, 2009). Quatre séries de mesures sont répertoriées dans le document :

- La distance du mur nord (éponge inférieure) vers le mur sud (éponge supérieure) ;
- La distance du mur Sud vers le mur Nord ;
- La distance du mur nord vers le toit ;
- La distance du mur sud vers le toit.



### Convergence mesurée d'une section – exemple de calcul

L'exemple de la section #2 sera utilisé pour le calcul de la convergence. Le tableau 5-1 est le tableau tronqué des mesures de convergence. La 1<sup>ère</sup> mesure a été effectuée le 8 janvier 2009 et la dernière le 3 mai 2009, soit 115 jours plus tard.

Tableau 5-1 : Mesures des distances compilées pour la section #2. Distance en m.

Section	easting	Distance (m)	8 janvier 2009	...	3 mai 2009
2	14578	Sud --> Toit	2	...	2.006
		Sud --> Nord	3.302	...	3.277
		Nord --> Toit	2.15	...	2.136
		Nord --> Sud	3.302	...	3.281

L'observation de la convergence par l'équipe technique de la mine Westwood indique que le mouvement maximale ou critique est perpendiculaire à la schistosité dans l'éponte inférieure. Les mesures entre les plaques de convergence Nord-Sud sont jugées critiques et seront étudiées dans la présente section.

Ci-dessous un exemple de calcul de la convergence relatif entre les murs nord et sud dans la section #2 :

$$Convergence\ relative_f (\%) = \frac{\Delta longueur_f}{longueur_{initiale}} \quad (5.1)$$

$$distance_f(nord - sud)_{moyenne} = \frac{3.277 + 3.281}{2} = 3.279\ m$$

$$distance_i(nord - sud)_{moyenne} = \frac{3.302 + 3.302}{2} = 3.302\ m$$

$$Convergence\ relative_f (\%) = \frac{(distance_f(nord - sud)_{moyenne} - distance_i(nord - sud)_{moyenne})}{distance_i(nord - sud)_{moyenne}}$$

$$Convergence\ relative_f (\%) = \frac{(3.279 - 3.302)}{3.302}$$

$$|Convergence\ relative_f (\%)| = 0.69\%$$

Après 115 jours, les parois de l'éponte inférieure et supérieure ont convergé de 0.69%. Cette section est donc considérée non convergente (déformation enregistrée < 1%).

Cette démarche est appliquée aux sections #1 à #13 excluant la section #10. Les courbes sont disponibles à l'annexe G.

### Calage d'une loi de puissance – exemple d'application de l'équation de Sulem (1983)

L'équation développée par Sulem (1983) permet de calibrer les paramètres d'une loi de puissance d'une section de galerie présentant un comportement de convergence différée. Cette convergence différée est la conséquence de l'avancée du front de taille et de l'effet du temps. Tel qu'indiqué, l'effet de l'avancée du front de taille est négligé à cause de l'absence de donnée et l'équation 3.11 se simplifie à l'équation 3.11.

La section de mesure #9 est celle qui a démontré la plus grande convergence durant la période de mesure. L'équipe technique de Westwood a recueilli approximativement une mesure par semaine et la dernière mesure fut recueillie le 27 juillet 2009, c.-à-d. après 179 jours.

Le calage de l'équation 3.11 est effectué avec le logiciel Excel avec le module *Solver*. Ce module permet de déduire les paramètres  $C_{\infty}$ ,  $T$ ,  $m$  et  $n$ . Une solution unique est obtenue en minimisant la somme  $\gamma$  de l'équation 5.2. Les résultats pour la section #9 sont présentés au tableau 5-2. À l'équation 3.11, le paramètre  $C(t)$  représente la convergence,  $C_{\infty}$  est la convergence instantanée,  $t$  est le temps et  $m$ ,  $n$  et  $T$  sont des paramètres de calibration.

$$\gamma = \sum (C(t)_{prédite} - C(t)_{mesurée})^2 \quad (5.2)$$

Tableau 5-2 : Paramètre de l'équation 3.11 caler sur les mesures de la section #9.

Section	Durée de la mesure	Paramètre de la loi simplifiée de (Sulem, 1983)			
		$C_{\infty}$	$n$	$m$	$T$
9	179	2.87E-02	0.26	22.52	16.35

La figure 5-3 présente le pourcentage de fermeture (déplacement relatif \*100/ portée initiale) de la galerie à la section #9. La convergence mesurée sur le terrain après 179 jours d'ouverture est de 33.2 cm sur une portée initiale de 2.92 m. Cette ouverture correspond à une convergence relative

de 11.4% de la galerie. L'équation 3.11 prévoit que la convergence après 1 an serait de 39.3 cm (13.4%) et de 48.9 cm (16.6%) après 5 ans.

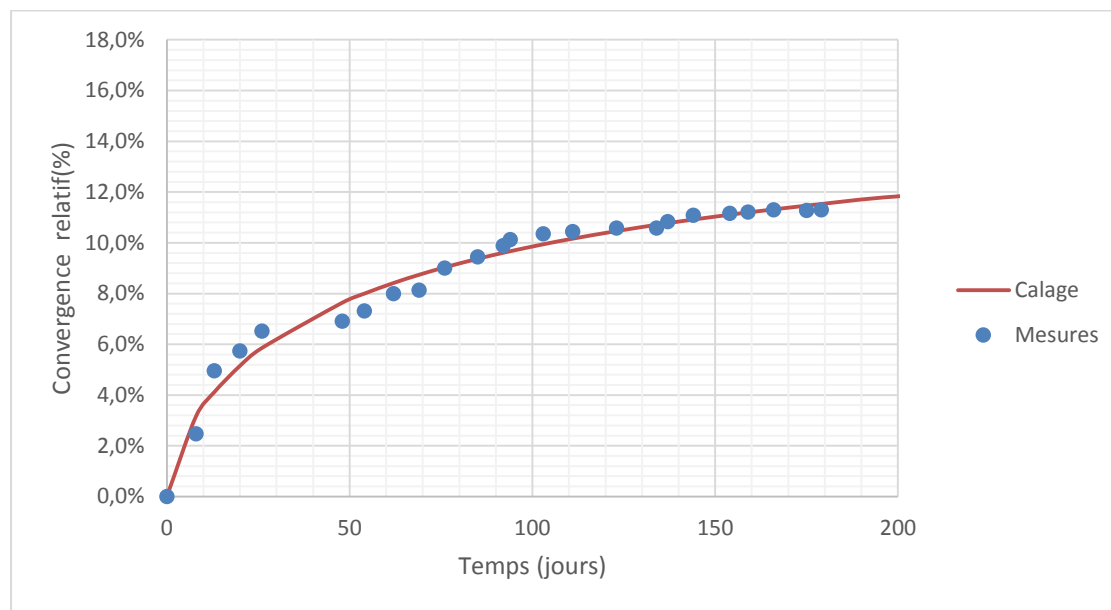


Figure 5-3: Calage de l'équation 3.11 sur la convergence de la section #9 entre les épontes inférieures et supérieures.

Le calage des autres sections analysées est disponible à l'annexe G

### Analyse des sections sous l'effet du terrain poussant

L'évolution dans le temps de la distance entre les parois sur plusieurs sections a été mesurée dans le but d'établir la convergence dans le temps de la zone 2.30. Les sections reprises aux figures 5-5 à 5-7 sont celles qui démontrent une convergence d'au moins 1 %. De plus, ces convergences sont établies entre l'éponte inférieure et l'éponte supérieure des excavations souterraines. Bien que le toit montre une convergence, elle n'est cependant pas critique pour l'excavation. Aucun endommagement du support ou une convergence excessive n'est observé. La classification des catégories de convergence (pas de convergence à convergence extrême) est reprise du tableau 2-3 établi par Mercier-Langevin et Hadjigeorgiou (2011) et concorde avec celle de Hoek et Marinos (2000). Les sections ont été recoupées uniquement par niveau de convergence. Comme il sera démontré dans ce mémoire, la convergence d'un groupe de sections peut être prédite par l'assignation d'une cote géomécanique (GSI) qui permet de prédire cette convergence. Il convient de rappeler ici que l'équation 3.11 utilisée pour la prédiction à long terme de la

convergence est une version simplifiée. L'avance du front de taille n'est pas intégrée au calage ce qui a une incidence sur la courbe et la prédiction de cette convergence par la loi de puissance au-delà des mesures obtenues doit être considérée avec prudence. De plus, une variation dans la géométrie de chaque section est présente, notamment due à une variation dans le sautage tel que montré à la figure 5-4. Une variation de la forme et des dimensions existe entre les sections de mesure #11, #12 et #13. Néanmoins, on juge que ces sections présentent une convergence similaire et elles sont regroupées pour les besoins d'analyse.

### SECTION COMPARATIVE REGARD OUEST

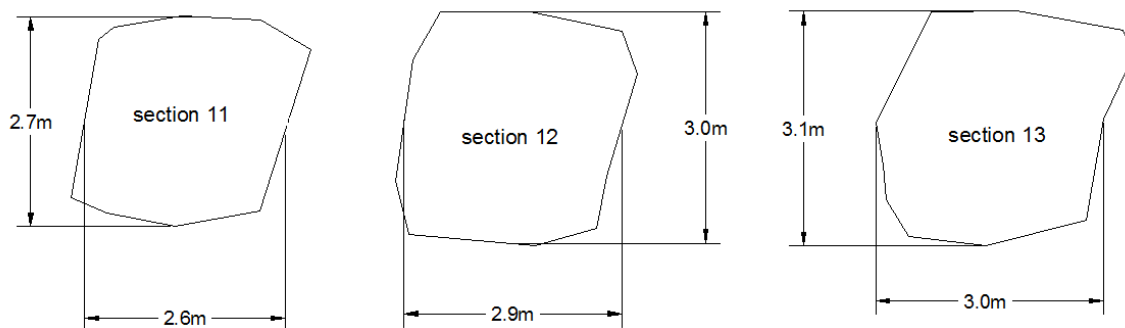


Figure 5-4 : Géométrie des sections #11, #12 et #13.

La figure 5-5 montre le calage pour les sections de mesure #3, #4, #5 et #6. Ces sections sont regroupées parce qu'elles présentent une convergence relative à long terme similaire. On prédit une convergence sévère à long terme de ces galeries. La section #6 est choisie comme représentative de ce groupe de section pour le modèle numérique. Il est à noter qu'un changement du devis de support entre les sections mesurées #3 et #4 et les sections #5 et #6 semble démontrer que ce changement n'a aucune incidence notable sur la convergence. Le changement du support dans les murs d'un boulon à friction à tube fendu vers un boulon à friction gonflable n'a eu aucun effet sur la convergence. Voir l'annexe C pour les détails du support utilisé.

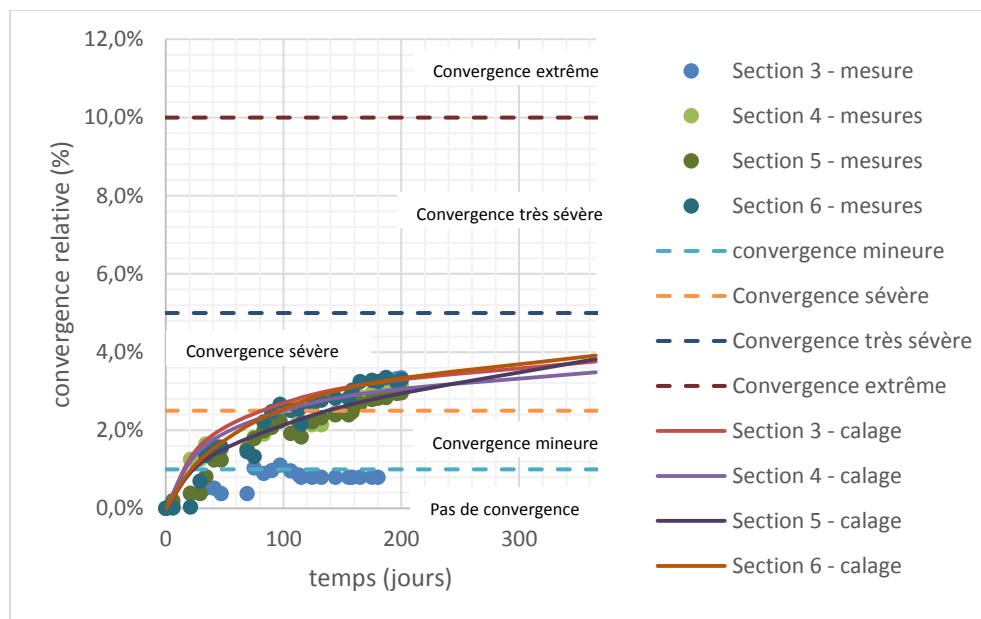


Figure 5-5 : Calage d'une loi de puissance sur les sections convergentes #3, #4, #5 et #6.

La figure 5-6 présente le calage pour les sections #8 et #9. Ces sections sont regroupées ensemble parce qu'elles présentent une convergence relative à long terme similaire. On prédit une convergence de très sévère à extrême, à long terme de ces sections. La convergence élevée de la section #9 serait notamment due à la proximité d'une excavation. C'est pourquoi la section 8 est choisie comme représentative de ce groupe. Armatys, communication personnelle, 2015 indique que les sections #8 et #9 ont subi une réhabilitation suite à la grande convergence des parois et à la rupture du support.

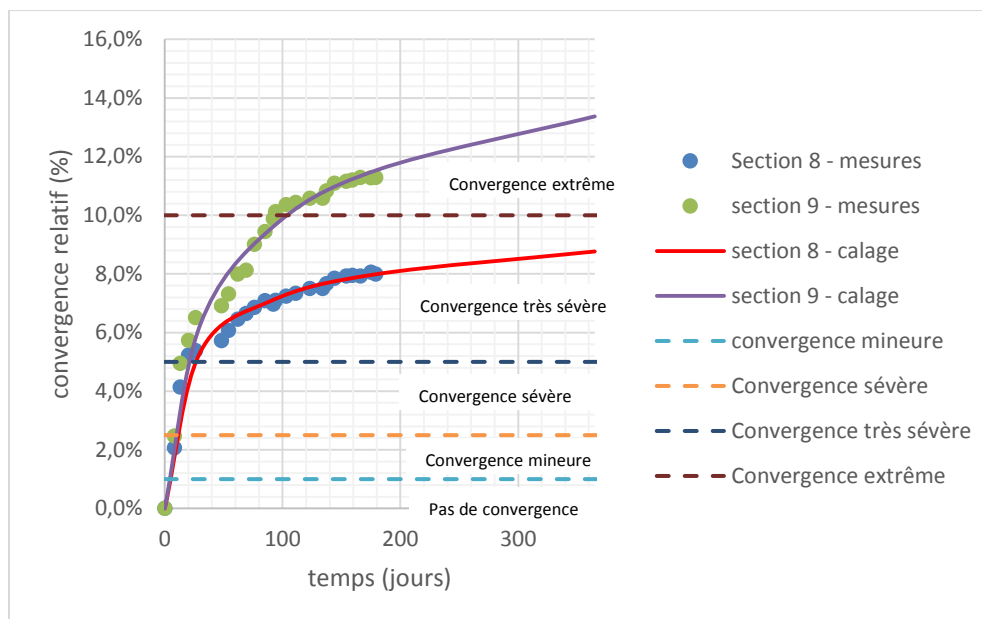


Figure 5-6 : Calage d'une loi de puissance sur les sections convergentes #8 et #9.

La figure 5-7 présente le calage pour les sections #11, #12 et #13. Ces sections sont regroupées ensemble parce qu'elles présentent une convergence relative à long terme similaire. On prédit une convergence de sévère à très sévère de ces galeries. La section #11 est choisie comme représentative de ce groupe de section.

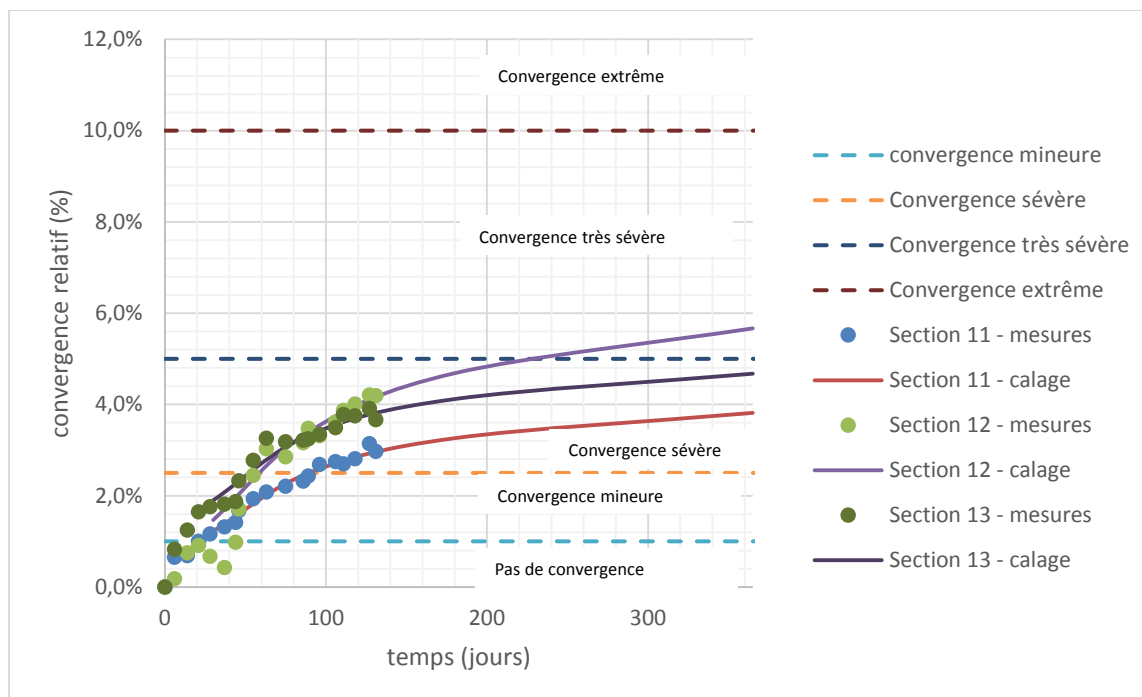


Figure 5-7 : Calage d'une loi de puissance sur les sections convergentes #11, #12, #13.

Les photographies de la figure 5-8 montrent le mouvement observé dans l'éponte inférieure de l'excavation. Armatys et Berson (2009) rapportent que le mouvement observé est un glissement et une rotation des plans de foliation. Pour fin de comparaison, la figure 5-9 est la convergence observée à la mine Laronde, situé dans le camp minier DBL, similaire à la mine Westwood. Cette figure a été un cas extrême de la convergence que peut subir une excavation dont le mouvement est contrôlé par la foliation.

La similitude du comportement et mécanisme de rupture porte à croire que l'ampleur de ce mouvement sera similaire à Westwood si une portée (diamètre) de l'excavation équivalente est excavée.



Figure 5-8 : Glissement et rotation des plans de schistosité à l'éponte inférieure à la mine Westwood dans un terrain poussant (Armatys et Berson, 2009).



Figure 5-9: Exemple de flambage et de rotation majeurs de la foliation d'une excavation à la mine Laronde sous l'effet d'un terrain poussant (Potvin et Hadjigeorgiou, 2008).

Dans chacun des cas présentés aux figures 5-8 et 5-9, le mouvement critique est perpendiculaire à la famille critique de joint. Une des principes avancés dans cette analyse est que l'échelle de convergence (convergence mineure, sévère, etc...) est liée aux propriétés mécaniques initiales du massif rocheux. Cette hypothèse sera incluse sous forme d'une cote géomécanique. En effet, l'équipe technique de Westwood nous indique que la cote  $RMR_{76}$  varie entre 30 et 50. La cote géomécanique sera assignée selon le degré de convergence des sections. À noter que la zone 2.30 est interdite d'accès à cause de la convergence. Par conséquent, une confirmation des cotes géomécaniques n'est pas possible et serait difficile à établir en raison de la dégradation du massif rocheux.



## 5.2 Modélisation numérique de la convergence due à la rupture différée du massif rocheux

Trois sections représentatives de la convergence de la galerie 2.30 sont choisies pour la modélisation numérique due à la rupture différée. Les sections #6, #8 et #11 présentées à la figure 5-10 exhibent un taux de déformation représentatif de chaque groupe.

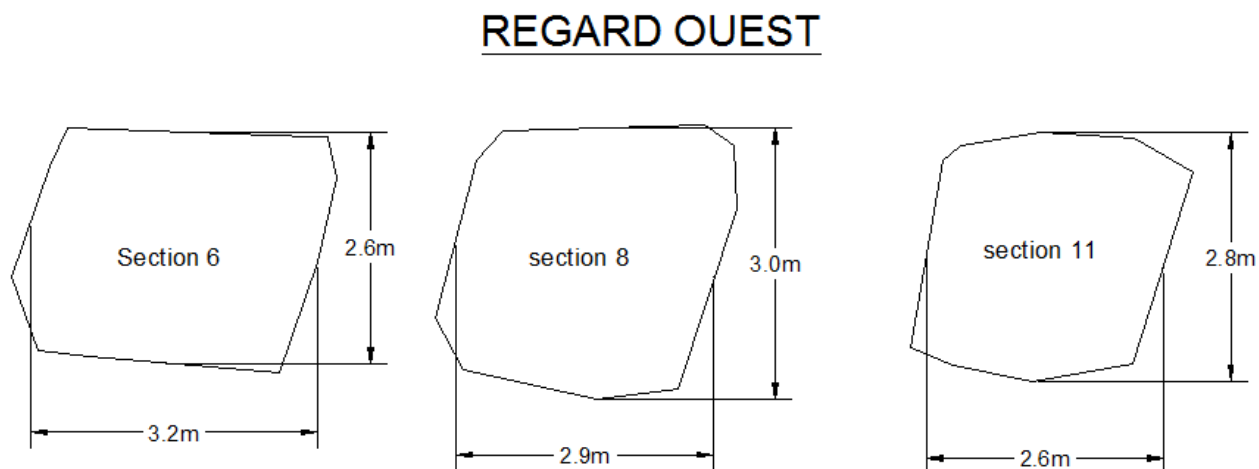


Figure 5-10 : Sections représentative de la convergence observée de la galerie 2.30.

L'approche choisie de la modélisation numérique de la convergence dans le temps par écrouissage négatif repose sur la rupture différée du massif rocheux. Tel qu'établie dans le chapitre 3.2, cette rupture différée est due à une perte de cohésion. Un modèle parfaitement élastoplastique avec critère de rupture de Mohr-Coulomb et *Ubiquitous Joints* pour intégrer l'anisotropie de résistance est choisi. Les propriétés géomécaniques pour ce secteur sont établies au tableau 3-13 pour des cotes GSI de 30 à 40.

### Établir le régime de contraintes agissant dans la galerie 2.30

Le modèle de la distribution des contraintes élaboré au chapitre 4 est utilisé pour établir le régime de contraintes agissant dans la galerie 2.30. Le  $RMR_{76}$  imputé à cette zone varie de 30 à 50 (Martel, communication personnelle, 2015). Une valeur de 40 est jugée représentative du secteur analysé. Les paramètres de déformabilité du massif rocheux sont obtenus des propriétés du tableau 3-6 et de l'équation 3.12. Les cotes géomécaniques, outre celle assignée pour la zone U4, sont repris du tableau 3-10.

Voici la procédure appliquée pour établir ce régime de contraintes :

- a) Appliquer le tenseur de contraintes décomposé au modèle numérique 3D de la mine Westwood. Ce tenseur est le suivant :

Tableau 5-3 : Tenseur de contraintes décomposé aux frontières du modèle numérique de la mine Westwood.

Décomposition des contraintes (MPa)					
Compression			Cisaillement		
Est	Nord	Verticale	Nord-Est	Est-Verticale	Nord-Verticale
42.1	34.2	15.8	-5.8	-4.8	6.8

- b) Établir, grâce aux résultats du modèle numérique, le tenseur de contraintes agissant dans la zone 2.30.
- c) Dédire l'intensité et l'orientation des contraintes principales. Les résultats sont présentés aux tableaux 5-4 et 5-5 ;

Tableau 5-4: Tenseur de contraintes calculé dans la zone minéralisé 2.30.

Contrainte	Magnitude	Azimut	Plongée
	MPa	°	°
$\sigma_3$	5.60	161	84
$\sigma_2$	14.21	268	2
$\sigma_1$	29.71	359	6

Tableau 5-5 : Tenseur de contraintes dans la zone minéralisée 2.30 simplifié.

Contrainte	Magnitude	Azimut	Plongée
	MPa	°	°
$\sigma_3$	5.60	0	90
$\sigma_2$	14.2	270	0
$\sigma_1$	29.7	0	0

### La cote géomécanique – étude de sensibilité

L'équipe technique de la mine Westwood indique que la cote géomécanique  $RMR_{76}$  varie de 30 à 50 dans la galerie 2.30. Les sections #1 et #2, situées à l'Est de l'accès de la galerie 2.30, présentées à l'annexe G, ont une convergence de  $\leq 1\%$  pour la période analysée. La cote  $RMR_{76}$  de ces sections

est estimée à 50. Les sections exhibant une convergence significative se situent à l'Ouest de l'accès de la galerie 2.30 et on estime que la cote  $RMR_{76}$  varie de 30 à 40 selon la section.

La section #6 est choisie pour évaluer l'influence de ce paramètre sur la convergence prédite par la modélisation numérique. La figure 5-11 présente les résultats de la modélisation numérique de la section #6 pour trois paramètres du  $RMR'_{76}$  : 30, 35 et 40. De même que pour la section analysée #8 des figures 5-13 et 5-14, Le modèle est construit sur le logiciel FLAC2D avec les paramètres présentés au tableau 3-14 pour chacune des cotes géomécaniques (30, 35 et 40). Telle que déjà établie, une réduction aux cohésions du modèle *Ubiquitous Joints* est assignée jusqu'à atteindre 40% des valeurs initiales. On en conclue que la capacité du modèle numérique à prédire la convergence dépend de la cote géomécanique assignée. En effet, une cote de 30 prédit une convergence de sévère à très sévère de la section #6. Réciproquement, la convergence prédite est uniquement mineure avec une cote géomécanique de 40.

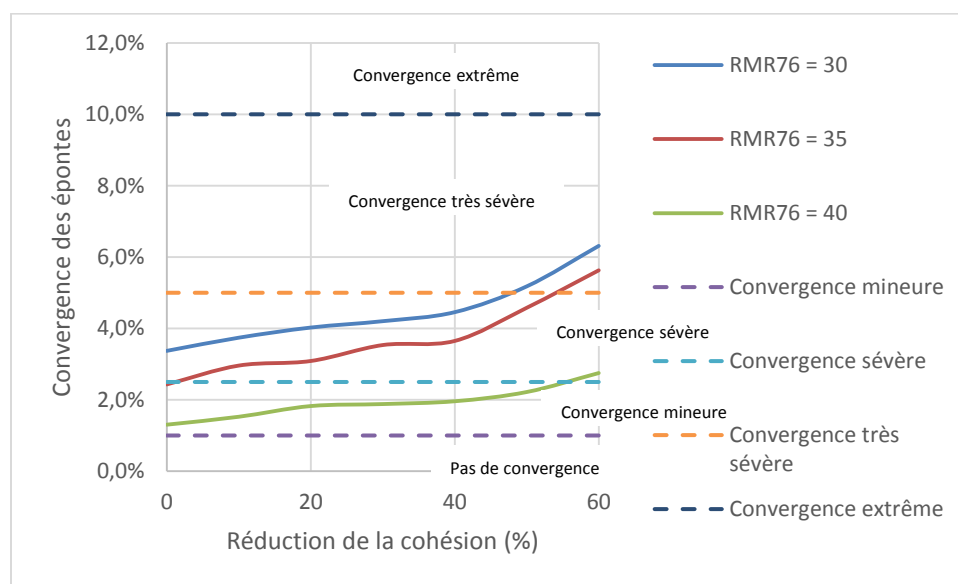


Figure 5-11 : Convergence des épontes de la section #6 en fonction de la réduction de la cohésion et de la cote géomécanique.

### Analyse du mode de rupture – section #8

La section #8 est la section qui converge le plus après la section #9 avec une fermeture de 24 cm après 180 jours d'ouverture. Armatys, communication personnelle, (2015) indique que le support de terrain n'a pas résisté aux déformations et une réhabilitation a été nécessaire dans cette section.

Cette déformation correspond à une convergence très sévère. De l'analyse de la figure 5-11, une cote  $RMR_{76}$  de 30 prédit ce niveau de convergence. C'est donc cette cote qui est assignée à la section #8 même si cette figure est obtenue sur la section #6. Outre les propriétés géomécaniques déjà indiquées pour cette cote au tableau 3-13, l'angle de pendage de la foliation est présumé parallèle à l'éponte supérieure telle qu'arpentée et cet angle est fixé à  $75^\circ$  vers le sud.

Le mode de rupture affiché au tableau 5-6 regroupe les symboles utilisés par le logiciel FLAC2D pour indiquer la rupture *plasticity no past*. Ce mode d'affichage indique les éléments du modèle numérique encore à l'état de rupture lors de la fin du calcul numérique. Néanmoins, FLAC2D n'affiche que l'un des types de rupture à la fois. Il se pourrait que le critère de rupture soit atteint pour le massif rocheux et la foliation.

Tableau 5-6 : Code de couleur pour les modes de ruptures dans le logiciel FLAC2D avec affichage *plasticity no past*.

Symbole	Type de rupture
Étoile orange	Rupture en cisaillement du massif rocheux
Cercle magenta	Rupture en tension du massif rocheux
« V » inversé mauve	Glissement sur le joint
« V » turquoise	Rupture en tension du joint

Aucune donnée de terrain disponible ne nous permet d'évaluer l'endommagement dans le massif dû à ce déplacement. Néanmoins, l'analogie avec les résultats de Karampinos et al. (2015) de la modélisation numérique de la mine Lapa démontrant le même mécanisme de rupture lié à la convergence dans le temps que la mine Westwood peut être faite. La rupture par flambage des dalles formées par les joints, telle qu'elle apparaît à la figure 5-12 est généralement de forme triangulaire et perpendiculaire à la schistosité (Aydan et al., 1996). Même si l'analyse nous indique que les terrains poussants sont dus à une combinaison du flambage et du cisaillement, ce cône de convergence est adéquat à l'analyse de la section #8.

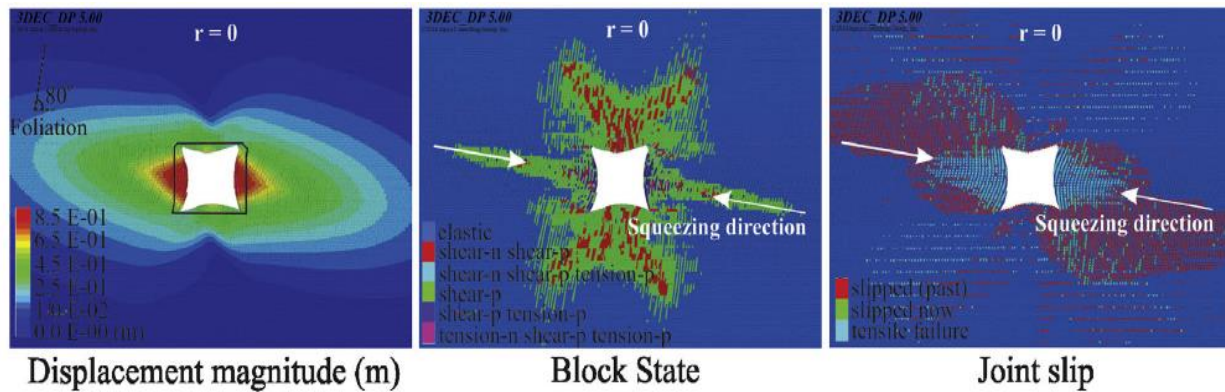


Figure 5-12 : Modélisation numérique du terrain poussant par le logiciel 3DEC (Karampinos et al., 2015).

En effet, tel que l'on voit sur la figure 5-14, ce cône correspond aux zones en rupture de cisaillement dans la foliation. La figure 5-14 de droite (b) présente le déplacement horizontal des épontes. Le seuil de déplacement mesuré varie de 4.4 à 4.8 cm à la périphérie de ce cône et correspond à la zone en rupture de cisaillement de la foliation (figure 5-14a). Pour une analyse simplifiée de la convergence de la section #8, l'isocontour du déplacement horizontal de 5.0 cm tel que fourni dans les résultats par FLAC2D est utilisé. Quoique cette approche semble arbitraire et sujette à débat, elle permet néanmoins d'évaluer de façon pragmatique la profondeur dans le massif rocheux qui semble contribuer à la convergence observée à la surface de l'excavation.

À noter que le logiciel FLAC2D ne permet pas l'affichage du déplacement total, mais uniquement la composante horizontale ou verticale à la fois. Le mouvement perpendiculaire à la schistosité est quasi-horizontal et l'analyse de la composante horizontale, à elle seule, est jugée suffisante pour les besoins de ce modèle. Cette déduction est confirmée par l'analyse des vecteurs de déplacement telle qu'affichée dans FLAC2D qui illustre une composante importante du déplacement horizontal.

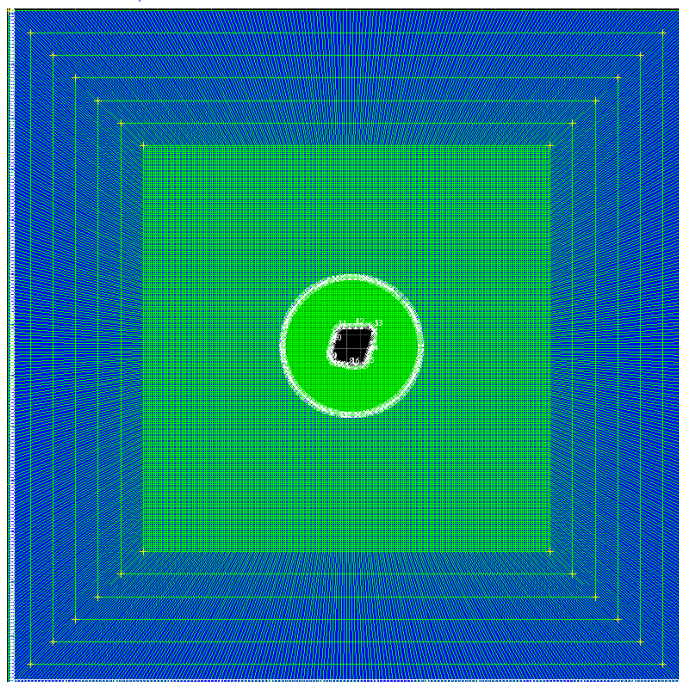


Figure 5-13 : Frontières typiques du modèle numérique FLAC2D utilisé pour la modélisation numérique d'une galerie sous convergence.

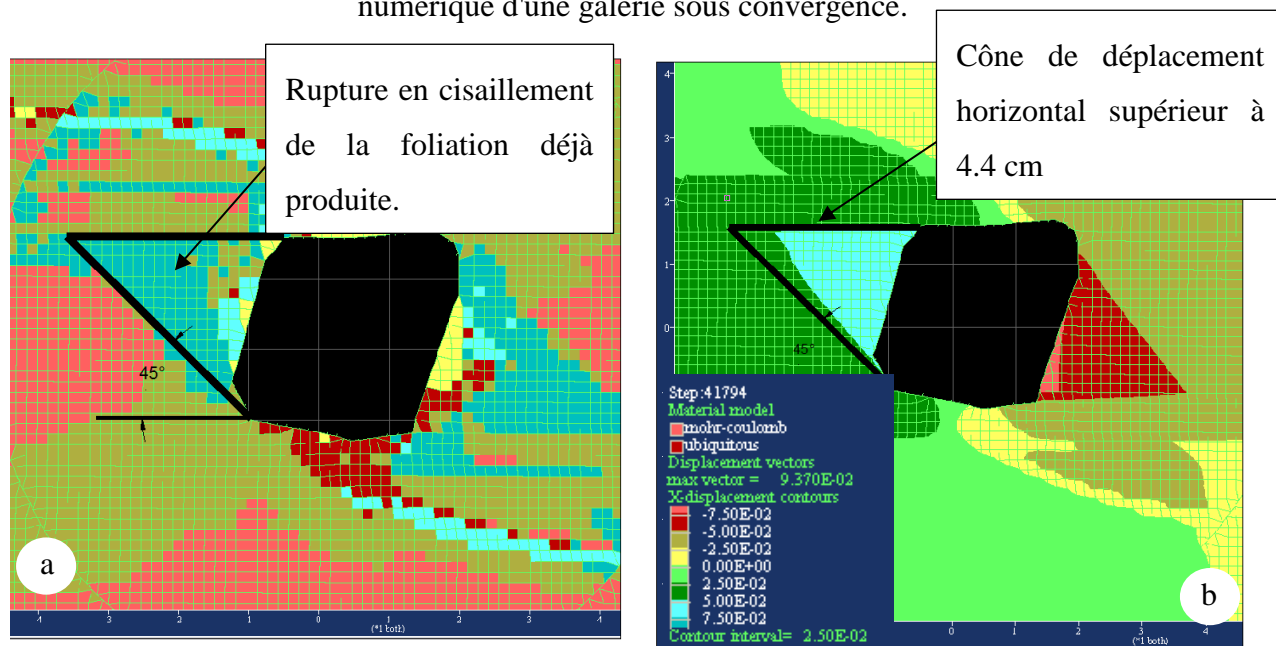


Figure 5-14 : La figure de gauche (a) est la rupture en cisaillement de la foliation déjà produite. La figure de droite (b) est le déplacement horizontal. Modèle de la section #8 avec une réduction de 10% de la cohésion du massif et de la foliation.

La figure 5-15 représentent le modèle de la section #8 sans dégradation différée. Le déplacement horizontal est affiché.

Le toit est en rupture de tension à la périphérie de l'excavation et atteint une rupture en cisaillement de 0.9 m de profondeur.

L'éponte inférieure (EI) indique plusieurs ruptures en tension dans le massif rocheux. Le cône de déplacement horizontal critique se limite à une profondeur 0.74 m et est circonscrit en haut de cette éponte. Le déplacement de surface au centre de cette éponte est de 5.9 cm.

L'éponte supérieure (ES) n'indique que quelques ruptures isolées en tension à la périphérie du modèle. Le cône de déplacement horizontal critique se limite à une profondeur 0.72 m et est circonscrit en haut de cette éponte. Le déplacement de surface au centre de cette éponte est de 5.9 cm.

La convergence relative se calcule comme suit pour une portée entre les épones de 3.02 m :

$$\text{Convergence relative (\%)} = \frac{\text{Déplacement horizontale}_{ES} + \text{Déplacement horizontale}_{EI}}{\text{portée}}$$

$$\text{Convergence relative (\%)} = \frac{0.059 + 0.068}{3.02} = 4.20\%$$

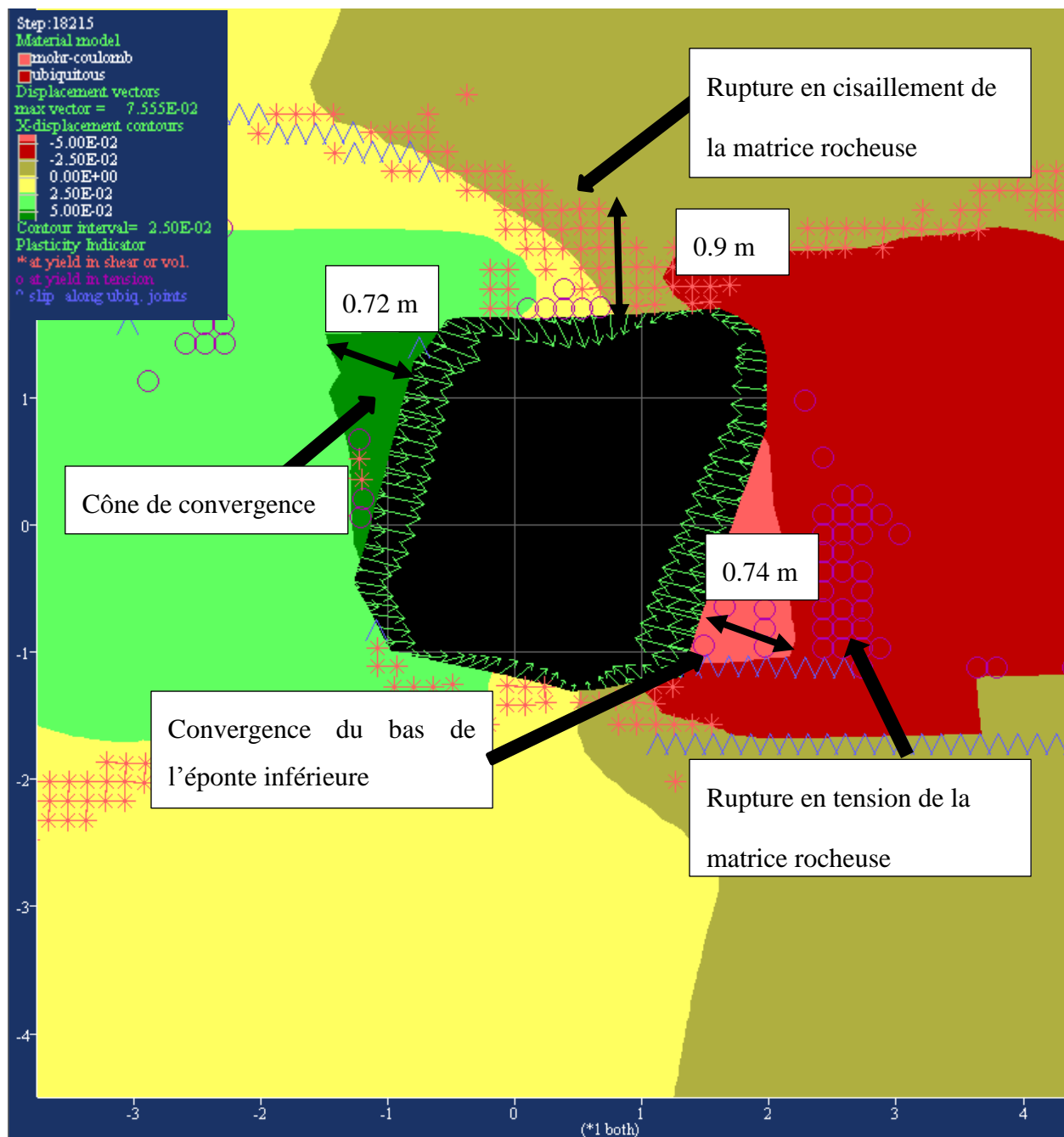


Figure 5-15 : Modèle de la section #8. Aucune réduction de la cohésion de la matrice rocheuse et de la schistosité. *Plasticity no past*.

La figure 5-17 représente l'état de rupture de la section #8 avec une réduction de 10% de la cohésion du massif rocheux et de la schistosité. Le toit montre une rupture en tension et en cisaillement du massif rocheux pour une profondeur semblable à l'analyse précédente.



Le toit est en rupture de tension et cisaillement de la matrice rocheuse et de la foliation. Cette zone de rupture atteint 1.25 m de profondeur du côté sud du toit.

L'éponte inférieure (EI) est en rupture de tension jusqu'à une profondeur de 1.0 m. Le cône de déplacement horizontal critique atteint une profondeur de 2.2 m. Le déplacement de surface au centre de cette éponte est de 7.01 cm.

L'éponte supérieure (ES) est en rupture de cisaillement de la schistosité jusqu'à une profondeur de 0.47 m. Le cône de déplacement horizontal critique atteint une profondeur de 2.0 m. Le déplacement de surface au centre de cette éponte est de 8.10 cm.

La convergence relative est de 5.0%.

On distingue une divergence dans la profondeur et le type de rupture entre l'éponte inférieure et supérieure. Les photographies de la section #9, adjacente à la section #8, affichent ces deux modes de rupture. La photographie de gauche représentant l'éponte inférieure indique un mouvement de flambage de la paroi. Ce mouvement est assimilé à une rupture en tension du massif dans le modèle numérique. La photographie de droite, représentant l'éponte supérieure est caractérisée par un mouvement de glissement et de convergence de toute la paroi qu'on associe ici au cisaillement.

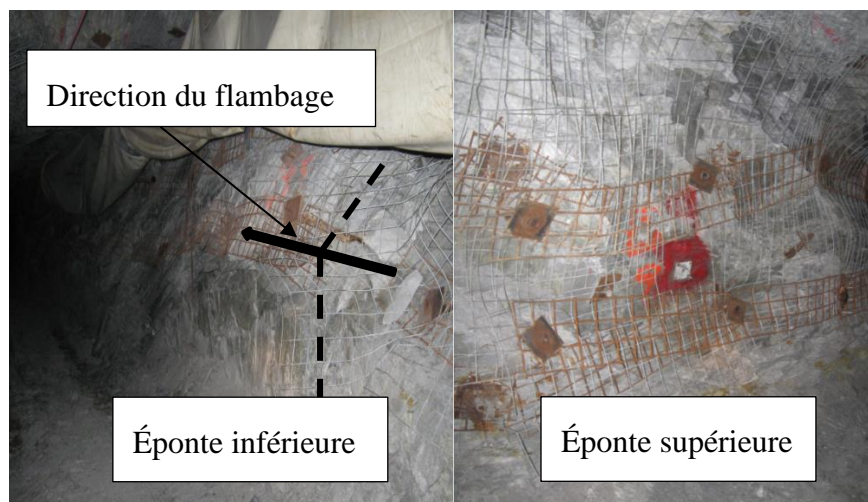


Figure 5-16 : Photographies de la section de convergence #9 (Armatys et Berson, 2009).

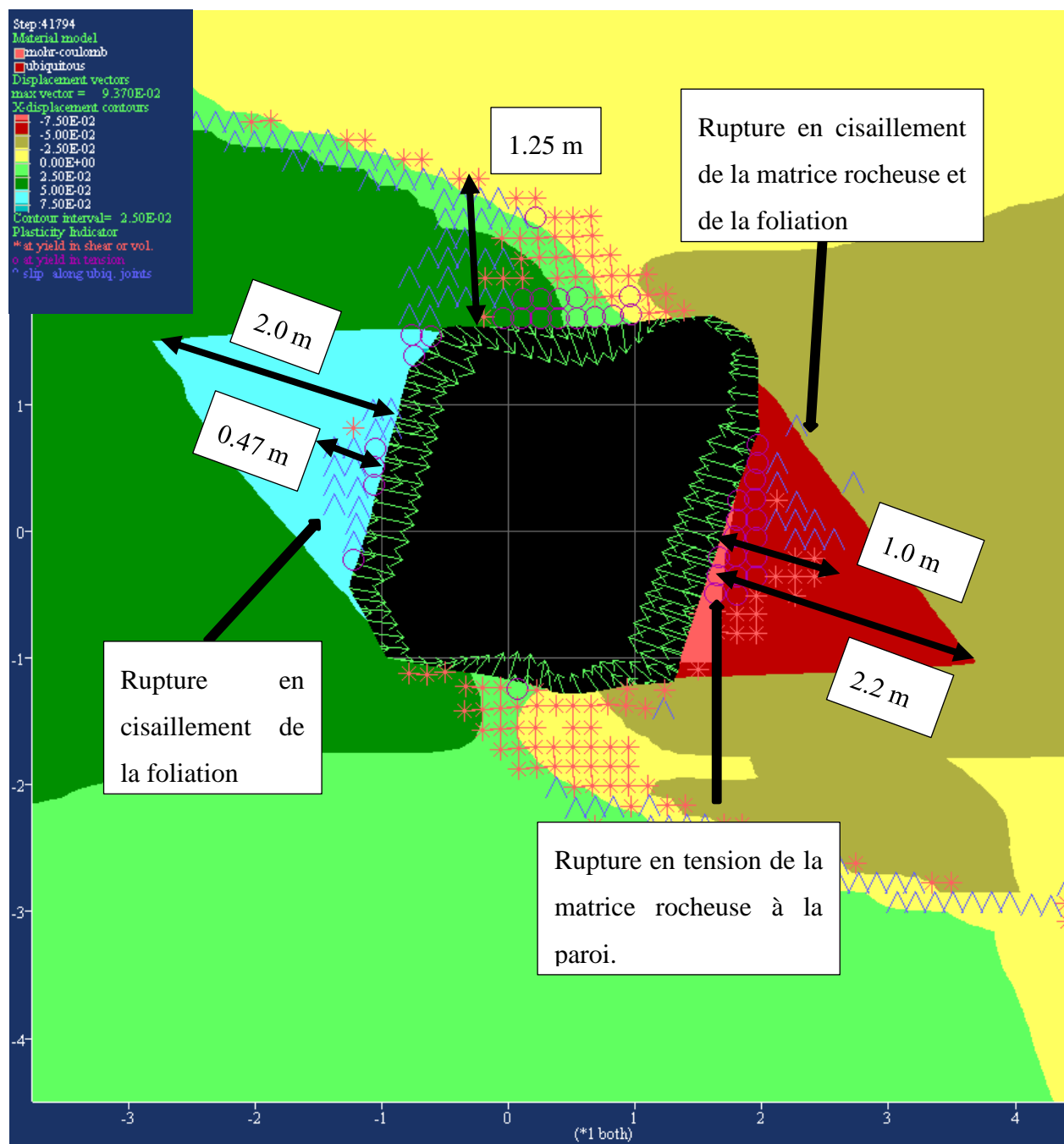


Figure 5-17 : Modèle section #8. Réduction de 10% de la cohésion de la matrice rocheuse et de la schistosité. *Plasticity no past.*

La figure 5-18 représente l'état de rupture la section #8 avec une réduction ultime de 60% de la cohésion du massif rocheux et de la schistosité. Les modèles avec une réduction de 20, 30, 40 et 50 sont à l'annexe E.

Le toit est en rupture de tension et cisaillement de la matrice rocheuse et de la foliation. Cette zone de rupture atteint 1.25 m de profondeur du côté sud du toit.

L'éponte inférieure (EI) est en rupture de tension jusqu'à une profondeur de 0.76 m. Le cône de déplacement horizontal critique atteint une profondeur de 3.71 m. Le déplacement de surface au centre de cette éponte est de 14.5 cm.

L'éponte supérieure (ES) est en rupture de cisaillement de la schistosité jusqu'à une profondeur de 0.81 m. Le cône de déplacement horizontal critique atteint une profondeur de 3.6 m. Le déplacement de surface au centre de cette éponte est de 12.1 cm.

La convergence relative est de 8.8%.

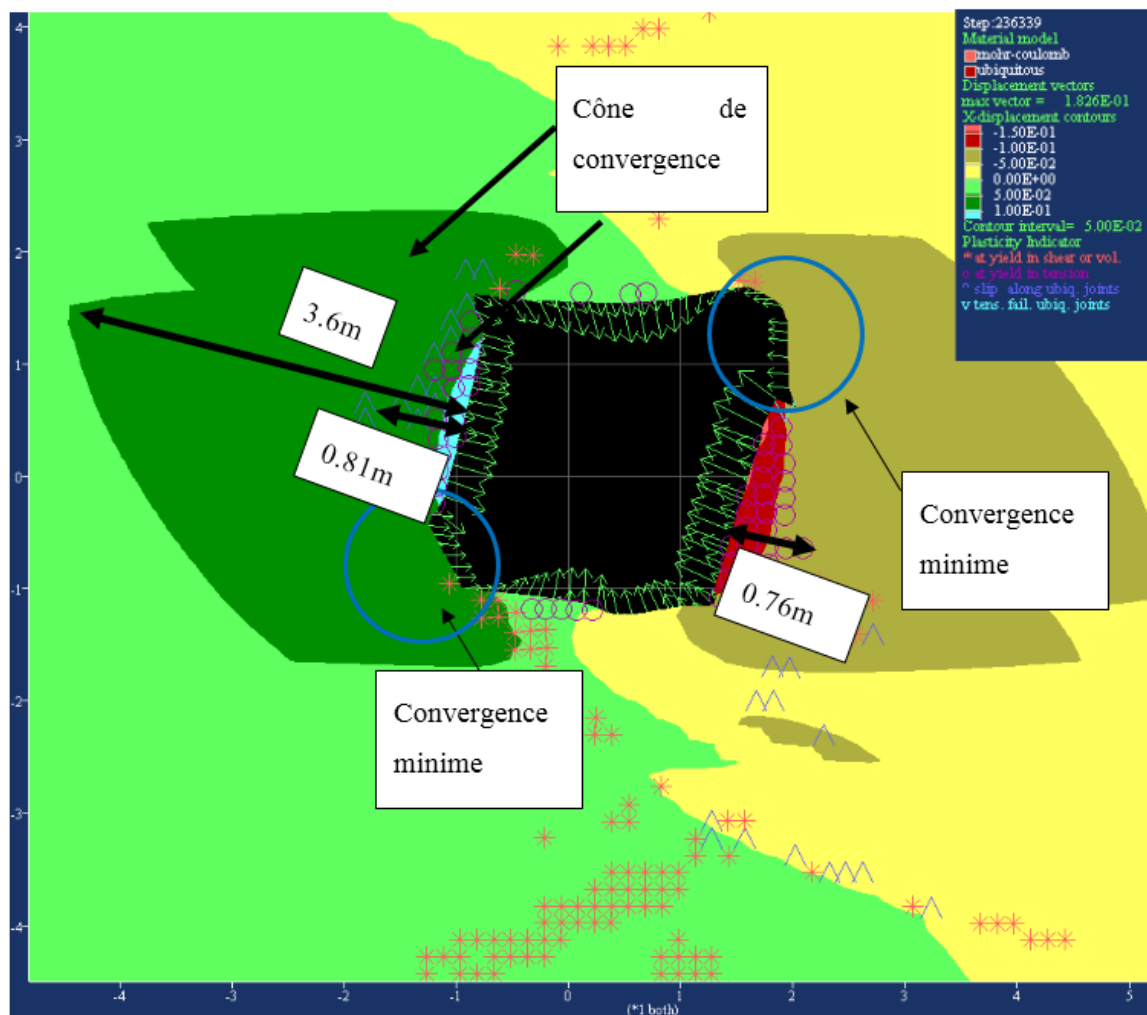


Figure 5-18 : Modèle numérique final de la section #8 . Réduction de 60% de la cohésion de la matrice rocheuse et de la schistosité. *Plasticity no past.*

La forme de la déformation prédite par le modèle numérique est en accord avec l'observation de la mine Lapa, à la figure 5-19, dans un secteur de convergence extrême (Mercier-Langevin et Wilson, 2013). Une convergence importante du toit et du plancher ainsi que les épontes est rapportée. Le modèle numérique à long terme indique le même constat. De plus, les coins présentés à la figure 5-18 présente une convergence minimale en comparaison du reste de l'excavation.

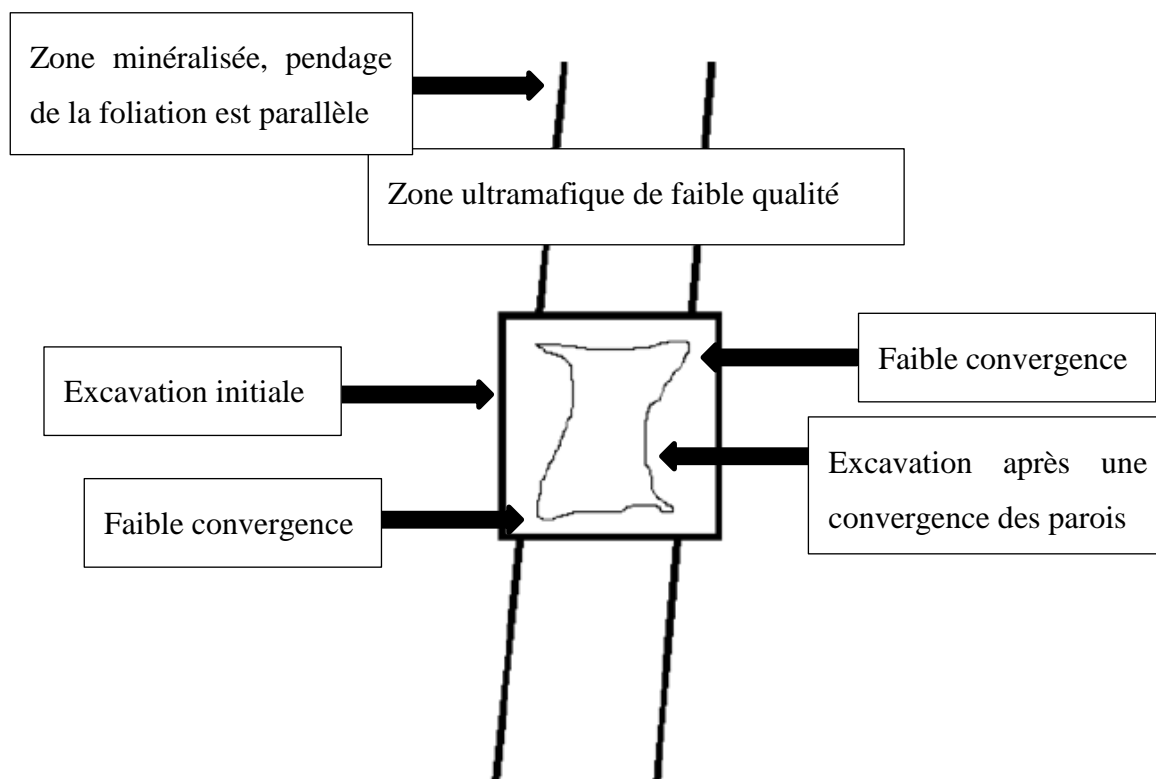


Figure 5-19 : Déformation à long terme d'une galerie sous convergence à la mine Lapa. La figure est inversée à l'horizontale pour que la foliation soit orientée de même que les modèles numériques présentés dans ce chapitre. (Mercier-Langevin et Wilson, 2013)

Tel que présenté au chapitre 3.2, la technique choisie pour évaluer l'effet du temps sur les propriétés géomécaniques consiste à comparer la convergence relative mesurée ou prédite par une loi de puissance (équation 3.11) avec la convergence des modèles numériques. La figure 5-20 présente le résultat de cette approche pour la section #8. On note que la dégradation des propriétés est relativement rapide. La convergence prédite par le modèle numérique à 50% de réduction est atteinte après 86 jours d'ouverture. La convergence à 60% de réduction est atteinte après 378 jours

d'ouverture selon la prédiction de la loi de puissance. Néanmoins, la loi de puissance calibrée sur les mesures de convergence sur le terrain indique que la convergence relative atteint plus 10.0 % à long terme (5 ans). Tel que déjà présenté, le paramètre de l'avancement du front de taille est négligé. Néanmoins, on observe un ralentissement du taux de convergence dans le temps sur les mesures obtenues à partir de 69 jours. Ce ralentissement pourrait indiquer que l'influence du front de taille est encore présente.

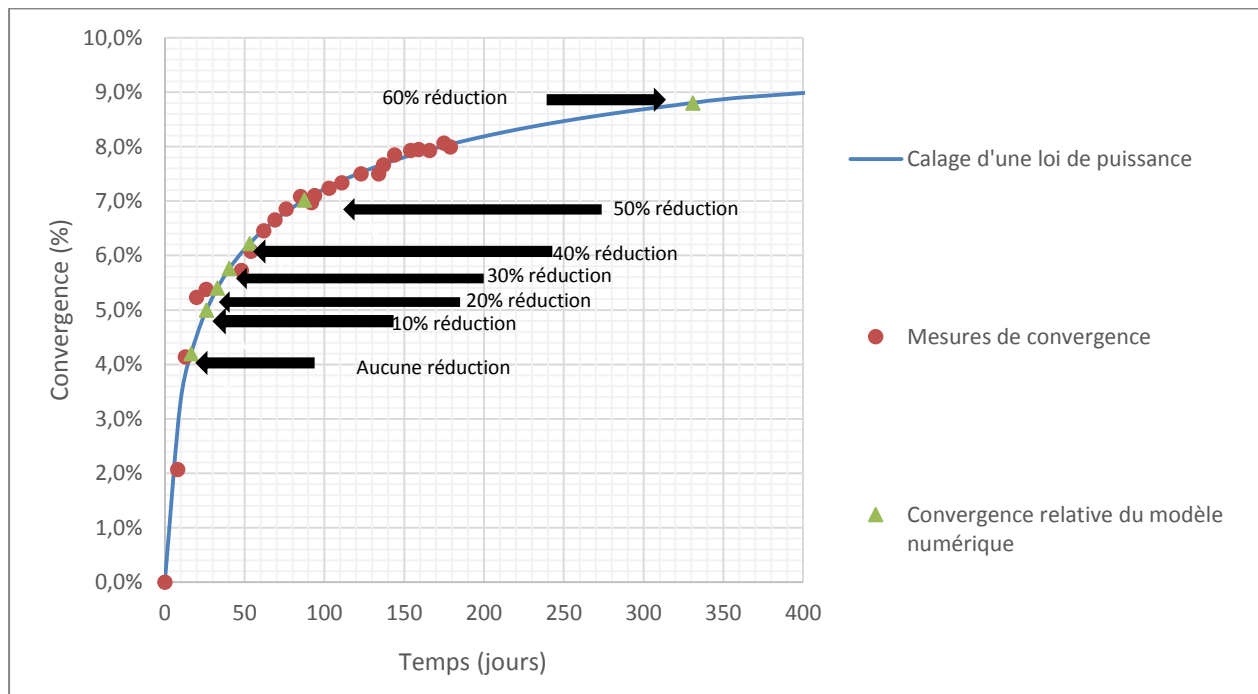


Figure 5-20 : Convergence relative de la section #8 en fonction de la réduction de la cohésion de la matrice rocheuse et de la foliation et du temps pour la période de mesure.

### Modélisation de la rupture différée – section #6

La convergence de la section #6 est mesurée sur 200 jours et atteint 3.3% après cette période. La figure 5-21 présente la convergence relative en fonction de la cote  $RMR_{76}$ . Les courbes présentées pour les  $RMR'_{76}$  37,38 et 39 sont une interpolation des courbes obtenues par modélisation numériques avec une cote  $RMR_{76}$  de 35 et 40. De même, cette figure présente la convergence estimée par la loi de puissance pour des périodes d'ouverture de 30 à 1825 jours. L'analyse de cette figure nous indique que la cote  $RMR_{76}$  assigné au modèle numérique doit être entre 36 et 37 pour

prédire la convergence à long terme telle que calculée par la loi de puissance. La cote de 37 est choisie.

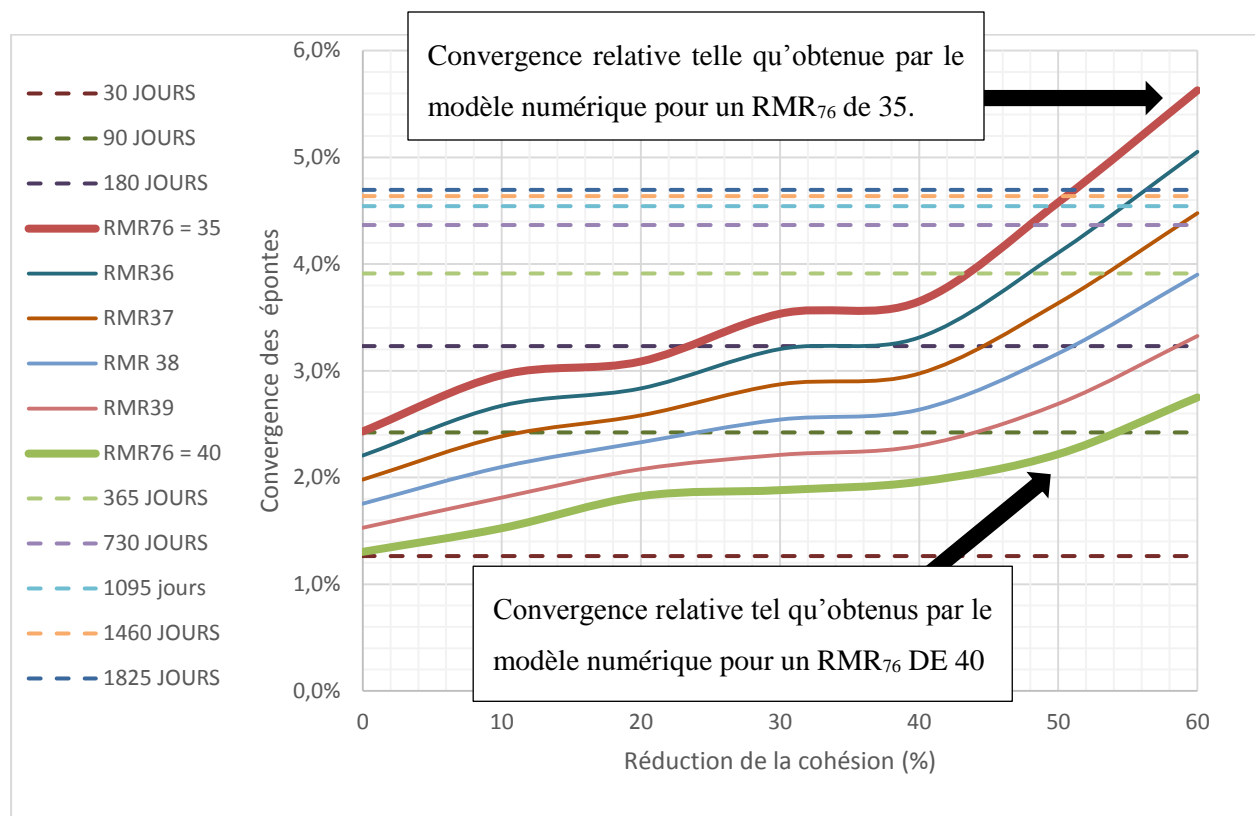


Figure 5-21 : Convergence relative des épontes obtenue par les modèles numériques.

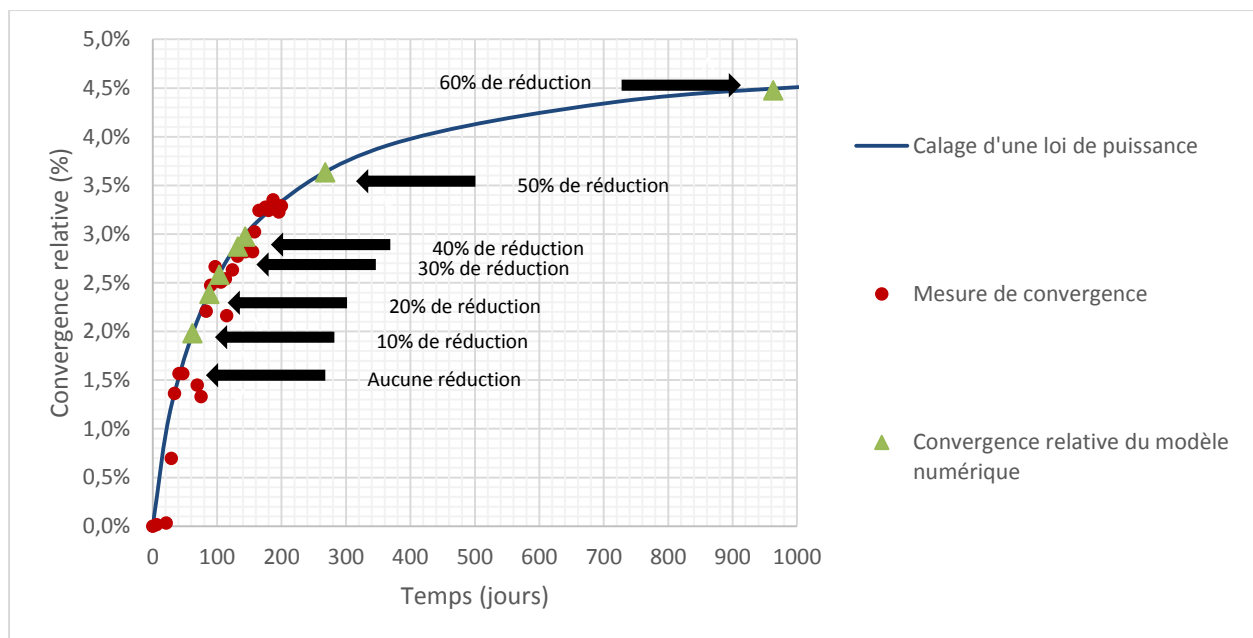


Figure 5-22 : Convergence relative de la section #6 en fonction de la réduction de la cohésion de la matrice rocheuse et de la foliation et du temps pour la période de mesure.

### Modélisation de la rupture différée – section #11

La section #11 indique une convergence mesurée de 9.4 cm après 131 jours ou environ 3.0% de convergence. La figure 5-23 reprend les résultats de la calibration. Pour la section #11, le  $RMR_{76}$  assigné est de 35. La convergence à long terme par extrapolation de l'équation 3.11 est de 4.37% après 5 ans.

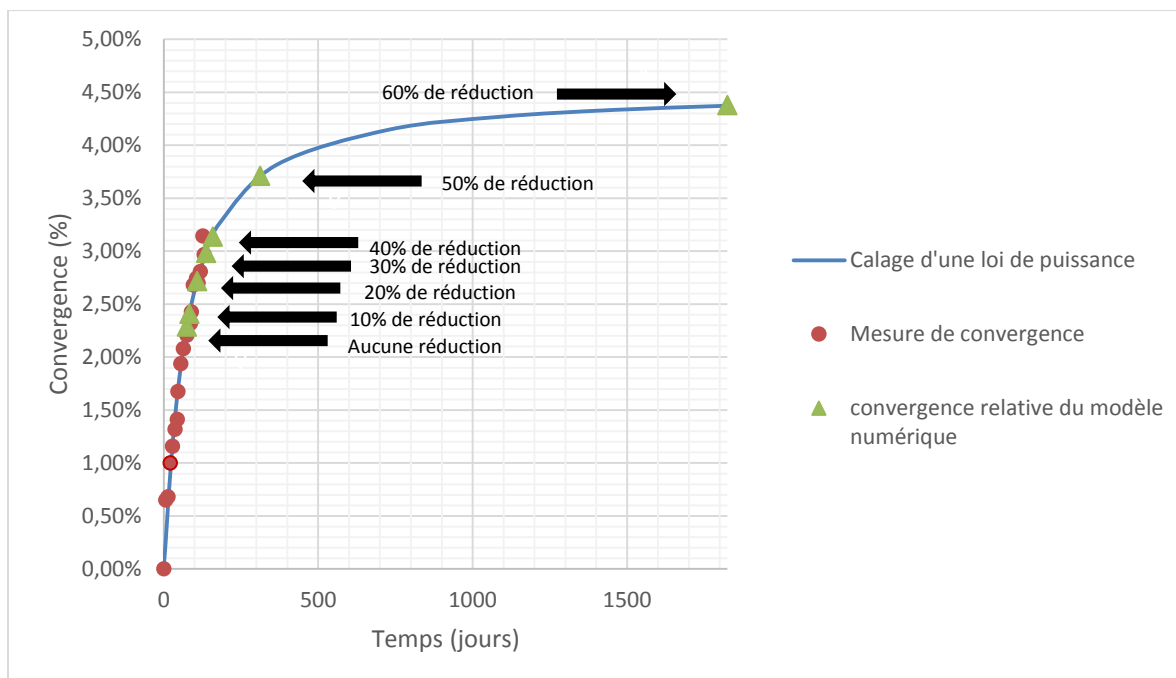


Figure 5-23 : Progression de l'endommagement du massif rocheux de la section #11.



### 5.3 Analyse d'un chantier ouvert avec le modèle de rupture différée

L'intérêt de la méthodologie proposée au chapitre 3 pour établir une loi de comportement dont les paramètres sont calés sur des mesures in-situ est de pouvoir ensuite appliquer cette loi à d'autres excavations réalisées dans un massif ayant les mêmes propriétés. Ceci a été fait pour un chantier long trou. Le chantier analysé dans la présente section se situe dans la zone minéralisée Z234 à une profondeur d'environ 1015 m. Cette lentille recoupe trois chantiers identifiés comme #2, #4 et #6. La figure 5-24 représente une coupe à mi-hauteur des chantiers ainsi que la rupture mesurée aux épontes.

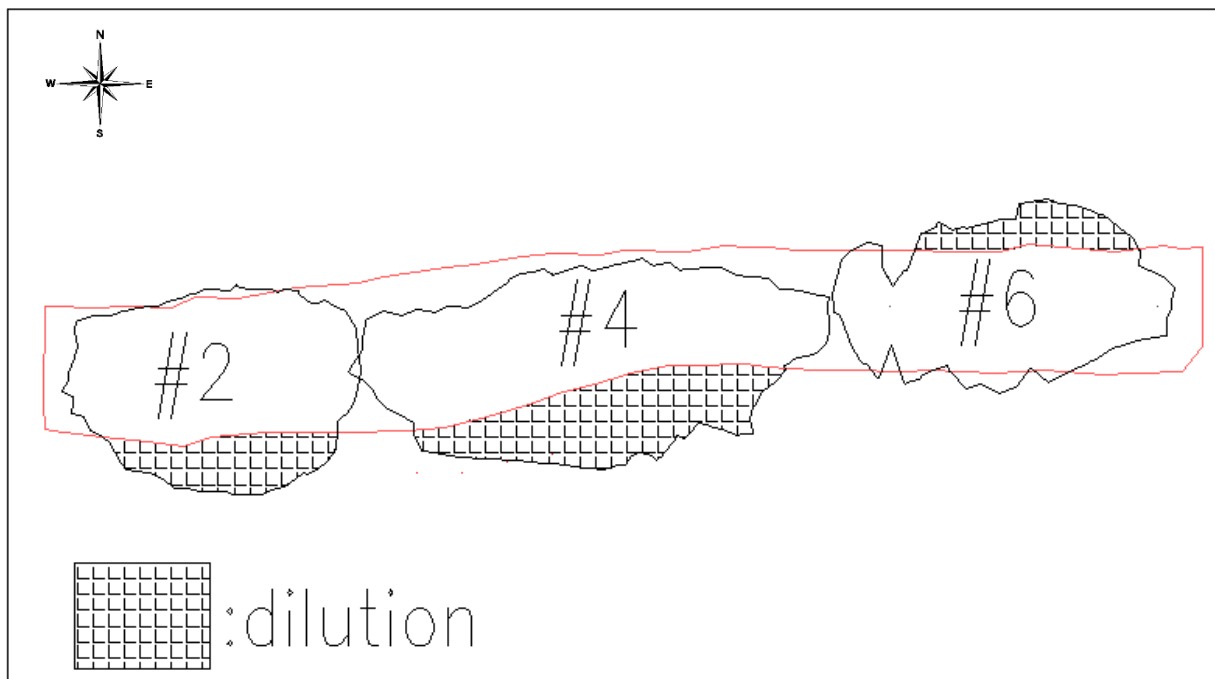


Figure 5-24 : Bris hors-profil ou dilution des chantiers #2, #4 et #6 à mi-hauteur dans les chantiers #2, #4 et #6 du secteur 104-00 à 104-02 de la zone minéralisée Z234. Vue en plan.

Le chantier choisi pour l'analyse est le #2 pour plusieurs raisons :

- Il est le premier de sa séquence et n'est donc pas influencé par les sautages adjacents ;
- Une dégradation de l'éponte est mesurée telle qu'observée à la figure 5-27 sur un chantier de la mine Westwood dans un secteur sous l'effet d'un terrain poussant ;
- Il se situe dans la même unité géomécanique (U4) que celle étudiée au chapitre 5.2 sur les excavations sous l'effet d'un terrain poussant.

### **Établissement du régime de contraintes agissant au chantier 104-00 à 104-02 #2 de la zone Z234**

De même qu'à la section 5.2, la procédure élaborée au chapitre 3.1 est appliquée pour déterminer le régime de contraintes agissant à une profondeur de 1015 m de profondeur dans l'unité U4. Le tableau 5-7 présente le régime de contraintes agissant dans le secteur du chantier #2.

Tableau 5-7 : Tenseur de contraintes sur le chantier #2 de la lentille Z234.

Contrainte	Nord	Est	Vertical	Nord-Est	Nord-Vertical	Est-Vertical
MPa	31.3	25.1	11.6	-3.16	0.28	-2.81

### **Propriétés géomécaniques du chantier 104-00 à 104-02 #2 de la zone Z234**

Tel qu'indiqué plus haut, le chantier #2 est situé dans l'unité géomécanique U4. L'équipe technique de Westwood indique que la cote géomécanique  $RMR_{76}$  varie d'une valeur de 30 à 40 dans ce secteur. Due à la dégradation rapide, la cote  $RMR_{76}$  assignée à ce chantier est de 30. Le comportement de la section de convergence #8 du chapitre 5.2 est similaire à celui du chantier #2. En effet, le chantier #2 et la section #8 se situent dans l'unité géomécanique U4 et ont une cote géomécanique de 30. Pour être cohérent avec la juxtaposition du comportement observé dans la galerie avec celui du chantier, les mêmes propriétés géomécaniques sont utilisées dans les deux cas.

Deux périodes de temps sont arbitrairement établies : rupture à court terme définie à moins d'une semaine après le sautage de l'excavation et rupture à moyen terme pour une excavation ouverte durant un mois. De façon pratique, la rupture à court terme est définie comme la période de soutirage du chantier. La rupture à moyen terme permet de décider de la priorité de remblayage du chantier.

Les périodes de dégradation ou rupture différée établies pour la section #8 sont moins conservatrices que dans le cas d'un chantier ouvert. Elles prédisent une rupture différée moins

rapide que ce à quoi on pourrait s'attendre dans un chantier ouvert. La probabilité de rencontre des microfissures pour créer un plan de rupture s'accroît simplement par l'effet d'échelle. De plus, la section de convergence #8 est renforcée par du support de terrain. Pour tenir compte de cette divergence, le choix de la rupture différée du massif en fonction du temps est exécuté de la façon suivante :

- a) Propriétés géomécaniques à court terme : dégradation des propriétés géomécaniques permettant de prédire la zone de rupture mesurée par le *Cavity Monitoring System* (CMS) après 5 jours de sautage ;
- b) Propriétés géomécaniques à moyen terme : réduction jusqu'à 40% de la résistance en cohésion de la matrice rocheuse et de la foliation. Cette réduction est appliquée par incrément pour émuler l'écrouissage négatif.

Cette approche est cohérente avec l'analyse de la section #8 indiquant une dégradation accélérée de la résistance et par conséquent une convergence rapide des parois. Outre la zone du modèle élastoplastique avec écrouissage négatif, le reste du modèle est élastique. Cette simplification, due à la distance entre cette zone élastique et l'excavation, est jugée valable.

### **Étude du chantier tel qu'observé**

Le chantier #2 a été renforcé avec des câbles d'ancrage aux épontes des galeries de forage et de soutirage. De plus, des câbles ont été installés dans la section inférieure de l'éponte supérieure. La figure 5-25 représente un patron de câble typique tel qu'installé dans ce chantier.

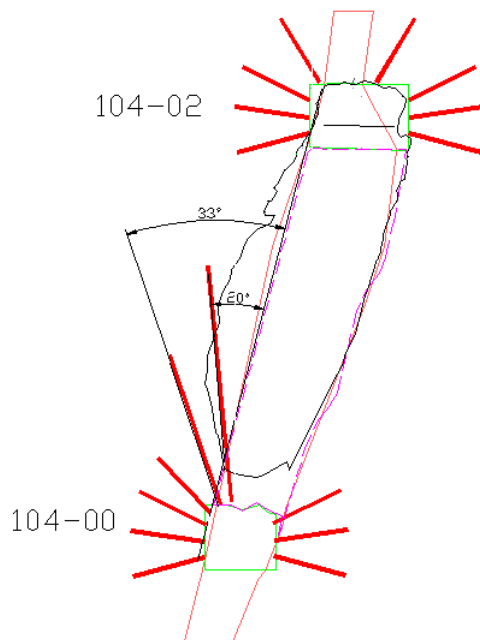


Figure 5-25 : Support secondaire de câble d’ancrage installé dans le chantier #2. Câble d’ancrage non intégré au modèle numérique.

La zone de dilution observée après 5 jours de soutirage se limite à la zone non supportée de l’éponte supérieure. Néanmoins les câbles implantés quasi-parallèles à la schistosité (angle de  $20^\circ$  entre eux) n’ont pas eu d’impact sur la dégradation. La zone instable atteint jusqu’à 3.5 m pour une portée de 6.3 m au centre du chantier. On en conclut, qu’au moins à court terme, la stabilité de l’éponte inférieure et des galeries de forage et de soutirage est assurée. La figure 5-26 montre la construction du modèle numérique sur le logiciel FLAC2D.

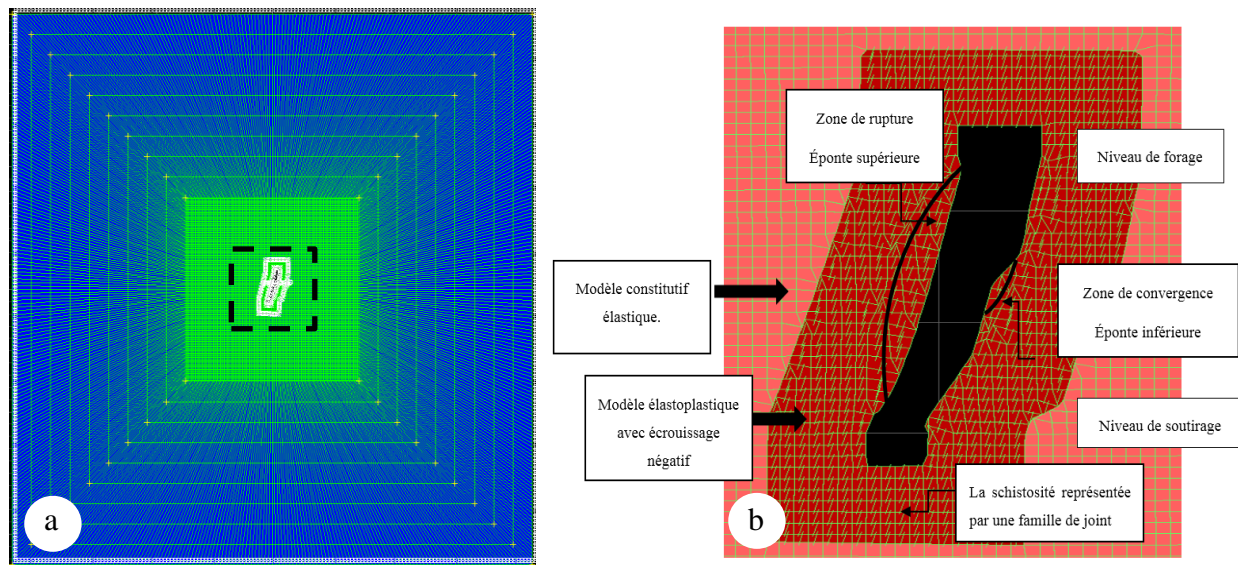


Figure 5-26 : Construction du modèle numérique avec FLAC2D du chantier long trou #2 (a) et une vue rapprochée (b) de l'excavation au regard de la foliation et de la dégradation observée.

Regard Ouest.

Le cisaillement et la rupture par tension de la schistosité sont les paramètres critiques établis au chapitre 3.2 pour décrire la convergence des parois dans les terrains poussants de la mine Westwood. Falmagne et Bewick (2009) présentent à la figure 5-27 une analyse d'un chantier situé dans la même unité géomécanique que le chantier #2. Ils concluent que le flambage et la rupture en tension sont les mécanismes de rupture observés à l'éponte supérieure. Le déplacement perpendiculaire à la schistosité est le mouvement critique. Pour le chantier #2, le pendage de la schistosité est de  $80^\circ$  vers le sud. Par conséquent, le déplacement horizontal est analysé dans ce chapitre.

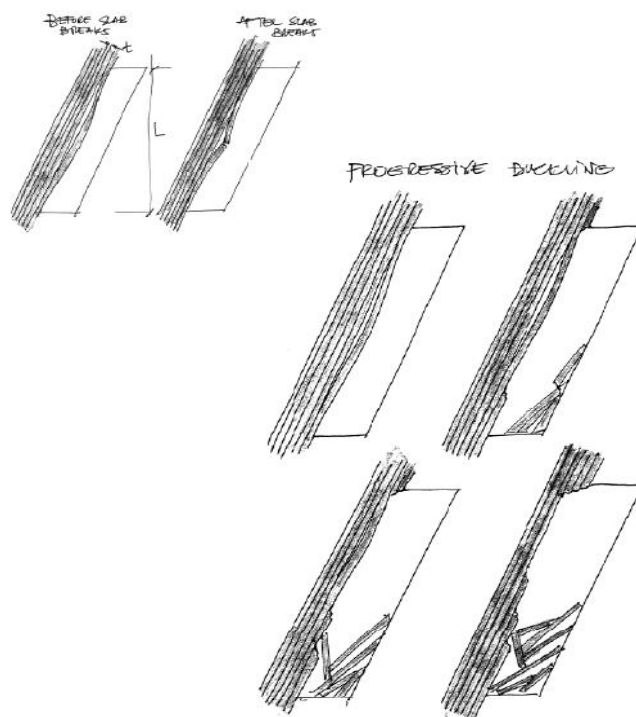


Figure 5-27 : Mode de rupture à l'éponte supérieure (Falmagne et Bewick, 2009) d'un chantier de la mine Westwood dans une zone sous l'effet d'un terrain poussant.

### Analyse à court terme du chantier

Tel qu'établi, l'état de dégradation du chantier à court terme correspond au CMS après 5 jours. La figure 5-28 affiche avec les couleurs les déplacements horizontaux et les ruptures plastiques (*plasticity no\_past*) présentes autour du chantier excavé avec une réduction de 10% des propriétés géomécaniques. On note que le modèle prédit avec justesse la zone de dégradation non supportée telle qu'observée par le CMS. La rupture prédite est comparable à celle rapportée par Falmagne et Bewick (2009). En effet, l'éponte supérieure est en rupture en tension dans le massif. Au niveau de forage, cette rupture se poursuit au-delà de la forme mesurée en chantier. La stabilité de cette zone s'explique par l'utilisation de support secondaire qui atteint une profondeur de 4.3 m au-delà de la rupture observée dans le modèle (situé à 3.4 m). On en conclut que la rupture différée après 5 jours correspond à une dégradation de 10% de la cohésion du massif et de la famille de joints dans le modèle numérique tel que présenté à la figure 5-28.

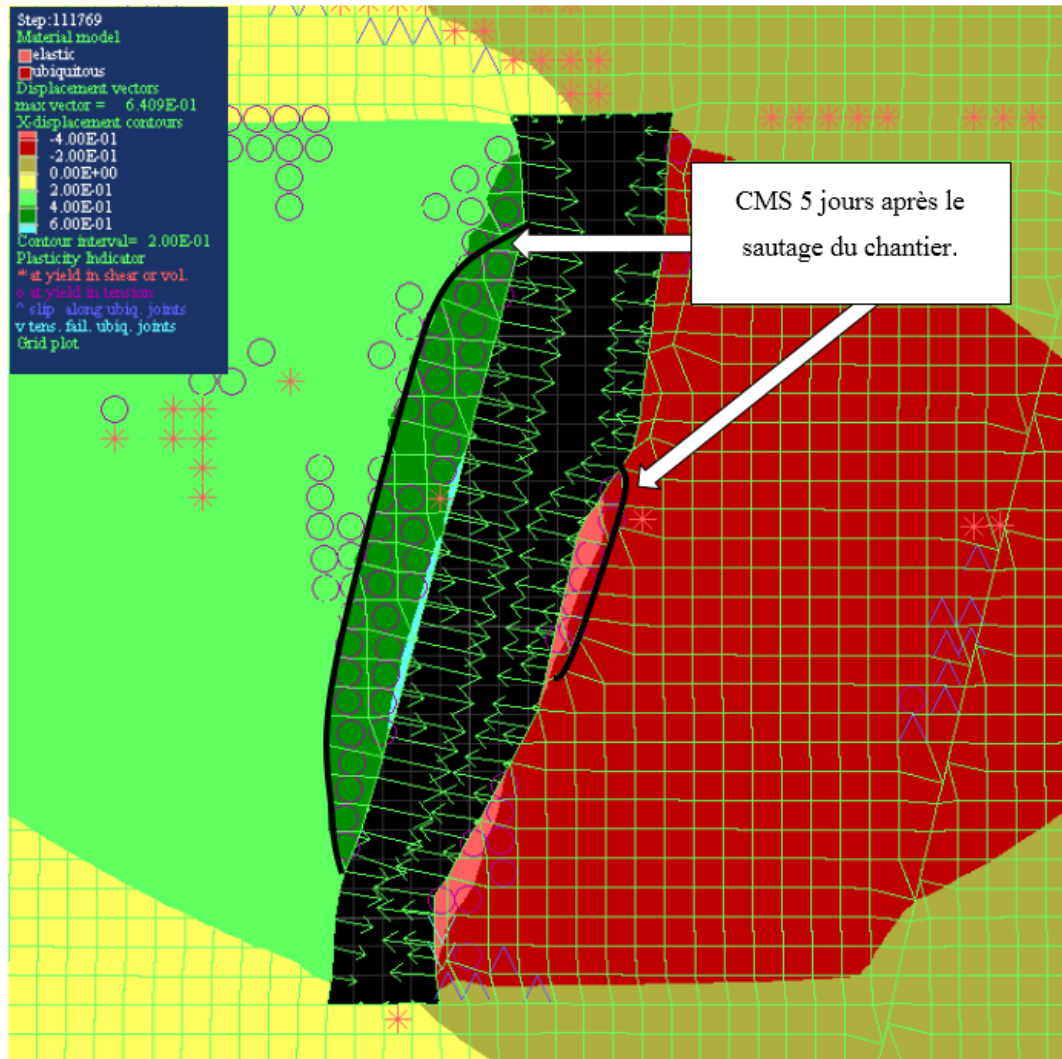


Figure 5-28 : Comparaison de la rupture à 10% de réduction de la cohésion et l'état de rupture en chantier. *Plasticity no past.*

### Analyse à moyen terme du chantier

Le modèle numérique avec rupture différée à moyen terme du chantier #2 est présenté à la figure 5-29. Outre les zones sous une rupture en tension déjà observées à court terme, plusieurs zones en rupture sont à prévoir : rupture en tension de l'éponte supérieure (#1), flambage du mur au niveau de soutirage (#2) et rupture en cisaillement dans l'éponte supérieure (#3).

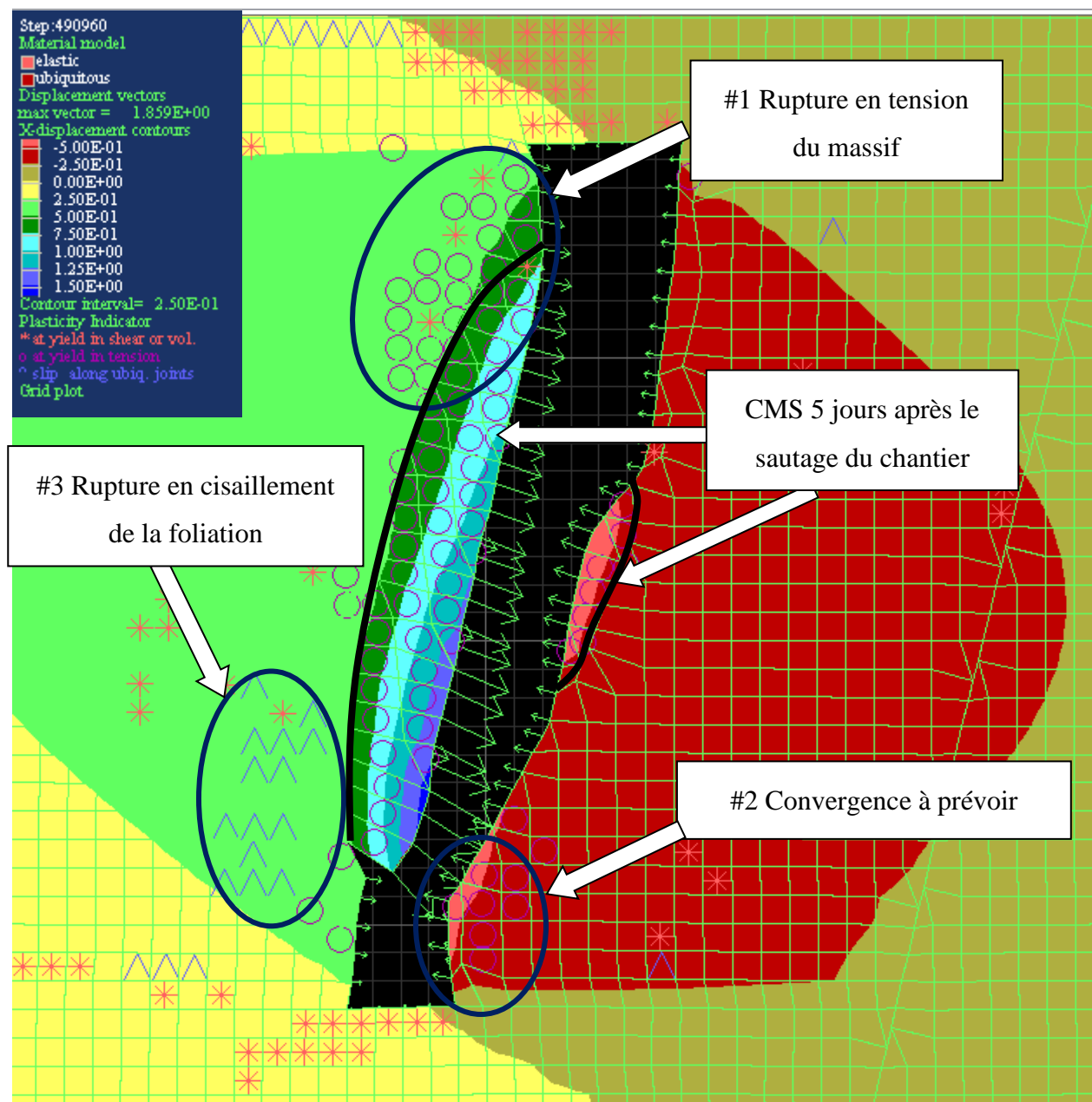


Figure 5-29 : État de rupture avec 40% de réduction de la cohésion du massif et de la foliation.

Regard Ouest.

Une visite de terrain pour valider si ces zones d'endommagement engendrent une dégradation supplémentaire n'est plus possible à cause du remblayage du chantier. Tel que pour l'analyse de galerie sous convergence, on suppose que les déplacements dans le massif sont un indicateur de l'état actif ou non de ce dernier. Les figures 5-30 et 5-31 correspondent respectivement aux déplacements horizontaux et verticaux du modèle numérique au centre de l'éponte supérieure.



Le déplacement horizontal de la figure 5-30, jugé critique pour ce chantier, indique que la convergence est atteinte à 3.5<sup>5</sup>m de profondeur, correspondant à la dégradation à court terme. Néanmoins, la figure 5-31 indique que la convergence des déplacements verticaux n'est atteinte qu'entre 4.5 m et 5.5 m de profondeur dans l'éponte supérieure.

Ce que l'on en conclut, est qu'à priori, à moins d'observations additionnelles, la dégradation au centre du chantier a atteint sa limite. Néanmoins, la rupture en tension dans le massif se poursuit vers l'éponte supérieure du niveau de forage. Cette zone est en rupture et est encore active. Elle va vraisemblablement chuter dans le chantier si les câbles d'ancrage cèdent.

Le support secondaire de câbles dans cette éponte semble à priori jouer son rôle, mais seule une observation à moyen terme du chantier permettra de le garantir.

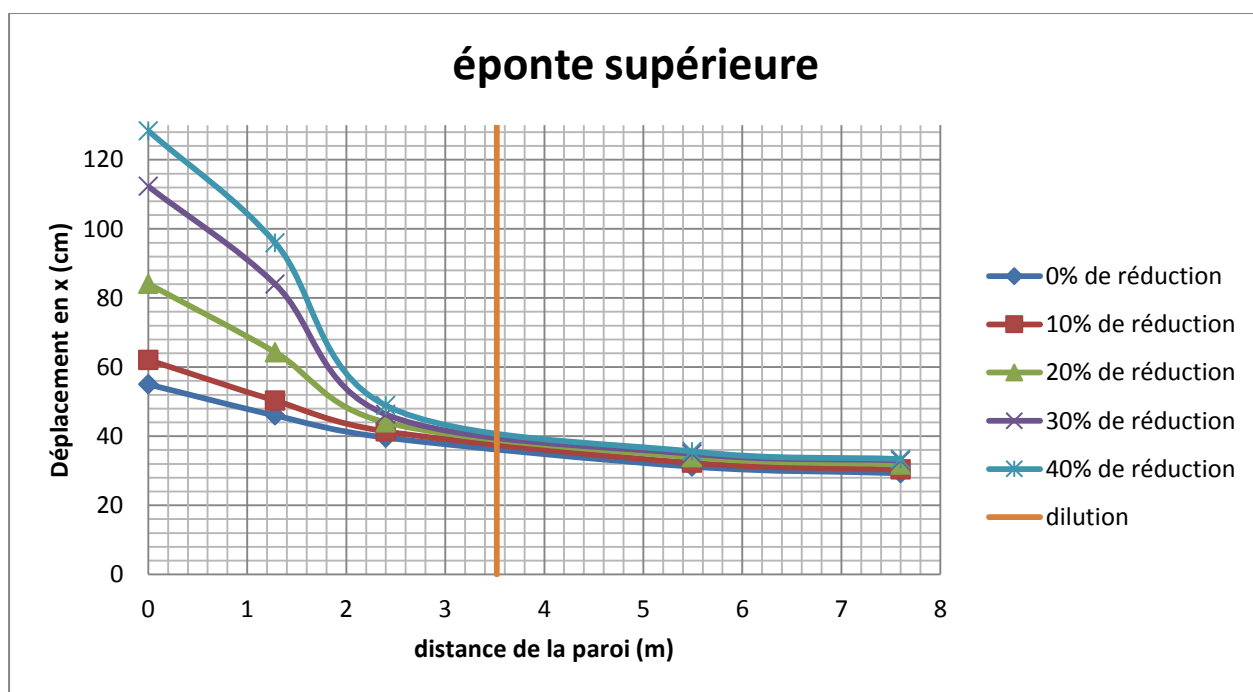


Figure 5-30 : Déplacement en x (horizontal) de l'éponte supérieure au centre du chantier.

<sup>5</sup> : La dégradation dans le chantier atteint un apex à 3.0 m. Néanmoins, la densité du maillage du modèle contraint à avoir des éléments grossiers. L'élément numérique adjacent à la forme du CMS à une profondeur de 3.5 m et en rupture.

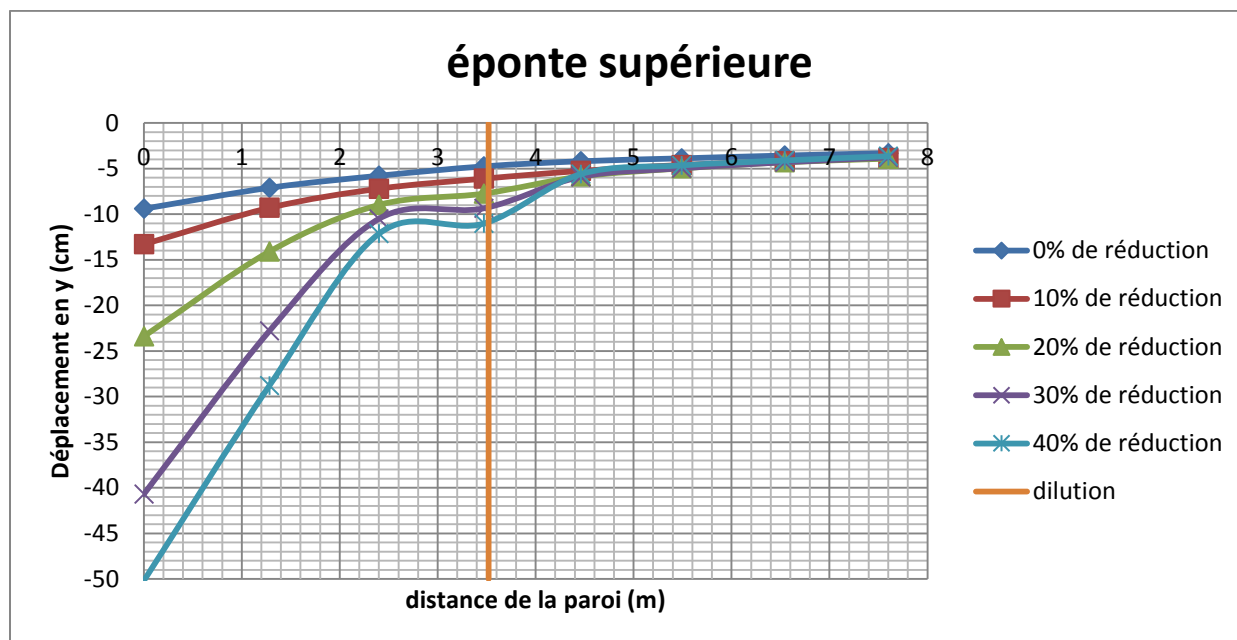


Figure 5-31 : Déplacement en y (vertical) de l'éponte supérieure au centre du chantier.

## CHAPITRE 6 DISCUSSION

L'objectif fixé dans ce présent mémoire est d'établir un modèle numérique qui prend en compte les effets du temps sur le comportement mécanique du massif rocheux à la mine Westwood. Cet objectif est atteint par l'élaboration d'un modèle numérique en postulant que la convergence dans le temps du massif rocheux dépend de la rupture différée. La construction d'un modèle numérique avec cette approche soulève plusieurs interrogations. En effet, la revue de la littérature a mis en exergue de nombreuses approches pour atteindre cet objectif et qui parfois se contredisent sur la méthodologie.

La méthodologie proposée dans ce mémoire permet d'approfondir la connaissance du comportement géomécanique de la mine Westwood grâce à des données déjà disponibles. Les modèles de rupture différée développés dans ce mémoire sont calibrés sur les excavations de la mine Westwood. Cette calibration utilise des données déjà disponibles à la mine. Elle permet une nouvelle perspective des mesures et données disponibles au regard de la revue de la littérature et de la modélisation numérique.

En tout temps, dans une démarche par modélisation numérique dans les massifs rocheux, le résultat dépend de trois piliers : les propriétés géomécaniques caractéristiques du terrain étudié, le modèle de comportement et le tenseur de contraintes.

### Propriétés géomécaniques

Un des aspects innovants de ce mémoire est l'application d'un modèle constitutif anisotrope au massif rocheux de la mine Westwood. Les propriétés de la roche intacte ont été obtenues des essais en compression uniaxiale selon l'angle de chargement à la foliation mesurées par Armatys (2012).

Dans le présent mémoire, le comportement mécanique est uniquement anisotrope pour la résistance mécanique. Le comportement anisotrope de la résistance signale que la déformabilité devrait avoir un comportement similaire. Néanmoins, cet aspect n'est pas intégré dans l'analyse et ce, pour plusieurs raisons. Tout d'abord, aucune investigation du site de la mine n'a été faite dans ce sens. De plus, le modèle de comportement *Ubiquitous Joints* tel qu'appliqué dans le logiciel FLAC2D version 7 ne permet pas de combiner anisotropie de résistance et de déformabilité alors que la dernière version le permet, mais elle n'était pas disponible au moment de débiter ce travail.

La cote géomécanique et plus généralement la classification utilisée est un autre paramètre clé pour établir les propriétés géomécaniques. Deux classifications géomécaniques ont été principalement utilisées dans ce mémoire : Geological Strength Index (Hoek et al., 2002) et le Rock Mass Rating (Bieniawski, 1976). Les auteurs de ces classifications suggèrent fortement d'utiliser une plage de valeurs possibles pour chacune de leurs utilisations. Cette approche aurait accru exponentiellement la quantité de modèles numériques et de résultats à analyser et interpréter. Cette démarche paramétrique ne convient donc pas aux limites imposées aux travaux. Pour pondérer cette simplification, le choix de la cote géomécanique, pour chacune des utilisations, est effectué de façon critique. De plus, une rétro-analyse des résultats obtenus est effectuée quand c'est possible. Les choix faits tout au long de ce mémoire ont permis d'obtenir des résultats en accord avec les observations sur le terrain.

Établir les propriétés mécaniques à l'échelle de l'échantillon ne représente qu'une partie de la compréhension du comportement d'un massif rocheux. La relation entre ses propriétés établies en laboratoire et le comportement in-situ dans une excavation souterraine peut être établie de plusieurs manières : essais in-situ à l'échelle de l'excavation, rétro-analyses de mesures et relations empiriques. Dans le présent mémoire, la relation empirique est utilisée pour établir les propriétés du massif rocheux. Les relations empiriques présentées par Hoek et al. (2002) sont largement utilisées dans la démarche proposée dans ce mémoire. Bien que les auteurs mêmes de ces relations empiriques mettent en garde contre leurs utilisations excessives, ces dernières restent l'outil le plus utilisé dans l'industrie minière pour établir les propriétés à l'échelle du massif rocheux.

### **Tenseur de contraintes**

Le tenseur de contraintes à la mine Westwood est complexe. Un des aspects innovants de ce mémoire est l'utilisation d'une méthodologie générale pour établir le tenseur de contraintes à l'échelle de la mine Westwood permettant d'incorporer l'effet de l'hétérogénéité entre les zones géomécaniques. Outre les aspects déjà couverts par le choix des propriétés géomécaniques, plusieurs simplifications ont dû être faites. La principale simplification de cette méthodologie est la linéarité de la distribution des contraintes in-situ. Cette hypothèse est valable pour un milieu continu tel qu'utilisé dans ce mémoire. Néanmoins, l'effet des failles Bousquet et Doyon n'est pas intégré. En effet, l'auteur juge que leur position est suffisamment éloignée pour émettre l'hypothèse

que son influence est constante dans les zones analysées dans le cadre de ce projet. Néanmoins, leurs impacts restent à quantifier si une utilisation de ce tenseur est à faire dans leurs zones d'influences.

Une seconde hypothèse du tenseur de contraintes est l'interpolation de la distribution. Dans le cadre de ce mémoire, une interpolation entre le tenseur de contraintes obtenu à deux profondeurs est effectuée. Cette hypothèse est jugée valide pour cette utilisation. La revue de la littérature indique que la distribution du tenseur de contraintes est linéaire en profondeur. Malgré tout, ce modèle gagnerait à être approfondi par de nouvelles mesures à une même profondeur, mais dans une unité géomécanique différente pour valider l'approche. De plus, une réorientation des contraintes principales est mesurée à très grande profondeur et le gradient, supposé linéaire dans le cadre de ce projet, serait à valider.

### **Modèle de comportement**

Le modèle de comportement du massif rocheux en fonction du temps est l'objectif principal de ce mémoire. La revue de la littérature indique que le comportement du massif sous l'effet du terrain poussant est de type écrouissage négatif. Ce comportement, combiné à un modèle constitutif *Ubiquitous Joints* pour faire ressortir l'effet prédominant de la schistosité sur le comportement mécanique de l'excavation souterraine a permis de prédire la dégradation observée. De plus, un seuil de contraintes existe que s'il est atteint ou dépassé, une rupture à long terme est donc à prévoir. Cette rupture est fonction de la déformation plastique accumulée dans le temps. Dans la littérature, ce seuil est couramment appliqué d'une manière ponctuelle dans l'analyse par rupture différée. Une réduction de la capacité mécanique du massif est appliquée pour émuler la convergence ou une rupture « ultime » observée après un temps défini. L'aspect innovant de ce mémoire est d'appliquer cette dégradation par incrément pour émuler le comportement d'écrouissage négatif. Cette hypothèse est confirmée par les modèles numériques élaborés à la section 5.2. En effet, la rupture différée permet de suivre avec le modèle numérique, la convergence observée sur le terrain. L'intégration du temps est faite en assignant une dégradation différée associée à la convergence du modèle numérique et à celle mesurée sur le terrain. De plus, les succès des modèles confirment le choix de la cohésion comme paramètre de la rupture différée. Cette méthode gagnerait à être raffinée par une analyse avec la déformation in-situ par instrumentation. Elle permettrait de valider

les résultats prédits. De plus, l'avancement du front de taille doit être considérée pour établir de meilleures courbes de prédiction de la convergence dans le temps.

Une simplification de cette méthodologie est que la rupture différée n'influence que la cohésion du massif. Cette façon de faire permet de reproduire les mesures de convergence. Néanmoins, il est à prévoir que la rupture différée modifie à la hausse la déformabilité du massif rocheux. Une réduction du module de Young du massif rocheux en fonction de l'endommagement serait une voie à sonder pour de futures analyses. Cette approche peut notamment être faite par l'application du facteur « D » lors de l'établissement du module de Young à l'échelle du massif rocheux.

## CHAPITRE 7 CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS

La conception de travaux d'ingénierie dans les massifs rocheux par l'utilisation de la modélisation numérique est un sujet complexe et en constante amélioration. Les difficultés proviennent de la nature même du sujet analysé. Les massifs rocheux sont des matériaux naturels dont les propriétés mécaniques ne sont pas contrôlées. Établir les propriétés géomécaniques d'un massif rocheux et le tenseur de contraintes sont des étapes coûteuses et complexes à mettre en œuvre. En effet, les propriétés géomécaniques sont établies à l'échelle d'un échantillon de laboratoire. L'extrapolation de ces résultats vers le massif rocheux est un sujet de recherche en soi.

Ce mémoire vise à établir une méthodologie de conception par un modèle numérique tenant compte des effets du temps sur la résistance mécanique du massif rocheux. Cette approche est appliquée à des excavations situées dans un massif rocheux caractérisé par les terrains poussants.

La première contribution de ce mémoire est une méthodologie permettant d'établir le tenseur de contraintes à la mine Westwood. La mesure du tenseur de contraintes est coûteuse et ponctuelle. La mesure du tenseur effectuée n'est à priori valide que pour le volume de roche impliqué dans les mesures à une profondeur donnée. Les entreprises de l'industrie minières n'effectuent que quelques séries de mesure du tenseur de contraintes au site minier. Les valeurs obtenues sont interpolées et parfois extrapolées pour obtenir ce tenseur à une profondeur différente de celle de la mesure. De plus, aucune distinction entre des secteurs géologiques différents n'est faite. Les mesures obtenues qui divergent de la tendance dite régionale sont arbitrairement écartées. Ce mémoire établit une méthodologie pouvant rationaliser cette différence entre les valeurs mesurées et celles anticipées. Cette méthodologie est appliquée de façon convaincante à la mine Westwood en tenant compte des paramètres de déformabilité des unités géomécaniques. En effet, l'approche par un modèle numérique d'élément finis en 3D de la mine Westwood et de l'influence des unités géomécaniques a permis d'établir à partir d'un tenseur local, le tenseur de contraintes aux frontières similaire aux tendances régionales observées. Le tenseur, initialement mesuré en 2008, étant affecté par la faible rigidité du massif aux points de mesure semblait *à priori* erroné et fut écarté lors des analyses numériques précédemment effectuées à la mine Westwood. De plus, ce mémoire a fait ressortir l'influence des unités géomécaniques. En effet, un unique tenseur de contraintes en fonction de la profondeur ne peut être appliqué à la mine Westwood. Chacune des unités géomécaniques est sollicitée par un tenseur de contraintes unique dépendant de la profondeur et de

la proximité des autres unités. Le code numérique du modèle établi par le logiciel FLAC3D est disponible à l'annexe B de ce mémoire. Ce code permet d'obtenir le tenseur subit par chacune des unités géomécaniques pour une profondeur cible. Dû aux limitations du logiciel, une seule profondeur à la fois est analysée. Ce modèle peut être analysé pour établir l'influence de la distance entre les frontières géologiques et le point analysé. Ceci permet d'ajuster des chartes propres à la mine Westwood sur l'état de contraintes dans chacune des zones géomécaniques en fonction de la position géographique du point d'intérêt, tout autant en profondeur qu'à la distance avec les autres unités géomécaniques. Une interprétation des mesures de contraintes à des profondeurs autres que celles des mesures obtenues au site de la mine Westwood est de la responsabilité de l'utilisateur. Le modèle numérique proposé est à valider par des mesures à différentes profondeurs et dans des unités géomécaniques diverses avec des mesures de contraintes supplémentaires.

La seconde contribution de ce mémoire est l'élaboration d'une méthodologie à l'aide d'un modèle numérique pour l'analyse de massifs rocheux sous l'effet d'un terrain poussant. Ce mémoire élabore un modèle de comportement d'écrouissage négatif basé sur une approche simple basé sur un modèle de rupture *Ubiquitous Joints*. En effet, l'observation de la convergence des parois de la mine Westwood indique que ce comportement est anisotrope et directement dû à la schistosité. Ce modèle de comportement est basé sur un modèle de rupture Mohr-Coulomb et est proposé sur le logiciel FLAC2D. Ce critère de résistance mécanique, quoique simple, permet d'émuler le comportement observé sur le terrain. La modélisation du comportement d'écrouissage négatif est appliquée à la cohésion du massif rocheux et de la famille de joint. Une réduction de la valeur de la cohésion permet de suivre la progression de la convergence mesurée sur la galerie 2.30. D'autres approches peuvent être empruntées pour établir un paramètre d'écrouissage négatif d'une galerie sous l'effet du terrain poussant. Le modèle de résistance de Hoek & Brown anisotrope peut être utilisé comme critère de rupture. Des analyses numériques avec une réduction de la cote géomécanique qui reflèterait la dégradation de la galerie observée sur le terrain seraient une approche valide à priori. Il va sans dire qu'une investigation supplémentaire du site serait nécessaire pour faire progresser la compréhension de l'influence de l'orientation de la schistosité sur les propriétés mécaniques mesurées.

Les approches numériques développées dans ce mémoire sont appliquées à un chantier situé dans une zone sous l'effet du terrain poussant. Ce modèle a permis d'ajuster la zone d'effondrement d'un chantier ouvert à court terme tel que prédit par le modèle numérique à la forme mesurée. Le



modèle numérique établit les critères de rupture pour une dilution dans le chantier. En effet, le modèle numérique indique qu'une rupture secondaire est à prévoir dans l'éponte supérieure après les instabilités initiales. Néanmoins, cette rupture n'est pas accompagnée d'un déplacement horizontal ou perpendiculaire à la foliation et on en conclut que cette zone ne sera pas instable.

## BIBLIOGRAPHIE

- Amadei, B., et Stephansson, O. (1997). *Rock stress and its measurement* : Springer.
- Arjang, B. (1989). *Pre-mining stresses at some hard rock mines in the Canadian Shield*. Communication présentée à The 30th US Symposium on Rock Mechanics (USRMS).
- Armatys, M. (2012). *Modification des classifications géomécaniques pour les massifs rocheux schisteux*. (École Polytechnique de Montréal).
- Armatys, M., et Berson, B. (2009). *Rétro analyse niveau 084 zone 2.30*. Projet Westwood:
- Aydan, Ö., Akagi, T., et Kawamoto, T. (1996). The squeezing potential of rock around tunnels: theory and prediction with examples taken from Japan. *Rock mechanics and rock engineering*, 29(3), 125-143.
- Barla, G., et Barla, M. (2008). Innovative tunnelling construction methods in squeezing rock  
Metodi innovativi per la costruzione di gallerie in rocce spingenti. *Ingegneria Ferroviaria*, 63(12), 1017-1031.
- Barla, G., et Borgna, S. (2000). Numerical modelling of squeezing behaviour in tunnels.
- Barla, G., Debernardi, D., et Sterpi, D. (2012). Time-dependent modeling of tunnels in squeezing conditions. *International Journal of Geomechanics*, 12(6), 697-710. doi:10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0000163
- Barton, N., Lien, R., et Lunde, J. (1974). Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support. *Rock mechanics*, 6(4), 189-236.
- Barton, N. R. (2000). *TBM tunnelling in jointed and faulted rock* : CRC Press.
- Bewick, R., et Kaiser, P. (2009). *Influence of rock mass anisotropy on tunnel stability*. Communication présentée à Proceedings of the 3rd CANUS rock mechanics symposium RockEng09, Toronto, Canada.
- Bieniawski, Z. T. (1976). *Exploration for rock engineering: proceedings of the Symposium on Exploration for Rock Engineering, Johannesburg, 1-5 November 1976* (vol. 1): AA Balkema.
- Boulvain, F. (1999). *Eléments de sédimentologie et de pétrologie sédimentaire. Cours destiné aux étudiants de 2MI et 2GE, Université de Liège*.
- Brady, B. H., et Brown, E. T. (2013). *Rock mechanics: for underground mining* : Springer Science & Business Media.
- Brown, E. (2008). *Estimating the mechanical properties of rock masses*. Communication présentée à Proceedings of the 1st Southern Hemisphere International Rock Mechanics Symposium, Australian Centre for Geomechanics, Perth (p. 3-22).
- Brown, E., et Hoek, E. (1978). Trends in relationships between measured in-situ stresses and depth. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 15(4), 211-215.
- Corthésy, R., et Leite, M. H. (2008). *Mesures des contraintes in-situ à la mine Doyon - projet Westwood* Montréal: Centre de développement technologique.

- Corthésy, R., Leite, M. H., et Gill, D. E. (1997). *Élaboration d'un modèle de prédiction des contraintes in situ dans le Nord-Ouest québécois*. Montréal: Institut de Recherche en Santé et en Sécurité du Travail du Québec.
- Corthésy, R., Leite, M. H., He, G., Gill, D. E., et Germain, P. (1994). *First application of the RPR method to field measurements*. Communication présentée à 1st North American Rock Mechanics Symposium.
- Damjanac, B., et Fairhurst, C. (2010). Evidence for a Long-Term Strength Threshold in Crystalline Rock. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 43(5), 513-531. doi:10.1007/s00603-010-0090-9
- Deere, D. U. (1964). Technical description of rock cores for Engineering purposes' *Rock Mechanics and Engineering Geology* Vol-1.
- Dusseault, M. B., et Fordham, C. J. (1993). Time-dependent behavior of rocks. *Comprehensive Rock Engineering Principles, Practice and Project: Rock Testing and Site Characterization*, 3, 119-149.
- Einstein, H. (1996). Tunnelling in difficult ground—swelling behaviour and identification of swelling rocks. *Rock mechanics and rock engineering*, 29(3), 113-124.
- Evans, B., et Kohlstedt, D. L. (1995). Rheology of rocks. *Rock Physics & Phase Relations: A Handbook of Physical Constants*, 148-165.
- Falmagne, V. (2009). *Aspects géomécaniques pour l'étude "scoping 2009"*.
- Falmagne, V., et Bewick, R. (2009). Westwood Visit July 21 to 23.
- Frênette, P., et Armatys, M. (2009). Suivi convergence zone 2 niveau 14. Preissac, Canada.
- Gay, N. (1975). In-situ stress measurements in Southern Africa. *Tectonophysics*, 29(1-4), 447-459.
- Geomechanica. (2014). FEMDEM. Tiré de <http://www.geomechanica.com/>
- Glamheden, R., Hökmark, H., et Christiansson, R. (2001). *Preliminary results from 3DEC modelling of a deposition tunnel in a KBS-3 type repository*. Communication présentée à Äspö Hard Rock Laboratory. Backfill Requirements in KBS-type repository. A Posiva/SKB Workshop, held at the Äspö Hard Rock Laboratory, Sweden (p. 27-28).
- Goel, R., Jethwa, J., et Dhar, B. (1996). *Effect of tunnel size on support pressure*. Communication présentée à International journal of rock mechanics and mining sciences & geomechanics abstracts (vol. 33, p. 749-755).
- Golder. (2009). Ground stability assesement for the exploration shaft- Westwood project.
- Golder. (2011). Rapport : Classification géomécanique du massif rocheux, projet Westwood.
- Gravel, C. (2012). *Modélisation numérique des contraintes in situ pour la conception des tunnels sous pression non blindés*. (École Polytechnique de Montréal).
- Hajiabdolmajid, V., Kaiser, P. K., et Martin, C. D. (2002). Modelling brittle failure of rock. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 39(6), 731-741. doi:10.1016/S1365-1609(02)00051-5
- Hast, N. (1958). *The measurement of rock pressure in mines* : Generalstabens Litografiska Anstalts Förlag.

- Heidbach, O., Tingay, M., Barth, A., Reinecker, J., Kurfeß, D. and Müller, B. (2008). The World Stress Map database release 2008. doi:10.1594/GFZ.WSM.Rel200
- Herget, G. (1987). *Stress assumptions for underground excavations in the Canadian Shield*. Communication présentée à International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts (vol. 24, p. 95-97).
- Hoek, E. (1994). Strength of rock and rock masses. *ISRM News Journal*, 2(2), 4-16.
- Hoek, E., et Brown, E. T. (1980). *Underground excavations in rock*.
- Hoek, E., Carranza-Torres, C., et Corkum, B. (2002). Hoek-Brown failure criterion-2002 edition. *Proceedings of NARMS-Tac*, 1, 267-273.
- Hoek, E., et 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., et Marinos, P. (2000). Predicting tunnel squeezing problems in weak heterogeneous rock masses. *Tunnels and tunnelling international*, 32(11), 45-51.
- Hsu, S. C., Chiang, S. S., et Lai, J. R. (2004). Failure mechanisms of tunnels in weak rock with interbedded structures. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 41, Supplement 1, 670-675. doi:<http://dx.doi.org/10.1016/j.ijrmms.2004.03.117>
- ITASCA. (2016a). Fast Lagrangian Analysis of Continua FLAC (Version 6.0). <http://www.itascacg.com/software/flare>: ITASCA Consulting Group.
- ITASCA. (2016b). Fast Lagrangian Analysis of Continua in 3 dimensions FLAC3D (Version 4.0).
- ITASCA. (2016c). KUBRIX Geo <http://www.itascacg.com/software/kubrix-geo>.
- ITASCA. (2016d). Universal Distinct Element Code UDEC. <http://www.itascacg.com/software/udec>.
- Jaeger, J. C., Cook, N. G., et Zimmerman, R. (2009). *Fundamentals of rock mechanics* : John Wiley & Sons.
- Jethwa, R., et Paithankar, A. (1995). *An empirical approach for predicting ground condition for tunnelling and its practical benefits*. Communication présentée à Rock Mechanics: Proceedings of the 35th US Symposium on Rock Mechanics (vol. 35, p. 431).
- Karampinos, E., Hadjigeorgiou, J., Hazzard, J., et Turcotte, P. (2015). Discrete element modelling of the buckling phenomenon in deep hard rock mines. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 80, 346-356. doi:<http://dx.doi.org/10.1016/j.ijrmms.2015.10.007>
- Kawamoto, T., Aydan, O., Akagi, T., et Ito, T. (1991). *Mechanism and evaluation of deformations of tunnels of squeezing ground*. Communication présentée à International Congress on Rock Mechanics, Sep 16 - 29 1991, Aachen, Ger (p. 1317-1317).
- Kirsch, G. (1898). The effect of circular holes on stress distributions in plates. *Zeitschrift Des Vereines Deutscher Itig*.

- Klein, S. (2001). *An approach to the classification of weak rock for tunnel projects*. Communication présentée à PROCEEDINGS OF THE RAPID EXCAVATION AND TUNNELING CONFERENCE (p. 793-806).
- Ladanyi, B. (1974). *Use of the long-term strength concept in the determination of ground pressure on tunnel linings*. Communication présentée à Proceedings of 3rd congress, international society for rock mechanics, Denver (vol. 2, p. 1150-1165).
- Leeman, E. (1964). *The measurement of stress in rock* : National Mechanical Engineering Research Institute.
- Leijon, B. (1989). *Relevance of pointwise rock stress measurements—an analysis of overcoring data*. Communication présentée à International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts (vol. 26, p. 61-68).
- Leite, M. H., et Corthésy, R. (2014). *Tenseur tridimensionnel (avec utilisation de la méthode RPR) Mine Westwood-niveau 1920*. Montréal, Canada: École Polytechnique de Montréal.
- Mahabadi, O. K., Cottrell, B., Vakili, A., et Pitman, W. (2014). Numerical simulation of a shaft and loading pocket developed through squeezing talc-ultramafics.
- Malan, D. (1999). Time-dependent behaviour of deep level tabular excavations in hard rock. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 32(2), 123-155.
- Maloney, S., Kaiser, P., et Vorauer, A. (2006). *A re-assessment of in situ stresses in the Canadian Shield*. Communication présentée à Golden Rocks 2006, The 41st US Symposium on Rock Mechanics (USRMS).
- Manh, H. T. (2014). *Comportement des tunnels en terrain poussant*. (Université Paris-Est).
- Martin, C., Kaiser, P., et McCreath, D. (1999). Hoek-Brown parameters for predicting the depth of brittle failure around tunnels. *Canadian Geotechnical Journal*, 36(1), 136-151.
- Matsuki, K., Nakama, S., et Sato, T. (2009). Estimation of regional stress by FEM for a heterogeneous rock mass with a large fault. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 46(1), 31-50. doi:<http://dx.doi.org/10.1016/j.ijrmms.2008.03.005>
- McKinnon, S. (2001). Analysis of stress measurements using a numerical model methodology. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 38(5), 699-709.
- Mellies, G. (2009). Two case studies of excavations in fractured rock.
- Mercier-Langevin, F., et Hadjigeorgiou, J. (2011). Towards a better understanding of squeezing potential in hard rock mines. *Mining Technology*, 120(1), 36-44.
- Mercier-Langevin, F., et Turcotte, P. (2007). *Evolution of Ground Support Practices At Agnico-Eagle's LaRonde Division-Innovative Solutions to High-stress Yielding Ground*. Communication présentée à 1st Canada-US Rock Mechanics Symposium.
- Mercier-Langevin, F., et Wilson, D. (2013). Lapa Mine – ground control practices in extreme squeezing ground. *Australian Centre for Geomechanics*.
- North America, M. (2014). Rhinoceros (Version 5).
- Panet, M. (1995). *Le calcul des tunnels par la méthode convergence-confinement* : Presses ENPC.

- Potvin, Y., et Hadjigeorgiou, J. (2008). Ground support strategies to control large deformations in mining excavations. *Journal of the South African Institute of Mining & Metallurgy*, 108(7), 397.
- Pusch, R., et Hökmark, H. (1992). *Mechanisms and consequences of creep in the nearfield rock of a KBS-3 repository*. : Swedish Nuclear Fuel and Waste Management Co., Stockholm (Sweden).
- Ramamurthy, T. (1993). Strength and modulus responses of anisotropic rocks. *Comprehensive rock engineering*, 1(13), 313-329.
- Reiter, K., Heidbach, O., Schmitt, D., Haug, K., Ziegler, M., et Moeck, I. (2014). A revised crustal stress orientation database for Canada. *Tectonophysics*, 636, 111-124.
- Rocscience. (2007). Rock mass strength analysis using the Hoek-Brown failure.
- Rocscience. (2015). Phase2 (Version 6.0): Rocscience.
- Russo, G., Repetto, L., Piraud, J., et Lavignerie, R. (2009). Back-analysis of the extreme squeezing conditions in the exploratory adit to the Lyon-Turin base tunnel. *Rock Engineering in Difficult Conditions, Toronto, ON, Canada*.
- Saroglou, H., et Tsiambaos, G. (2008). A modified Hoek–Brown failure criterion for anisotropic intact rock. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 45(2), 223-234.
- Seedsman, R. (1993). Characterizing clay shales. *Comprehensive Rock Engineering*, 3, 131-165.
- Shnorhokian, S., Mitri, H. S., et Thibodeau, D. (2014). A methodology for calibrating numerical models with a heterogeneous rockmass. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 70, 353-367.
- Simard, P. (2011). *Mineral Resources Report*. Toronto, Ontario: IAMGOLD.
- Simon, R. (2009). *essais de laboratoire*. Génies civil, géologique et des mines. Polytechnique de Montréal.
- Simon, R. (2014). *Mécanique des roches I - notes de cours* : Polytechnique de Montréal.
- Singh, B., Jethwa, J. L., Dube, A. K., et Singh, B. (1992). Correlation between observed support pressure and rock mass quality. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 7(1), 59-74. doi:[http://dx.doi.org/10.1016/0886-7798\(92\)90114-W](http://dx.doi.org/10.1016/0886-7798(92)90114-W)
- Singh, M., Singh, B., et Choudhari, J. (2007). Critical strain and squeezing of rock mass in tunnels. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 22(3), 343-350. doi:10.1016/j.tust.2006.06.005
- Sulem, J. (1983). Comportement différé des galeries profondes. *THESE PRESENTÉE A L'ECOLE NATIONALE DES PONTS ET CHAUSSEES POUR OBTENIR LE TITRE DE DOCTEUR-INGENIEUR EN GENIE CIVIL*.
- Sulem, J., Panet, M., et Guenot, A. (1987). *An analytical solution for time-dependent displacements in a circular tunnel*. Communication présentée à International journal of rock mechanics and mining sciences & geomechanics abstracts (vol. 24, p. 155-164).
- Systèmes, D. (2012). Modèle de fluage. Tiré de [http://help.solidworks.com/2012/french/solidworks/cworks/creep\\_models.htm](http://help.solidworks.com/2012/french/solidworks/cworks/creep_models.htm)

- Terzaghi, K., et Proctor, R. V. (1946). *Rock Defects and Loads on Tunnel Supports* : Harvard University.
- Voight, B. (1966). Interpretation of in situ stress measurements. *Proc. First Congr. Int. Soc. Rock Mech*, 3, 332-348.
- Wang, T.-T., et Huang, T.-H. (2011). Numerical simulation on anisotropic squeezing phenomenon of New Guanyin Tunnel. *J GeoEng*, 6(3), 125-131.
- Yun-Mei, L., Yuan-zhen, H., Shu-gen, Z., et Ying, Z. (1984). Failure modes of openings in a steeply bedded rock mass. *Rock mechanics and rock engineering*.

## ANNEXE A - CLASSIFICATION GÉOMÉCANIQUE RMR<sub>76</sub> INFÉRÉE

Tableau A-1 : RMR<sub>76</sub> tel qu'appliqué à la mine Westwood

Cote	A1		A3	A4	
	Fissibilité	Dureté	Schistosité	Séricite	Chlorite
	Briser avec main	Rayable par pointe de tungstène	Espacement : mesuré	Altération : inspection visuelle	
1	Facilement	Facilement	<1 mm	Forte	Forte
2	Moyennement	Moyennement	1 à 10 mm	Moyenne	Moyenne
3	Difficilement	Difficilement	>10 mm	Faible	Faible
4	Non	Non	Absente	Aucune	Aucune

Cote descriptive attribuable à la carotte de forage géologique	A1 : Estimation de résistance mécanique		A2 : RQD (formule selon Bieniawski, 1989)		A3 : Estimation de l'espacement des joints		A4 : Estimation de nature des joints	A5 : Estimation de venues d'eau
	Fissibilité	Dureté	$RQDm = 0,0006RQD^2 + 0,1114RQD + 2,7981$		RQD > 60%	RQD ≤ 60%	Altération en Séricite / Chlorite	
1	0	0			5	0	0	10
2	2	2			10	5	6	10
3	4	5			15	10	12	10
4	6	6			20	15	16	10



## ANNEXE B - MODÈLE FLAC3D POUR CONTRAINTES IN-SITU

### Géométrie du modèle importée du modèle Kubrix

New

imppgrid "E:/fichier de KUBRIX/cisaillement parallèle u2-u3 et 103-60.flac3d"

; profondeur orientation westwood (surface = 4960)

def derive

sxx =  $-0.027770651 \times 10^6 \times \text{profondeur} + 156.55 \times 10^6$

syy =  $0.000403721 \times 10^6 \times \text{profondeur} + 32.55 \times 10^6$

szz =  $-0.027004126 \times 10^6 \times \text{profondeur} + 127.07 \times 10^6$

sxy =  $-0.004013895 \times 10^6 \times \text{profondeur} + 10.72 \times 10^6$

sxz =  $0.006345577 \times 10^6 \times \text{profondeur} - 30.94 \times 10^6$

syx =  $0.020131543 \times 10^6 \times \text{profondeur} - 76.12 \times 10^6$

end

;entrer la profondeur désirée

set @profondeur = 4120

@derive

;changement de nom et regroupement des zones

group zone u1 range group group1

group zone u1 range group group3

group zone u2 range group group4

group zone u2 range group group16

group zone u3 range group group5

group zone u3 range group group15

group zone u4 range group group6

group zone u4 range group group17

group zone u5 range group group7

group zone u5 range group group13

group zone u5a range group group8

group zone u5a range group group14

group zone u6 range group group9

group zone u6 range group group11

group zone bousquet range group group2

```
group zone bousquet range group group10
group zone bousquet range group group12
```

```
group zone cisaillement range group group18
;modèle élastique
```

```
model mech elastic range group u1
model mech elastic range group u2
model mech elastic range group u3
model mech elastic range group u4
model mech elastic range group u5
model mech elastic range group u6
model mech elastic range group bousquet
model mech elastic range group cisaillement
model mech elastic range group u5a
```

```
; Propriété du massif rocheux
```

```
def derive
```

```
u1_exp = (60-gsi_u1)*0.09090909
```

```
u2_exp = (60-gsi_u2)*0.09090909
```

```
u3_exp = (60-gsi_u3)*0.09090909
```

```
u4_exp = (60-gsi_u4)*0.09090909
```

```
u5_exp = (60-gsi_u5)*0.09090909
```

```
u6_exp = (60-gsi_u6)*0.09090909
```

```
u5a_exp = (60-gsi_u5a)*0.09090909
```

```
bousquet_exp = (60-gsi_bousquet)*0.09090909
```

```
cisaillement_exp = (60-gsi_cisaillement)*0.09090909
```

```
y_mod_U1= Young_intacte_u1*(0.02+1/(1+exp(u1_exp)))
```

```
y_mod_U2= Young_intacte_u2*(0.02+1/(1+exp(u2_exp)))
```

```
y_mod_U3= Young_intacte_u3*(0.02+1/(1+exp(u3_exp)))
```

```
y_mod_U4= Young_intacte_u4*(0.02+1/(1+exp(u4_exp)))
```

```
y_mod_U5= Young_intacte_u5*(0.02+1/(1+exp(u5_exp)))
```

```
y_mod_U6= Young_intacte_u6*(0.02+1/(1+exp(u6_exp)))
```

```
y_mod_U5a= Young_intacte_u5a*(0.02+1/(1+exp(u5a_exp)))
```

```
y_mod_bousquet= Young_intacte_bousquet*(0.02+1/(1+exp(bousquet_exp)))
```

```
y_mod_cisaillement= Young_intacte_cisaillement*(0.02+1/(1+exp(cisaillement_exp)))
```

```
end
```

```
set @gsi_u1 = 60 @Young_intacte_u1 = 99.08e9
```

```
set @gsi_u2 = 60 @Young_intacte_u2 = 67.33e9
```

```
set @gsi_u3 = 60 @Young_intacte_u3 = 81.42e9
```

```
set @gsi_u4 = 50 @Young_intacte_u4 = 48.58e9
```

```
set @gsi_u5 = 50 @Young_intacte_u5 = 69.32e9
```

```
set @gsi_u6 = 60 @Young_intacte_u6 = 65.73e9
```

```
set @gsi_u5a = 50 @Young_intacte_u5a = 62.59e9
```

```
set @gsi_bousquet = 40 @Young_intacte_bousquet = 21.5e9
```

```
set @gsi_cisaillement = 40 @Young_intacte_cisaillement = 67.33e9
```

```

@derive
def derive
  s_mod_U1 = y_mod_U1 / (2.0 * (1.0 + p_ratio_U1))
  b_mod_U1 = y_mod_U1 / (3.0 * (1.0 - 2.0 * p_ratio_U1))
  s_mod_U2 = y_mod_U2 / (2.0 * (1.0 + p_ratio_U2))
  b_mod_U2 = y_mod_U2 / (3.0 * (1.0 - 2.0 * p_ratio_U2))
  s_mod_U3 = y_mod_U3 / (2.0 * (1.0 + p_ratio_U3))
  b_mod_U3 = y_mod_U3 / (3.0 * (1.0 - 2.0 * p_ratio_U3))
  s_mod_U4 = y_mod_U4 / (2.0 * (1.0 + p_ratio_U4))
  b_mod_U4 = y_mod_U4 / (3.0 * (1.0 - 2.0 * p_ratio_U4))
  s_mod_U5 = y_mod_U5 / (2.0 * (1.0 + p_ratio_U5))
  b_mod_U5 = y_mod_U5 / (3.0 * (1.0 - 2.0 * p_ratio_U5))
  s_mod_U6 = y_mod_U6 / (2.0 * (1.0 + p_ratio_U6))
  b_mod_U6 = y_mod_U6 / (3.0 * (1.0 - 2.0 * p_ratio_U6))
  s_mod_u5a = y_mod_u5a / (2.0 * (1.0 + p_ratio_u5a))
  b_mod_u5a = y_mod_u5a / (3.0 * (1.0 - 2.0 * p_ratio_u5a))
  s_mod_bousquet = y_mod_bousquet / (2.0 * (1.0 + p_ratio_bousquet))
  b_mod_bousquet = y_mod_bousquet / (3.0 * (1.0 - 2.0 * p_ratio_bousquet))
  s_mod_cisaillement = y_mod_cisaillement / (2.0 * (1.0 + p_ratio_cisaillement))
  b_mod_cisaillement = y_mod_cisaillement / (3.0 * (1.0 - 2.0 * p_ratio_cisaillement))

end

set @gsi_u1 = 60 @Young_intacte_u1 = 99.08e9 @p_ratio_U1 = 0.27
set @gsi_u2 = 60 @Young_intacte_u2 = 67.33e9 @p_ratio_U2 = 0.19
set @gsi_u3 = 60 @Young_intacte_u3 = 81.42e9 @p_ratio_U3 = 0.3
set @gsi_u4 = 50 @Young_intacte_u4 = 48.58e9 @p_ratio_U4 = 0.2
set @gsi_u5 = 50 @Young_intacte_u5 = 69.32e9 @p_ratio_U5 = 0.24
set @gsi_u6 = 60 @Young_intacte_u6 = 65.73e9 @p_ratio_U6 = 0.22
set @gsi_u5a = 50 @Young_intacte_u5a = 62.59e9 @p_ratio_u5a = 0.201
set @gsi_bousquet = 40 @Young_intacte_bousquet = 21.5e9 @p_ratio_bousquet = 0.3
set @gsi_cisaillement = 40 @Young_intacte_cisaillement = 67.33e9 @p_ratio_cisaillement =
0.19

@derive

prop bulk @b_mod_U1 de 1000 shear @s_mod_U1 range group u1
prop bulk @b_mod_U2 de 1000 shear @s_mod_U2 range group u2
prop bulk @b_mod_U3 de 1000 shear @s_mod_U3 range group u3
prop bulk @b_mod_U4 de 1000 shear @s_mod_U4 range group u4
prop bulk @b_mod_U5 de 1000 shear @s_mod_U5 range group u5
prop bulk @b_mod_U6 de 1000 shear @s_mod_U6 range group u6
prop bulk @b_mod_U5a de 1000 shear @s_mod_U5a range group u5a
prop bulk @b_mod_bousquet de 1000 shear @s_mod_bousquet range group bousquet
prop bulk @b_mod_cisaillement de 1000 shear @s_mod_cisaillement range group cisaillement

```

```
;prop bulk @b_mod_U1 de 1000 shear @s_mod_U1 range group u1
;prop bulk @b_mod_U1 de 1000 shear @s_mod_U1 range group u2
;prop bulk @b_mod_U1 de 1000 shear @s_mod_U1 range group u3
;prop bulk @b_mod_U1 de 1000 shear @s_mod_U1 range group u4
;prop bulk @b_mod_U1 de 1000 shear @s_mod_U1 range group u5
;prop bulk @b_mod_U1 de 1000 shear @s_mod_U1 range group u6
;prop bulk @b_mod_U1 de 1000 shear @s_mod_U1 range group u5a
;prop bulk @b_mod_U1 de 1000 shear @s_mod_U1 range group bousquet
;prop bulk @b_mod_U1 de 1000 shear @s_mod_U1 range group cisaillement
;contrainte
```

```
apply sxx @sxx range x = 16872 16872 y 5243 7743 z 2700 4600
apply sxx @sxx range x = 13372 13372 y 5243 7743 z 2700 4600
```

```
apply syy @syy range x= 13372 16872 y 7743 7743 z 2700 4600
apply syy @syy range x= 13372 16872 y 5243 5243 z 2700 4600
```

```
apply szz @szz range x 13372 16872 y 5243 7743 z 4600 4600
apply szz @szz range x 13372 16872 y 5243 7743 z 2700 2700
```

```
apply sxy @sxy range x = 13372 16872 y 7743 7743 z 2700 4600
apply sxy @sxy range x = 16872 16872 y 5243 7743 z 2700 4600
apply sxy @sxy range x= 13372 16872 y= 5243 5243 z= 2700 4600
apply sxy @sxy range x = 13372 13372 y= 5243 7743 z= 2700 4600
```

```
apply sxz @sxz range x = 13372 16872 y 5243 7743 z 4600 4600
apply sxz @sxz range x = 16872 16872 y 5243 7743 z 2700 4600
apply sxz @sxz range x= 13372 16872 y= 5243 7743 z= 2700 2700
apply sxz @sxz range x = 13372 13372 y= 5243 7743 z= 2700 4600
```

```
apply syz @syz range x = 13372 16872 y 5243 7743 z 4600 4600
apply syz @syz range x = 13372 16872 y 7743 7743 z 2700 4600
apply syz @syz range x= 13372 16872 y= 5243 7743 z= 2700 2700
apply syz @syz range x = 13372 16872 y= 5243 5243 z= 2700 4600
```

```
solve
save gradient_surtoutemesure.f3sav
```

## **ANNEXE C - DEVIS DE SUPPORT DE TERRAIN**

Devis de support 1 : devis de support composé de boulons à friction (Split-Set) de 1.5 m aux épontes et des boulons résinés (Rebar) de 1.8 m au toit. L'espacement des boulons est de 1.2 m X 1.2 m. Le support aux épontes descend jusqu'à une hauteur de 1.0 m du plancher et une bande de grillage est installée à 1.0 m du plancher. Un treillis de métal au toit et aux murs est intégré au support du toit jusqu'à 2.2 m du plancher

Devis de support 2 : devis de support composé de boulons à friction gonflable (Swellex) de 1.8 m de longueur installée aux épontes et au toit. L'espacement des boulons est de 1.2 m X 1.2 m. Le support aux épontes descend jusqu'à 1.0 m du plancher et inclus des bandes de grillages sur chacun des boulons aux épontes. Un treillis de métal au toit et aux murs est intégré au support du toit jusqu'à 2.2 m du plancher

Devis de support 3 : devis de support composé de boulons à friction gonflable (Swellex) de 1.8 m de longueur installée aux épontes et au toit. L'espacement des boulons est de 1.2 m X 1.2 m avec un boulon à friction gonflable en quinconce aux épontes. Le support aux épontes descend jusqu'à 0.8 m du plancher et inclus des bandes de grillages sur chacun des boulons aux épontes. Un treillis de métal au toit et aux murs est intégré au support du toit jusqu'à 0.8 m du plancher.

Devis de support 4 : devis de support composé de boulons à friction (Split-Set) de 1.5 m aux épontes et des boulons résinés (Rebar) de 1.8 m au toit. L'espacement des boulons est de 1.2 m X 1.2 m avec un boulon à friction en quinconce aux épontes. Le support aux épontes descend jusqu'à une hauteur de 1.0 m du plancher et une bande de grillage est installée à 1.0 m du plancher. Un treillis de métal au toit et murs est intégré au support du toit jusqu'à 0.8 m du plancher

Tableau C-1 : Sections pour l'analyse de la convergence et du devis de support correspondant

Section	Durée de la mesure	Devis de support de terrain
	jours	
#1	115	1 remplacé par 2 après réhabilitation
#2	115	1 remplacé par 2 après réhabilitation
#3	200	1 remplacé par 2 après réhabilitation
#4	200	1
#5	200	2
#6	200	2
#7	159	2
#8	179	2
#9	179	2
#11	131	3
#12	131	4
#13	131	4

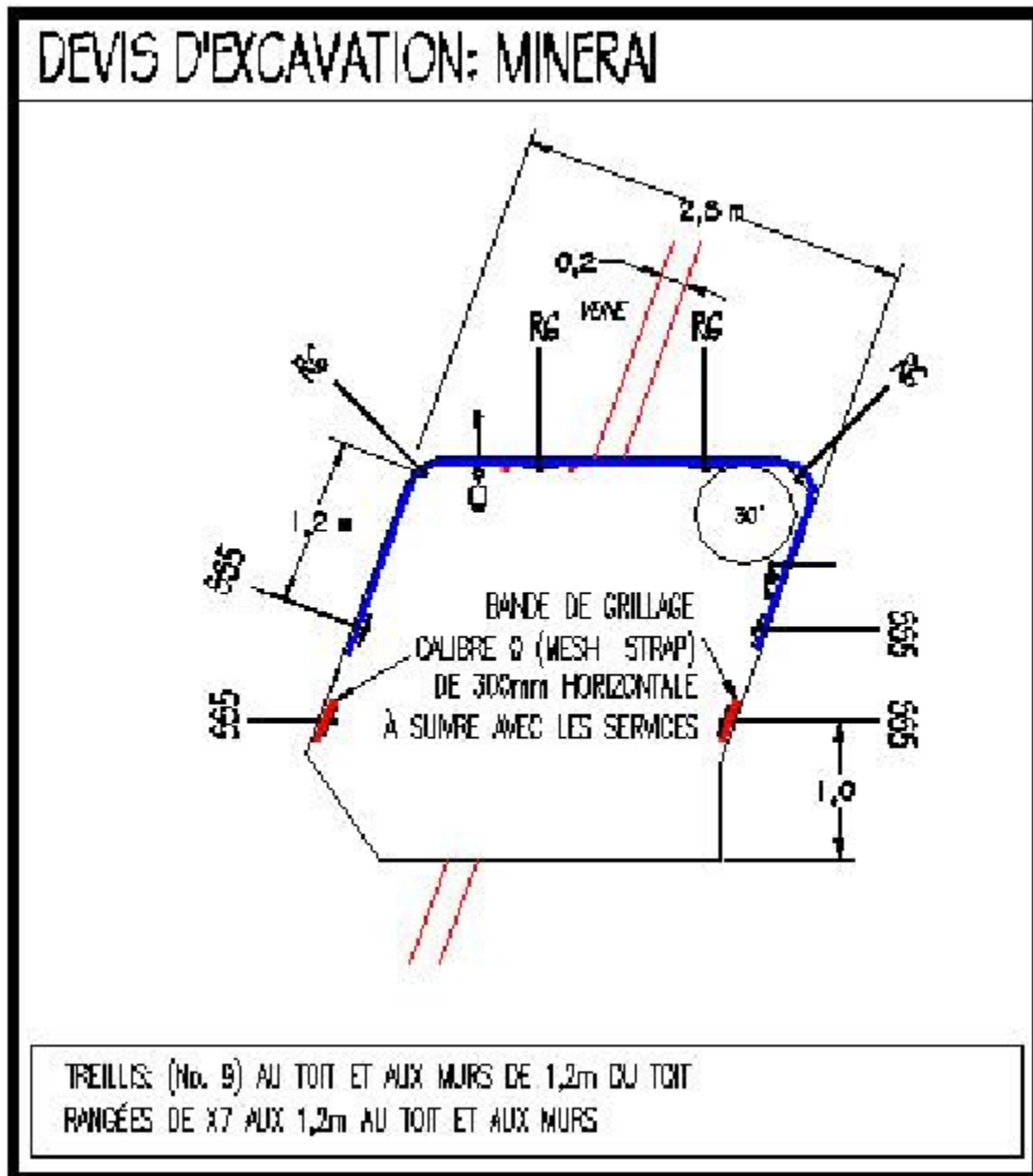
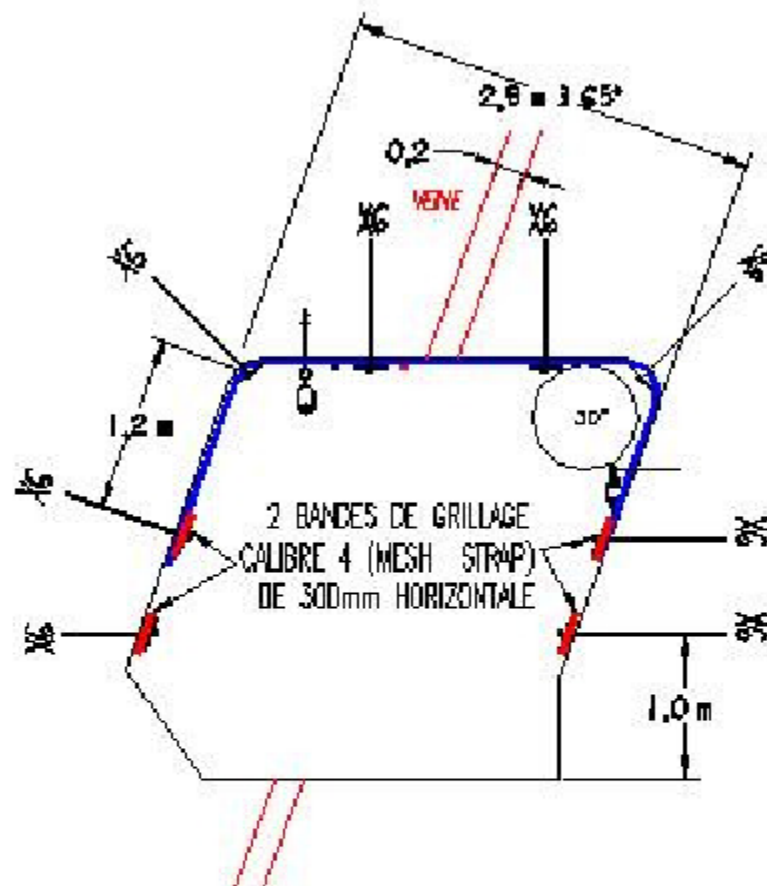


Figure C-1 : Devis de support #1

## DEVIS D'EXCAVATION: MINERAL



\*\*\* ATTENTION, diamètre de forage requis pour swellex (X6) 35 mm \*\*

Si X6 non disponible, remplacer par X7.

Si bandes de grillage #4 non disponible,  
remplacer par bandes de grillage #0.

TREILLIS: (No. 9) AU TOIT ET AUX MURS DE 1.2m DU TOIT  
RANGÉES DE X7 AUX 1.2m AU TOIT ET AUX MURS

Figure C-2 : Devis de support #2



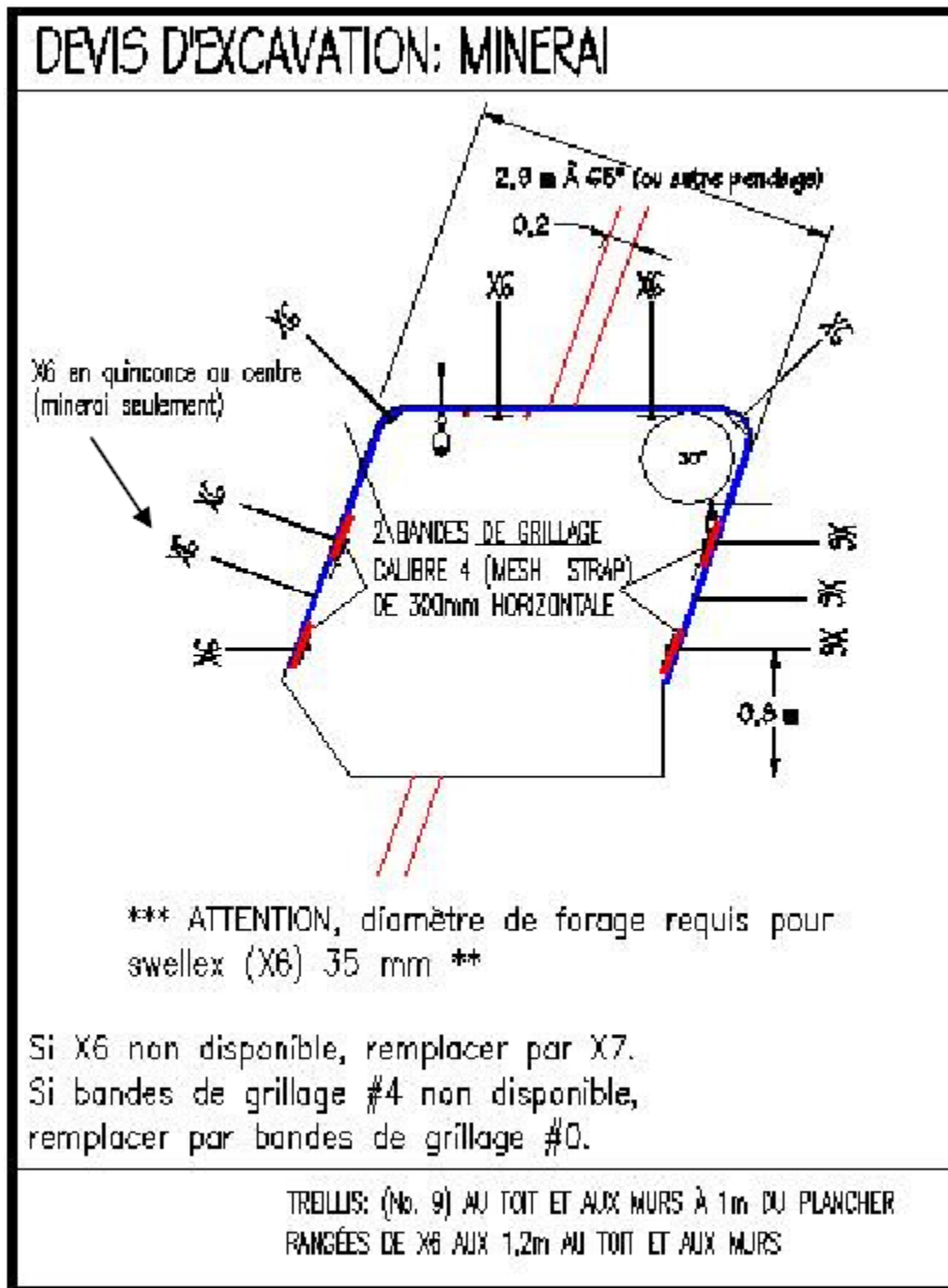
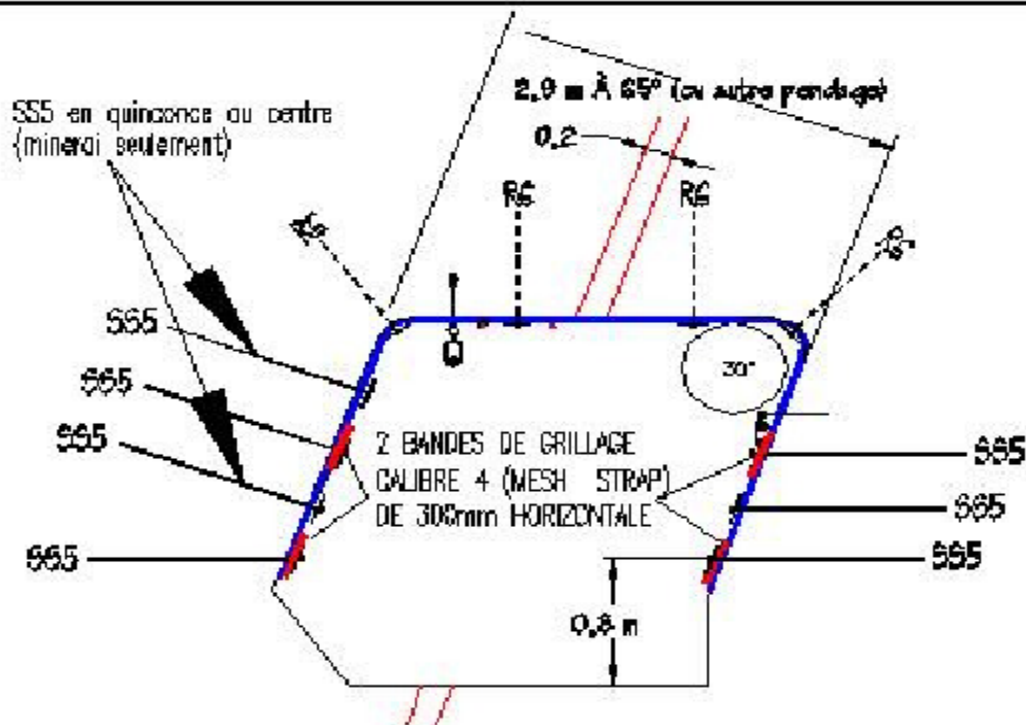


Figure C-3 : Devis de support #3

## DEVIS D'EXCAVATION: MINERAL



- AJOUTER SS18' DANS LES TROUS DES SS5
- Si bandes de grillage #4 non disponible,  
remplacer par bandes de grillage #0.

BOULONS AU TOIT ET AUX MURS ESPACEMENT: 1,2m ENTRE LES RANGÉES

TREILLIS (No. 9) AU TOIT ET AUX MURS À 1m DU PLANCHER

-BIEN COUVRIR LES COINS

-FAITE SUIVRE À 1,2m DE LA FACE

R6: BOULONS RÉSINÉS DE 1,8 m (6'), ET TROU #32mm. (#1 1/4")

SS18: BOULONS SPLIT SET DE 0,45m (18"), #32mm (1 1/4")

SS5: BOULONS SPLIT SET DE 1,5m (5'), #32mm (1 1/4")

NOTE: SS5 DOIT ÊTRE REMPLACÉE PAR R6 SI PRÉSENCE D'EAU DANS LES MURS

TIR PÉRIMÉTRIQUE (BACKHOES): ESPACEMENT DE 0,8m ENTRE LES TROUS

CHARGEMENT: 1 CARTOUCHES AMORCÉE EN FOND DE TROU

NOTE: LE PLAN N'EST PAS À L'ÉCHELLE

Figure C-4 : Devis de support #4

## ANNEXE D - MODÈLE FLAC2D SECTION 6 RMR<sub>76</sub> 30

; Source: Radial grid

### ;Géométrie du modèle

```

config
grid 212,212
gen -25.0,-25.0 -25.0,25.0 -15.0,15.0 -15.0,-15.0 i=1,7 j=7,207
gen -25.0,-25.0 -15.0,-15.0 15.0,-15.0 25.0,-25.0 i=7,207 j=1,7
gen 15.0,-15.0 15.0,15.0 25.0,25.0 25.0,-25.0 i=207,213 j=7,207
gen -15.0,-15.0 -15.0,15.0 15.0,15.0 15.0,-15.0 i=7,207 j=7,207
gen -15.0,15.0 -25.0,25.0 25.0,25.0 15.0,15.0 i=7,207 j=207,213
group 'u4' i=1,6 j=7,206
group 'u4' i=7,206 j=1,6
group 'u4' i=207,212 j=7,206
group 'u4' i=7,206 j=7,206
group 'u4' i=7,206 j=207,212
model Mohr group 'u4'
prop density=2830.0 bulk=2218600000 shear=1643200000 cohesion=1.88e6 tension=0.119e6
friction=45.20 dilation=0.0 group 'u4'
; Attach grids
attach aside from 7,207 to 1,207 bside from 7,207 to 7,213
attach aside from 7,7 to 1,7 bside from 7,7 to 7,1
attach aside from 207,7 to 207,1 bside from 207,7 to 213,7
attach aside from 207,207 to 213,207 bside from 207,207 to 207,213

```

### ;Générer la section #6

```

Table 6 -1,-1 1.29,-1 1.70,0.94 1.53,1.62 -1,1.62 -1.48,1.21 -1,-1
gen table 6

```

;Contraintes in-situ initial

```

initial sxx -2.9E7
initial syy -5600000.0
initial szz -1.42E7

```

set large

```

fix x y i 8 206 j 213
fix x y i 213 j 8 207
fix x y i 8 207 j 1
fix x y i 7 8 j 1
fix x y i 8 j 213
fix x y i 1 j 8 207
gen circle 0.1,0.3 5.43

```

### ;Modèle « Ubiquitous Joints»

```

group 'Zoneplastique' region 127 105
group 'Zoneplastique' region 108 107
model ubiquitous group 'Zoneplastique'

```

```
prop density=2830.0 bulk=2218600000 shear=1643200000 cohesion=1.88e6 friction=45.2
dilation=0.0 tension=0.119e6 jangle=65.0 jcohesion=0.96e6 jfriction=28.4 jdilation=0.0
jtension=0.055e6 group 'Zoneplastique'
solve
```

### **; Initialiser les déplacements**

```
initial xdisp 0 ydisp 0
initial xvel 0 yvel 0
history 1 xdisp i=100, j=100
history 2 xdisp i=99, j=108
history 3 xdisp i=98, j=116
history 4 xdisp i=108, j=118
history 5 xdisp i=118, j=117
history 6 xdisp i=117, j=108
history 7 xdisp i=116, j=100
history 8 xdisp i=108, j=100
history 9 ydisp i=100, j=100
history 10 ydisp i=99, j=108
history 11 ydisp i=98, j=116
history 12 ydisp i=108, j=118
history 13 ydisp i=118, j=117
history 14 ydisp i=117, j=108
history 15 ydisp i=116, j=100
history 16 ydisp i=108, j=100
```

### **; Excavation de la section 6**

```
model null region 116 114
group 'null' region 116 114
group delete 'null'
solve
```

### **; Réduction de la cohésion**

;10% de réduction

```
prop density=2830.0 bulk=2218600000 shear=1643200000 cohesion=1.69e6 friction=45.2
dilation=0.0 tension=0.121e6 jangle=65.0 jcohesion=0.864e6 jfriction=28.4 jdilation=0.0
jtension=0.055e6 group 'Zoneplastique'
solve
```

;20% de réduction

```
prop density=2830.0 bulk=2218600000 shear=1643200000 cohesion=1.504e6 friction=45.2
dilation=0.0 tension=0.121e6 jangle=65.0 jcohesion=0.768e6 jfriction=28.4 jdilation=0.0
jtension=0.055e6 group 'Zoneplastique'
solve
```

; 30% de réduction

```
prop density=2830.0 bulk=2218600000 shear=1643200000 cohesion=1.32e6 friction=45.2
dilation=0.0 tension=0.121e6 jangle=65.0 jcohesion=0.672e6 jfriction=28.4 jdilation=0.0
jtension=0.055e6 group 'Zoneplastique'
solve
```

; 40% de réduction

prop density=2830.0 bulk=2218600000 shear=1643200000 cohesion=1.13e6 friction=45.2  
dilation=0.0 tension=0.121e6 jangle=65.0 jcohesion=0.576e6 jfriction=28.4 jdilation=0.0  
jtension=0.055e6 group 'Zoneplastique'

solve

;50% de réduction

prop density=2830.0 bulk=2218600000 shear=1643200000 cohesion=0.94e6 friction=45.2  
dilation=0.0 tension=0.121e6 jangle=65.0 jcohesion=0.480e6 jfriction=28.4 jdilation=0.0  
jtension=0.055e6 group 'Zoneplastique'

solve

;60% de réduction

prop density=2830.0 bulk=2218600000 shear=1643200000 cohesion=0.752e6 friction=45.2  
dilation=0.0 tension=0.121e6 jangle=65.0 jcohesion=0.384e6 jfriction=28.4 jdilation=0.0  
jtension=0.055e6 group 'Zoneplastique'

solve

## ANNEXE E - MODÈLE NUMÉRIQUE DE LA SECTION 8 RMR<sub>76</sub> DE 30

### ;Géométrie du modèle

```

config
grid 212,212
gen -25.0,-25.0 -25.0,25.0 -15.0,15.0 -15.0,-15.0 i=1,7 j=7,207
gen -25.0,-25.0 -15.0,-15.0 15.0,-15.0 25.0,-25.0 i=7,207 j=1,7
gen 15.0,-15.0 15.0,15.0 25.0,25.0 25.0,-25.0 i=207,213 j=7,207
gen -15.0,-15.0 -15.0,15.0 15.0,15.0 15.0,-15.0 i=7,207 j=7,207
gen -15.0,15.0 -25.0,25.0 25.0,25.0 15.0,15.0 i=7,207 j=207,213
group 'u4' i=1,6 j=7,206
group 'u4' i=7,206 j=1,6
group 'u4' i=207,212 j=7,206
group 'u4' i=7,206 j=7,206
group 'u4' i=7,206 j=207,212
model Mohr group 'u4'
prop density=2830.0 bulk=2.22E9 shear=1.64E9 cohesion=1875000.0 tension=119000.0
friction=45.2 dilation=0.0 group 'u4'
; Attach grids
attach aside from 7,207 to 1,207 bside from 7,207 to 7,213
attach aside from 7,7 to 1,7 bside from 7,7 to 7,1
attach aside from 207,7 to 207,1 bside from 207,7 to 213,7
attach aside from 207,207 to 213,207 bside from 207,207 to 207,213
Table 8 -1,-1 0.492,-1.3316 1.39,-1.2127 2.04,0.77 2.02,1.48 1.68,1.70 -0.545,1.64 -0.842,1.31 -
1.3037,-0.44 -1,-1

```

### ;Générer la section 8

```

gen table 8
initial sxx -2.9E7
initial syy -5600000.0
initial szz -1.42E7
set large
fix x y i 8 206 j 213
fix x y i 213 j 8 207
fix x y i 8 207 j 1
fix x y i 7 8 j 1
fix x y i 8 j 213
fix x y i 1 j 8 207
gen circle 0.36,0.2 5.1

```

### ;Modèle « Ubiquitous Joints»

```

group 'Zoneplastique' region 127 105
model ubiquitous group 'Zoneplastique'

```

```

prop density=2700.0 bulk=2.22E9 shear=1.64E9 cohesion=1875000.0 friction=45.2 dilation=0.0
tension=119000.0 jangle=75.0 jcohesion=960000 jfriction=28.36 jdilation=0.0 jtension=55000
group 'Zoneplastique'
group 'Zoneplastique' region 108 107
model ubiquitous group 'Zoneplastique'
prop density=2700.0 bulk=2.22E9 shear=1.64E9 cohesion=1875000.0 friction=45.2 dilation=0.0
tension=119000.0 jangle=75.0 jcohesion=960000 jfriction=28.36 jdilation=0.0 jtension=55000
group 'Zoneplastique'
solve

```

### **; Initialiser les déplacements**

```

initial xdisp 0 ydisp 0
initial xvel 0 yvel 0
history 1 xdisp i=100, j=101
history 2 xdisp i=100, j=110
history 3 xdisp i=102, j=117
history 4 xdisp i=111, j=118
history 5 xdisp i=120, j=117
history 6 xdisp i=118, j=105
history 7 xdisp i=116, j=99
history 8 xdisp i=108, j=99
history 9 ydisp i=100, j=101
history 10 ydisp i=100, j=110
history 11 ydisp i=102, j=117
history 12 ydisp i=111, j=118
history 13 ydisp i=120, j=117
history 14 ydisp i=118, j=105
history 15 ydisp i=116, j=99
history 16 ydisp i=109, j=99

```

### **; Excavation de la section 8**

```

model null region 112 111
group 'null' region 112 111
group delete 'null'
solve

```

### **; Réduction de la cohésion**

```

prop density=2700.0 bulk=2.22E9 shear=1.64E9 cohesion=1687500 friction=45.2 dilation=0.0
tension=119000.0 jangle=65.0 jcohesion=864000 jfriction=28.36 jdilation=0.0 jtension=55000
group 'Zoneplastique'
solve

```

prop density=2700.0 bulk=2.22E9 shear=1.64E9 cohesion=1500000 friction=45.2 dilation=0.0  
tension=119000.0 jangle=65.0 jcohesion=768000 jfriction=28.36 jdilation=0.0 jtension=55000  
group 'Zoneplastique'  
solve

prop density=2700.0 bulk=2.22E9 shear=1.64E9 cohesion=1312500 friction=45.2 dilation=0.0  
tension=119000.0 jangle=65.0 jcohesion=672000 jfriction=28.36 jdilation=0.0 jtension=55000  
group 'Zoneplastique'  
solve

prop density=2700.0 bulk=2.22E9 shear=1.64E9 cohesion=1125000 friction=45.2 dilation=0.0  
tension=119000.0 jangle=65.0 jcohesion=576000 jfriction=28.36 jdilation=0.0 jtension=55000  
group 'Zoneplastique'  
solve

prop density=2700.0 bulk=2.22E9 shear=1.64E9 cohesion=937500 friction=45.2 dilation=0.0  
tension=119000.0 jangle=65.0 jcohesion=480000 jfriction=28.36 jdilation=0.0 jtension=55000  
group 'Zoneplastique'  
solve

prop density=2700.0 bulk=2.22E9 shear=1.64E9 cohesion=750000 friction=45.2 dilation=0.0  
tension=119000.0 jangle=65.0 jcohesion=384000 jfriction=28.36 jdilation=0.0 jtension=55000  
group 'Zoneplastique'  
solve



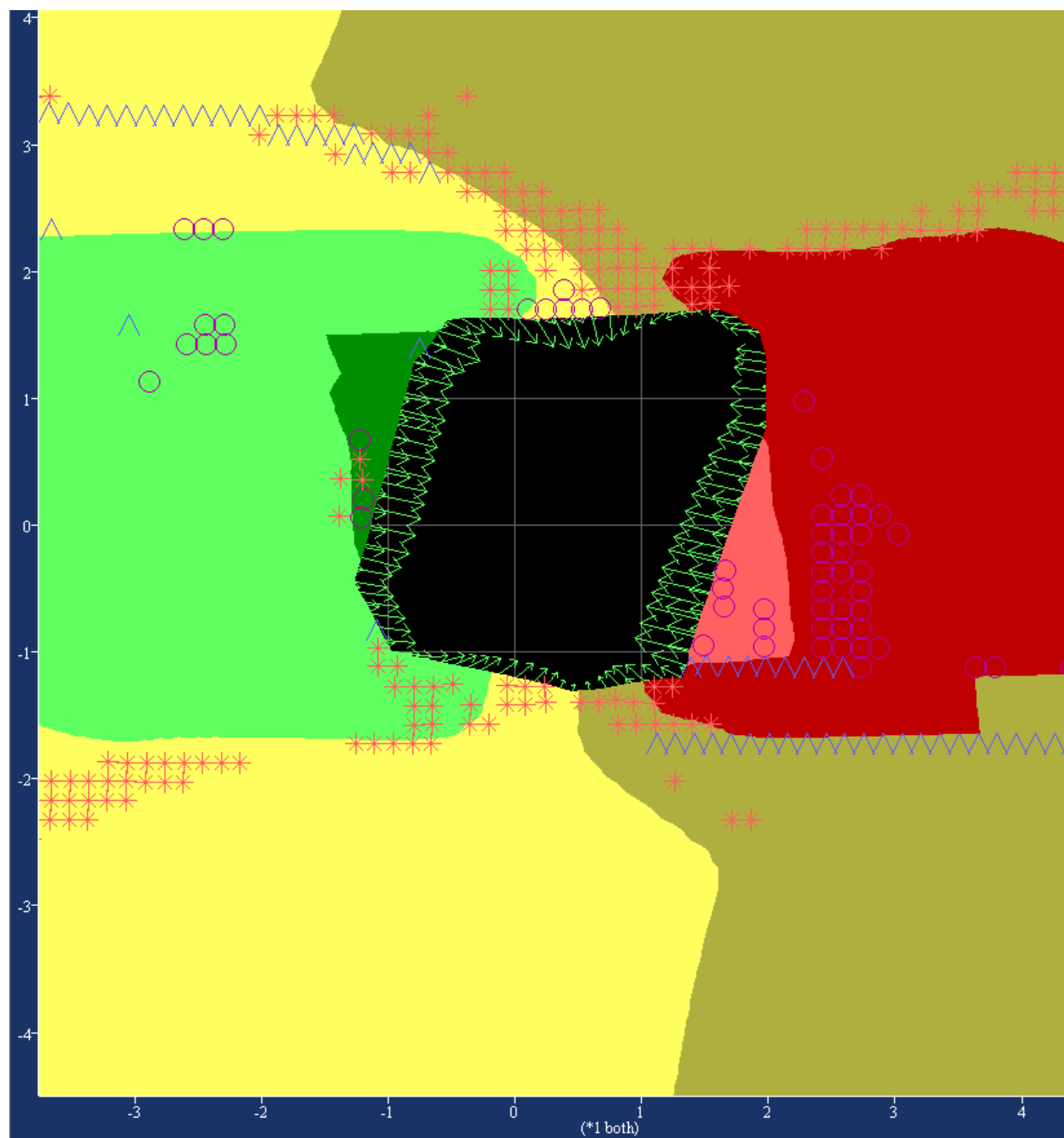


Figure E-1 : Modèle de la section 8. Aucune réduction.

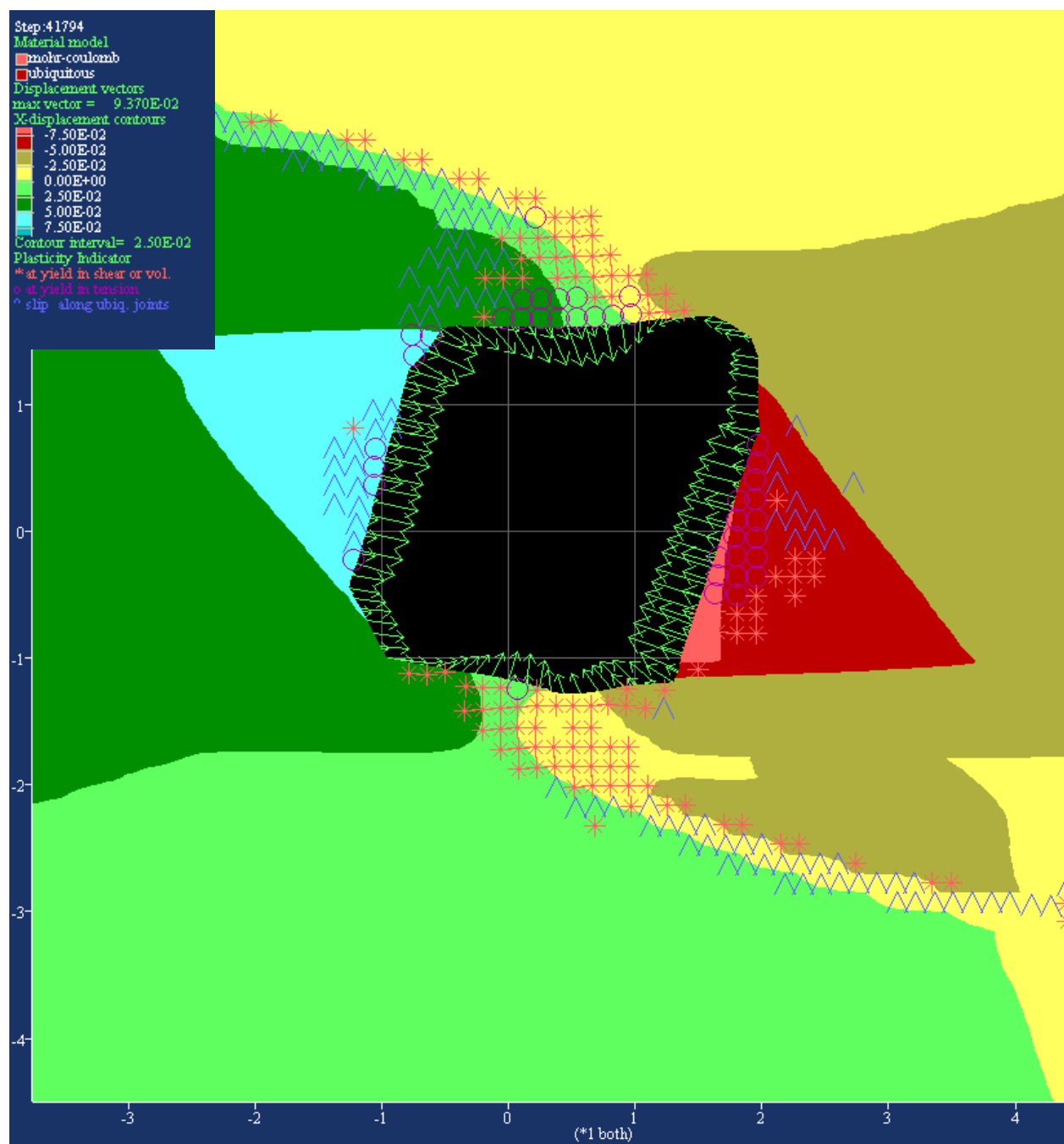


Figure E-2 : Modèle section 8. Réduction de 10%

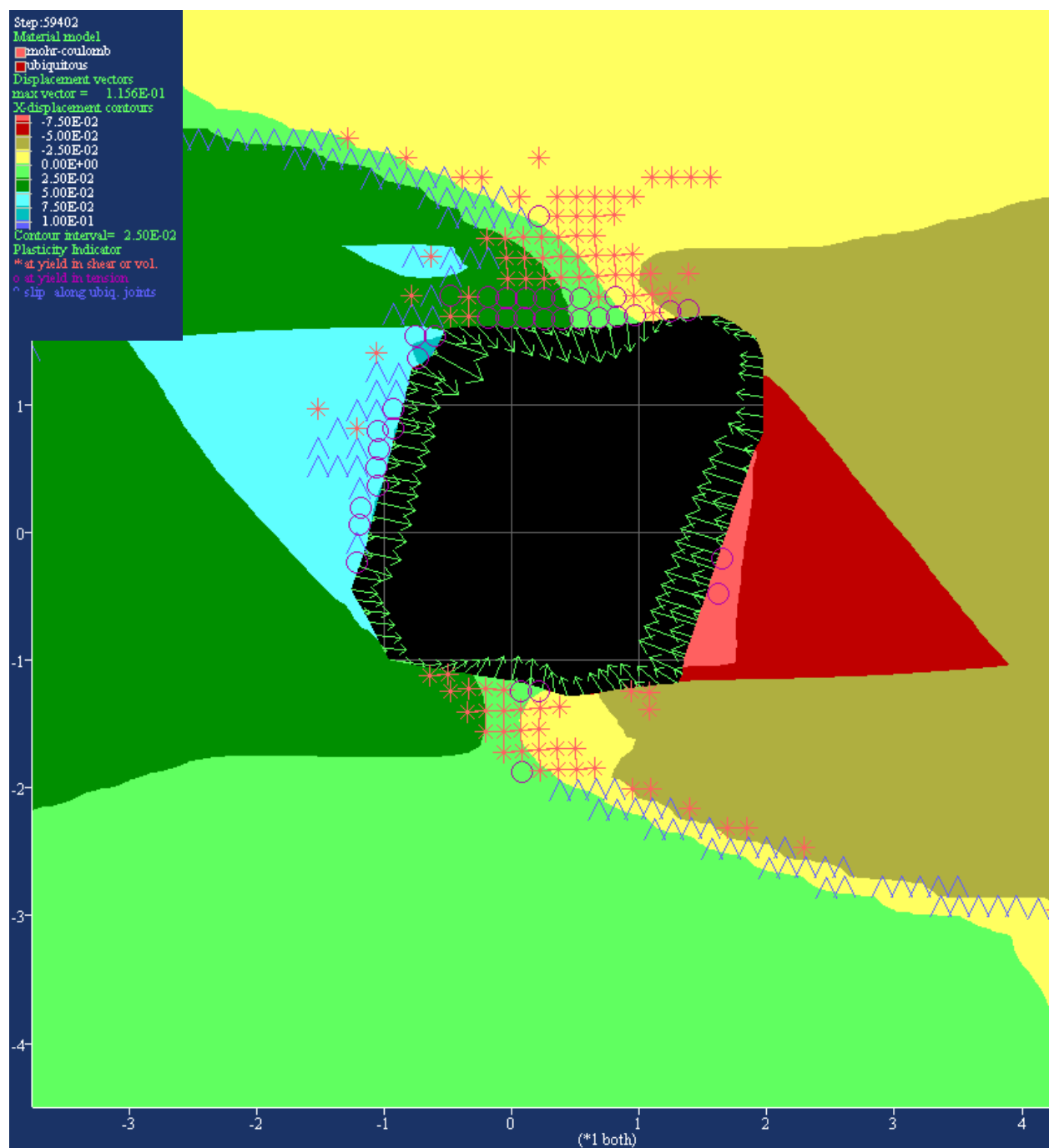


Figure E-3 : Modèle section 8. Réduction de 20%

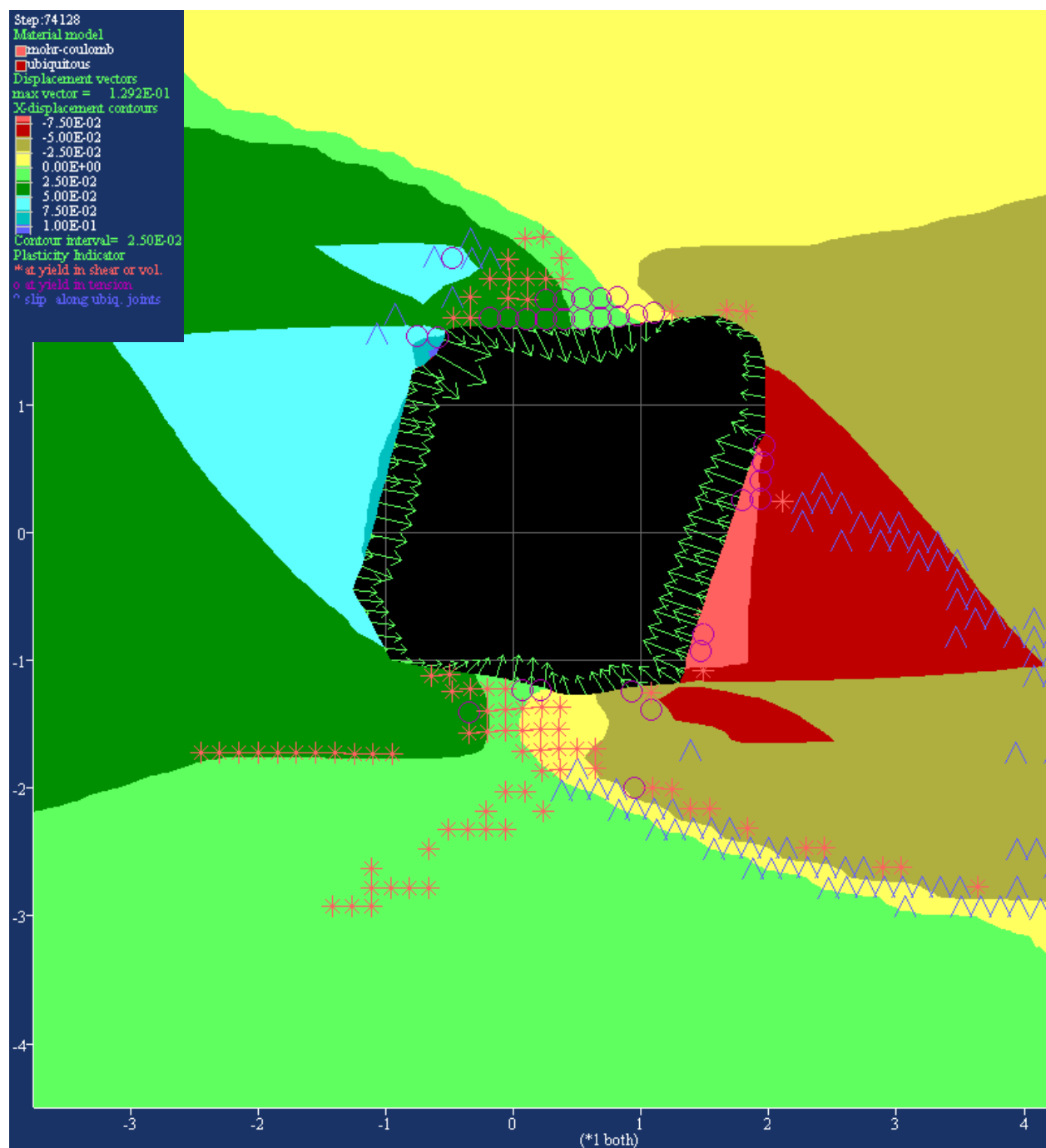


Figure E-4 : Modèle de la section 8. Réduction de 30%

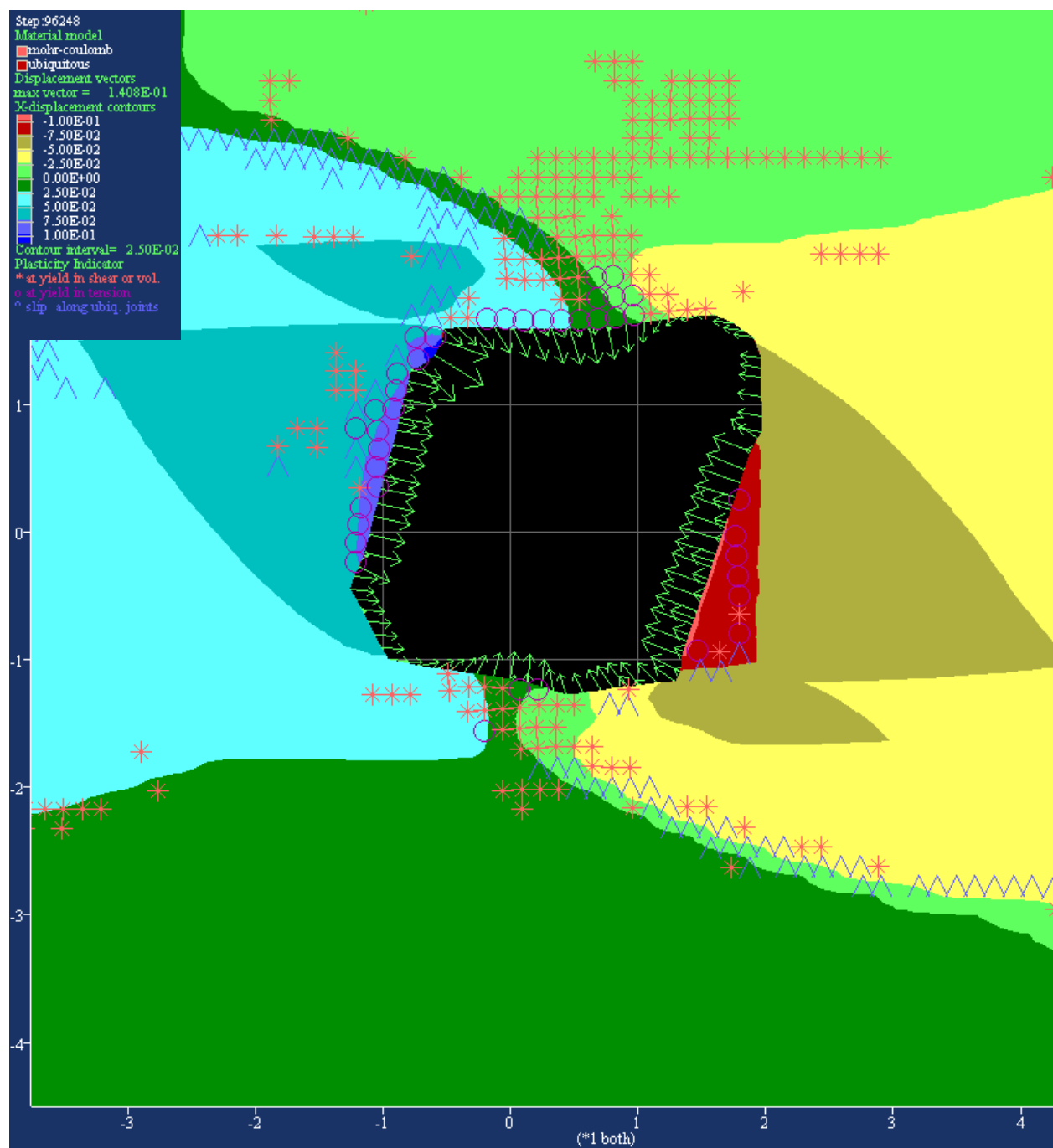


Figure E-5 : Modèle de la section 8. Réduction de 40%

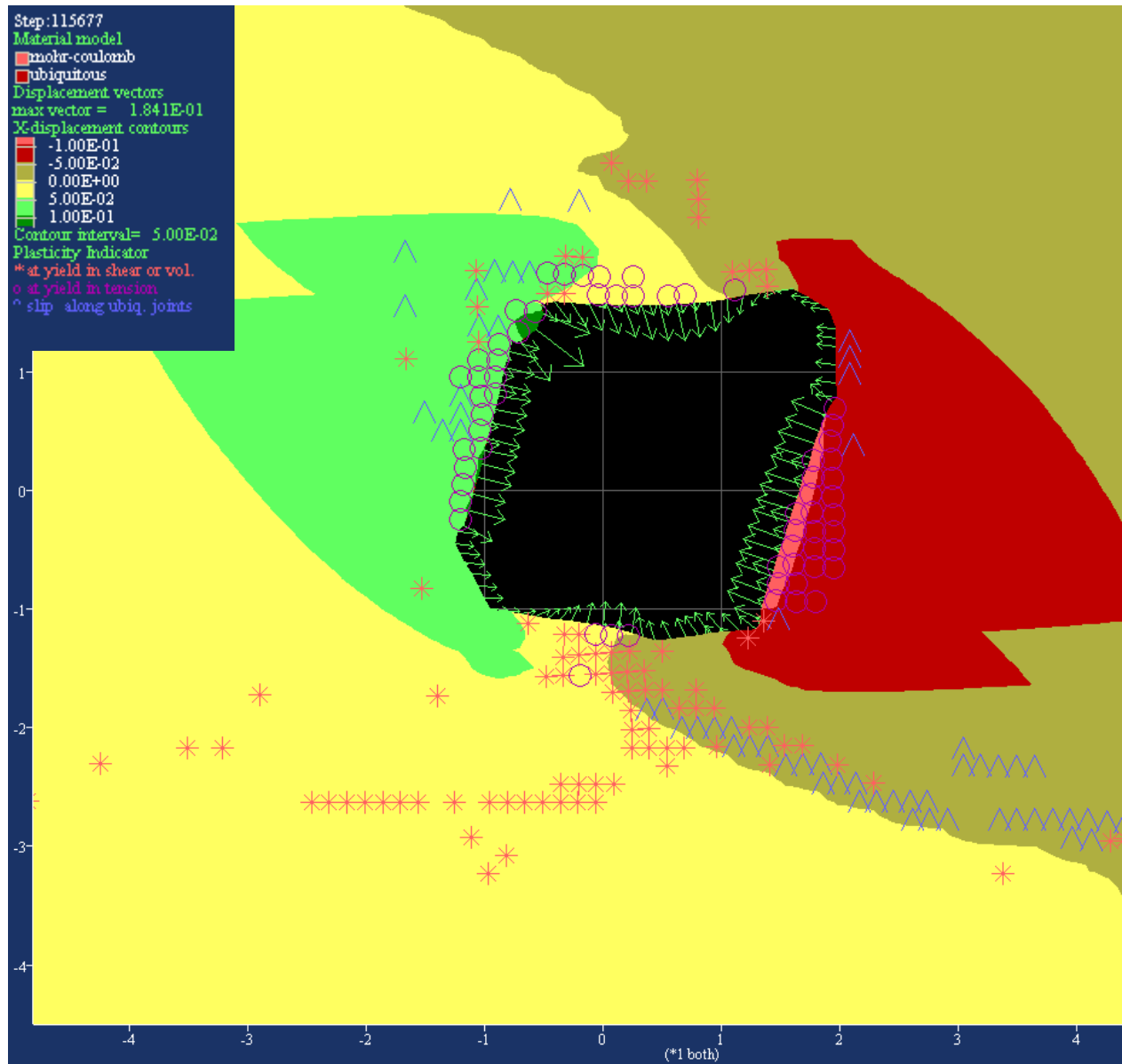


Figure E-6 : Modèle de la section 8. Réduction de 50%

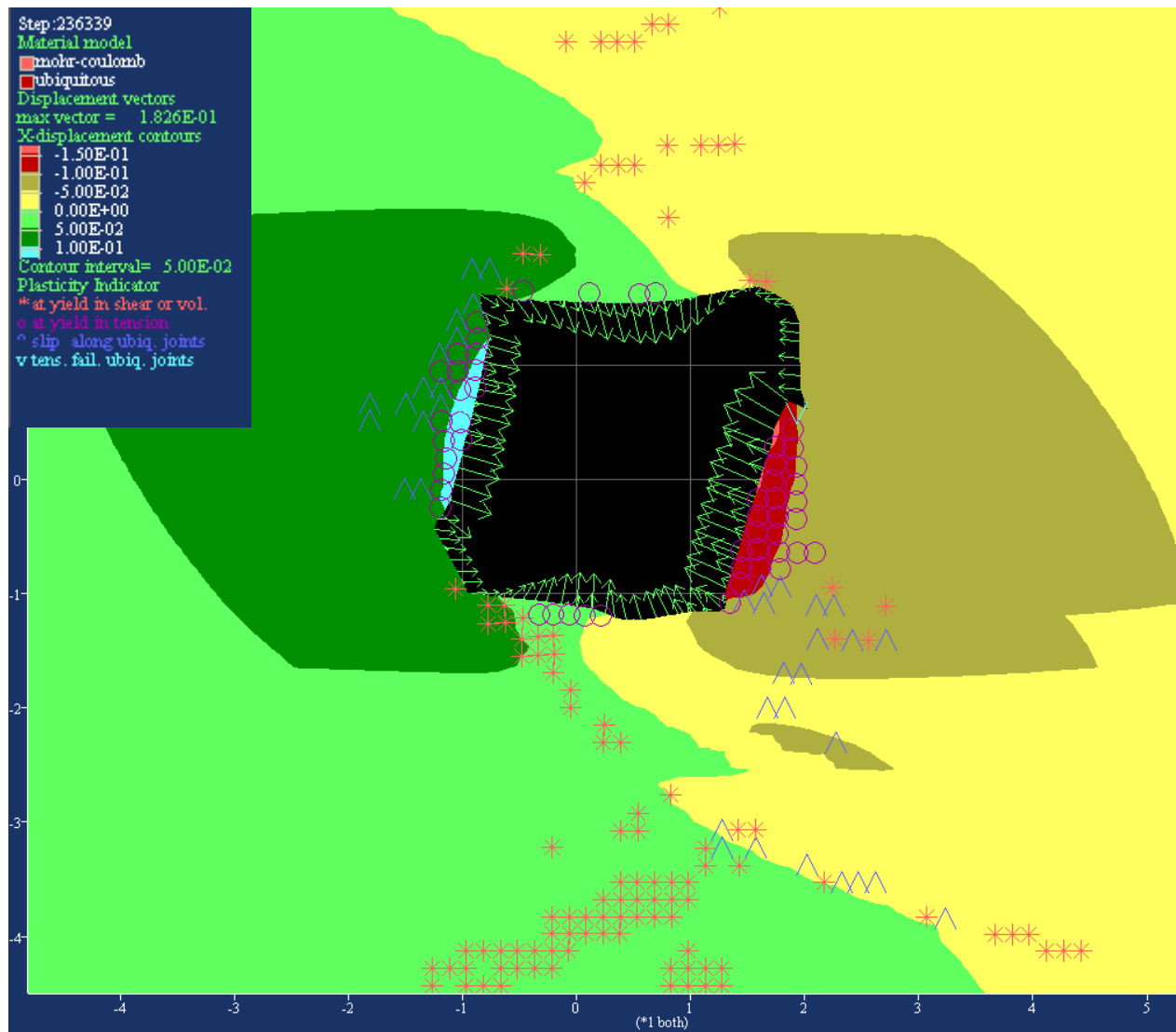


Figure E-7 : Modèle de la section 8. Réduction de 60%

## ANNEXE F - MODÈLE FLAC2D CHANTIER #2

; Source: Radial grid

config

grid 168,168

gen -225.0,-225.0 -225.0,225.0 -75.0,75.0 -75.0,-75.0 i=1,10 j=10,160

gen -225.0,-225.0 -75.0,-75.0 75.0,-75.0 225.0,-225.0 i=10,160 j=1,10

gen 75.0,-75.0 75.0,75.0 225.0,225.0 225.0,-225.0 i=160,169 j=10,160

gen -75.0,-75.0 -75.0,75.0 75.0,75.0 75.0,-75.0 i=10,160 j=10,160

gen -75.0,75.0 -225.0,225.0 225.0,225.0 75.0,75.0 i=10,160 j=160,169

model elastic i=1,9 j=10,159

model elastic i=10,159 j=1,9

model elastic i=160,168 j=10,159

model elastic i=10,159 j=10,159

model elastic i=10,159 j=160,168

; Attach grids

attach aside from 10,160 to 1,160 bside from 10,160 to 10,169

attach aside from 10,10 to 1,10 bside from 10,10 to 10,1

attach aside from 160,10 to 160,1 bside from 160,10 to 169,10

attach aside from 160,160 to 169,160 bside from 160,160 to 160,169

### ; Générer la forme du sautage et la zone plastique

table 1 -5.0,-13.0 -0.8,-13.0 -0.7,-9.4 2.7,-3.1 4.2,3.2 6.1,6.3 7.1,13.7 7.1,17.7 1.3,17.7 1.3,13.7 -5.0,-9.5 -5.0,-13.0

table 2 -29.6,-43 7.28,-43 29.5,47.7 -5.01,47.7 -29.6,-43

gen table 1

gen table 2

fix x y i 1 j 11 160

fix x y i 10 160 j 1

fix x y i 169 j 11 160

fix x y i 1 j 160

fix x y i 169 j 160

fix x y i 12 158 j 169

fix x y i 12 j 169

fix x y i 11 j 169

fix x y i 169 j 160

fix x y i 159 j 169

### ; Historique de la deformation horizontale au centre du chantier

history 1 xdisp i=83, j=87

history 2 xdisp i=82, j=87

history 3 xdisp i=81, j=87

history 4 xdisp i=78, j=87

history 5 xdisp i=76, j=87



```

history 6 xdisp i=89, j=87
history 7 xdisp i=91, j=87
history 8 xdisp i=93, j=87
history 9 xdisp i=95, j=87
history 10 xdisp i=97, j=87
history 11 ydisp i=76, j=87
history 12 ydisp i=77, j=87
history 13 ydisp i=78, j=87
history 14 ydisp i=79, j=87
history 15 ydisp i=80, j=87
history 16 ydisp i=81, j=87
history 17 ydisp i=82, j=87
history 18 ydisp i=83, j=87
history 19 ydisp i=89, j=87
history 20 ydisp i=90, j=87
history 21 ydisp i=91, j=87
history 22 ydisp i=92, j=87
history 23 ydisp i=93, j=87
history 24 ydisp i=94, j=87
history 25 ydisp i=95, j=87
history 26 ydisp i=96, j=87

```

### **; Contraintes in-situ initial**

```

initial sxx -3.13E7
initial syy -1.16E7
initial szz -2.51E7
initial sxy 0.28E6
model elastic region 45 133

```

### **; Propriétés géomécaniques du modèle avec *Ubiquitous Joints***

```

prop density=2830.0 bulk=2.22E9 shear=1.64E9 region 45 133
model ubiquitous region 81 94
prop density=2830.0 bulk=2.22E9 shear=1.64E9 cohesion=1875000.0 friction=45.2 dilation=0.0
tension=119000.0 jangle=75.0 jcohesion=962000 jfriction=28.39 jdilation=0.0 jtension=55000.0
region 81 94
model ubiquitous region 86 90
prop density=2830.0 bulk=2.22E9 shear=1.64E9 cohesion=1875000.0 friction=45.2 dilation=0.0
tension=119000.0 jangle=75.0 jcohesion=962000 jfriction=28.39 jdilation=0.0 jtension=55000.0
region 86 90
set large
solve
initial xdisp 0 ydisp 0
initial xvel 0 yvel 0

```

### **; Excavation initiale**

model null region 87 92  
 history 999 unbalanced  
 solve

### **; Comparaison avec le CMS**

table 3 -5,-13 -0.80,-13 -0.72,-9.46 0.56,-4.55 2.62,-3.1 4.1,0.75 6.28,6.7 7.7,12.6 7.1,17.7  
 1.3,17.7 1.32,13.7 -0.6,12.3 -3.53,5.9 -3.54,3.3 -4.89,-0.63 -5,-9.5 -5,-13  
 gen table 3

## ANNEXE G - CALIBRATION DES SECTIONS DE CONVERGENCE

Le tableau G-1 représente un récapitulatif de la calibration de la loi de puissance 3.11 sur les sections présentant le phénomène de terrain poussant.

Tableau G-1 : Paramètres de la loi de (Sulem, 1983) obtenus sur des sections convergentes

Section	Durée de la mesure	Paramètre de l'équation 3.11			
		$C_{\infty}$	n	m	T
3	200	1.15E-03	0.57	136	161
4	200	1.15E-03	0.57	94	161
5	200	3.88E-03	0.58	55	883
6	200	5.29E-03	1.00	29	101
7	159	1.32E-03	0.99	55	199
8	179	1.58E-02	0.32	22	7
9	179	2.87E-02	0.26	23	16
11	131	7.10E-04	1.33	200	51
12	131	5.49E-04	1.52	359	55
13	131	4.62E-04	1.00	359	55

### Convergence dans les sections #1 et #2

Les mesures des sections #1 et #2 n'ont débutées qu'après une réhabilitation du secteur avec le devis de support #2. Les mesures obtenues indiquent que ces sections ont les moins de convergences mesurées. Après 131 jours du début des mesures, la moyenne de la déformation est de  $< 1\%$ .

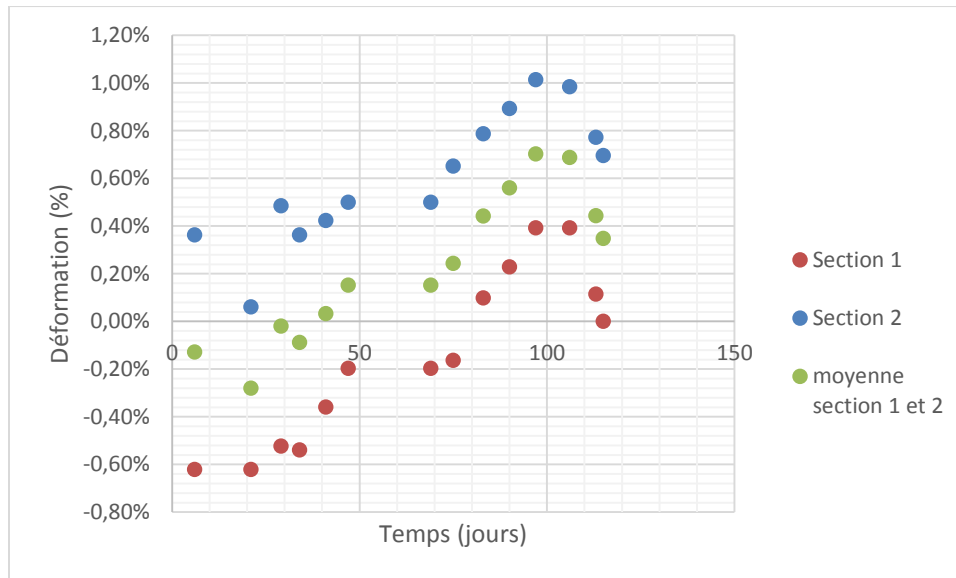


Figure G-1 : Déformation dans les sections #1 et #2

Aucune calibration de l'équation 3.11 sur ces deux sections ne sera faite due aux limitations soulevées.

### Convergence dans les sections #3, #4, #5 et #6

Les sections #3 et #4 utilisent un support de terrain de type boulons « tube à friction fendu » (Split set) (devis #1) contrairement aux sections 5 et 6 utilisant des « boulons à friction gonflable » (Swellex) (devis #2) aux murs. Les deux devis possèdent le même espacement des boulons. L'analyse de la vitesse et de l'amplitude de la convergence dans le temps nous indique que ce changement de boulon n'augmente pas la capacité du support pour prévenir la convergence des murs. On peut noter que l'espacement des boulons peut être un élément plus critique que le type de boulon passif utilisé. De ces mesures, un espacement similaire conduit à une convergence similaire.

### Convergence de la section #3

La convergence mesurée dans la section 3 est très influencée par l'avancée du front de taille et des difficultés d'opération. En plus du front de taille, aucune mesure de convergence ne fut effectuée entre 113 et 187 jours après le début des mesures. Ceci est dû à la présence d'une conduite de ventilation qui empêchait la prise de données. Les données jugées convergentes ne sont effectuées

qu'après 196 jours du début de la mesure. La calibration de l'équation ne fut effectuée que sur les trois dernières mesures. Compte tenu de ces limitations, les paramètres utilisés dans la calibration sont celles de la section #4 où seul le paramètre « m » de l'équation 3.11 est obtenu. Ce choix est lié au fait que les deux sections ont un devis de support équivalent ainsi que des déformations similaires. La convergence à long terme prévue par le calage de l'équation est de 12.8 cm ou 3.76%.

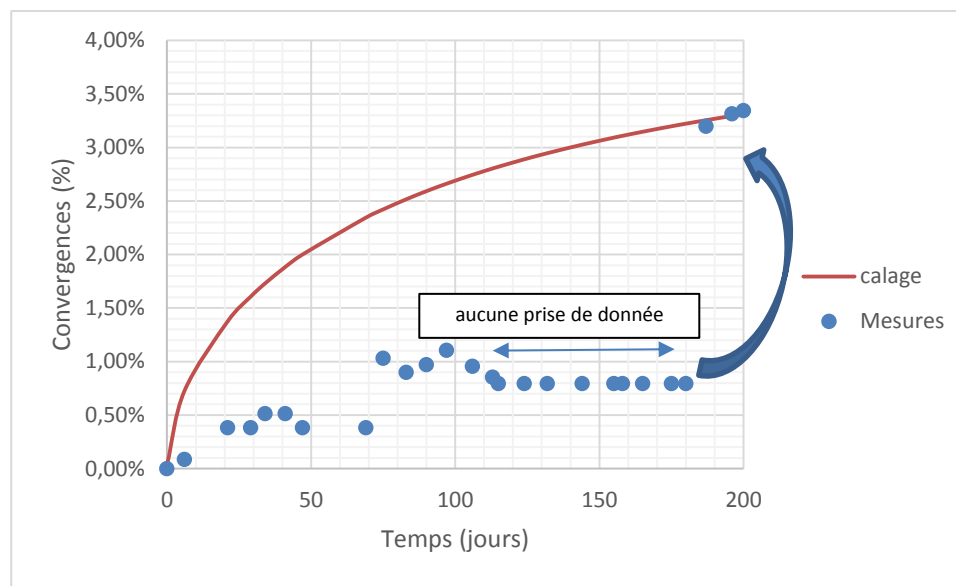


Figure G-2 : Convergence dans la section #3

#### Convergence de la section #4

L'effet du front de taille et de la réhabilitation du terrain sur la convergence mesurée sont présents dans la section #4. Plusieurs données ont été ignorées pour une calibration de l'équation caractéristique à la convergence des tunnels. L'hypothèse émise est que les mesures, où la déformation est stagnante avant de reprendre, sont dues au front de taille. Ce que l'on conclut de la section 4 est que la réhabilitation ne semble pas avoir eu l'effet escompté d'arrêter la déformation et la convergence semble reprendre la tendance d'avant la réhabilitation.

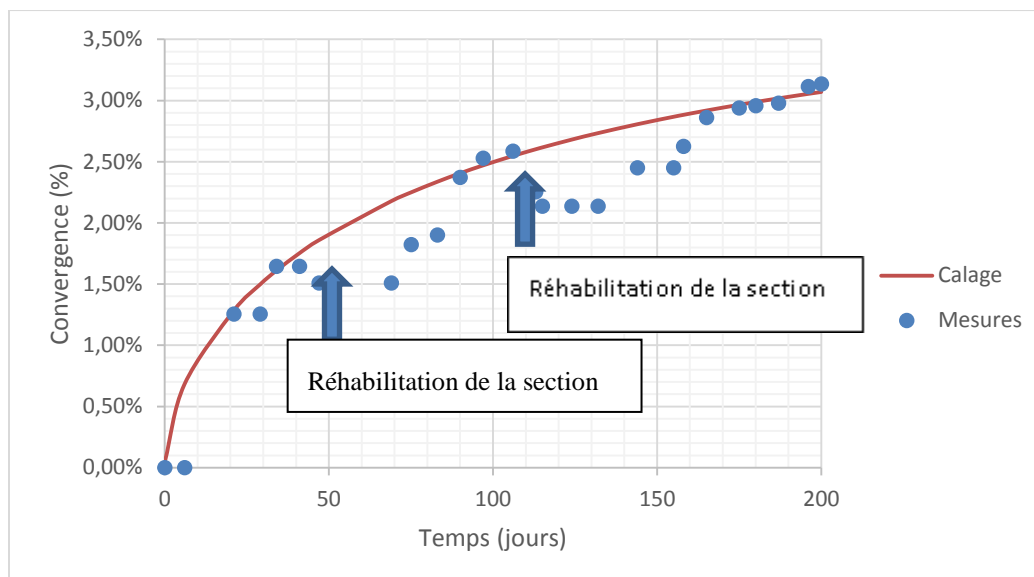


Figure G-3 : Convergence dans la section 4 entre l'éponte supérieure et inférieure

La convergence à long terme prévue par le calage de l'équation est de 8.9 cm ou 3.5%.

### Convergence de la section #5

L'avancée du front de taille semble plus rapide dans cette section. L'équation 3.11 est calée de manière acceptable sur les mesures. Les quelques mesures qui semblent être influencées par le front de taille sont ignorées.

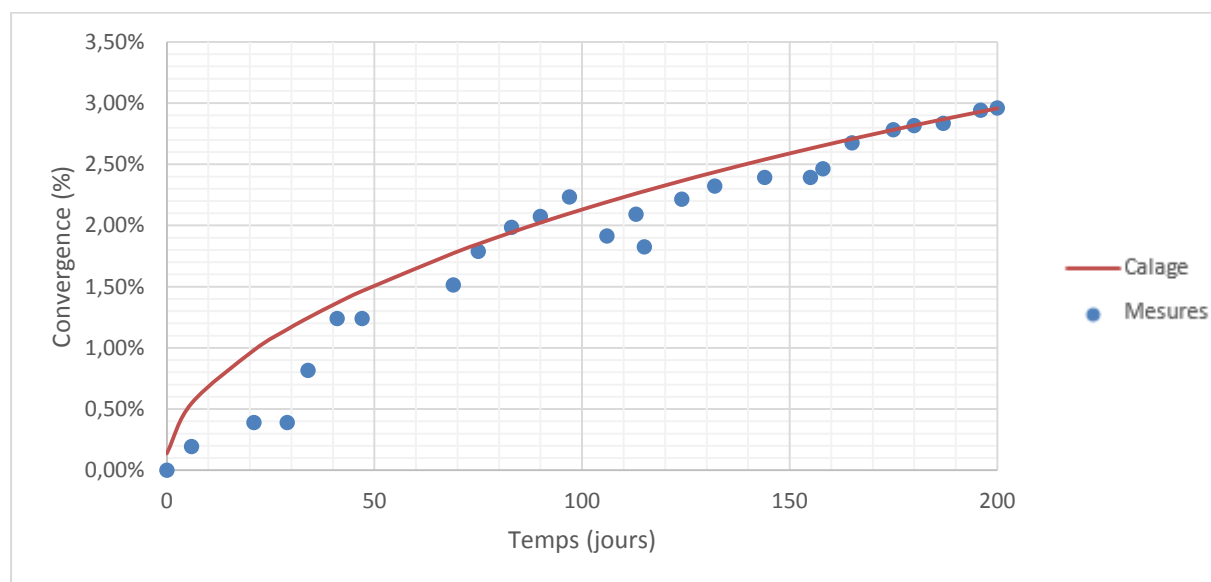


Figure G-4 : Convergence de la section #5 des épontes inférieures et supérieures

L'interprétation de l'équation 3.11 de la section #5 indique que la convergence à long terme est de 10.8 cm ou 3.82%.

### Convergence de la section #6

De même que pour la section #5, la calibration de l'équation simplifiée s'adapte bien aux mesures sur le terrain. Cette section sera notamment utilisée pour la calibration des paramètres géomécaniques d'une loi d'écrouissage négatif dans le chapitre suivant. L'interprétation de l'équation 3.11 de la section #6 indique que la convergence à long terme est de 12.57 cm ou 3.91%.

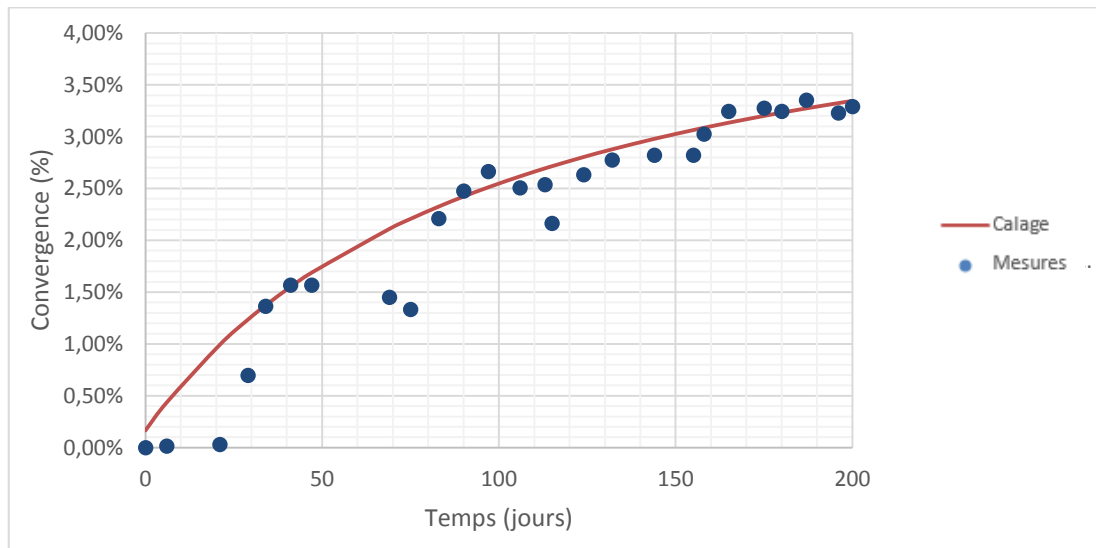


Figure G-5: Convergence dans la section #6 de l'éponte inférieure et supérieure

### Convergence de la section #7

La convergence de la section #7 est erratique. Néanmoins, une calibration grossière fut effectuée. L'interprétation de l'équation 3.11 de la section #7 indique que la convergence à long terme est de 4.7 cm ou 1.63%.

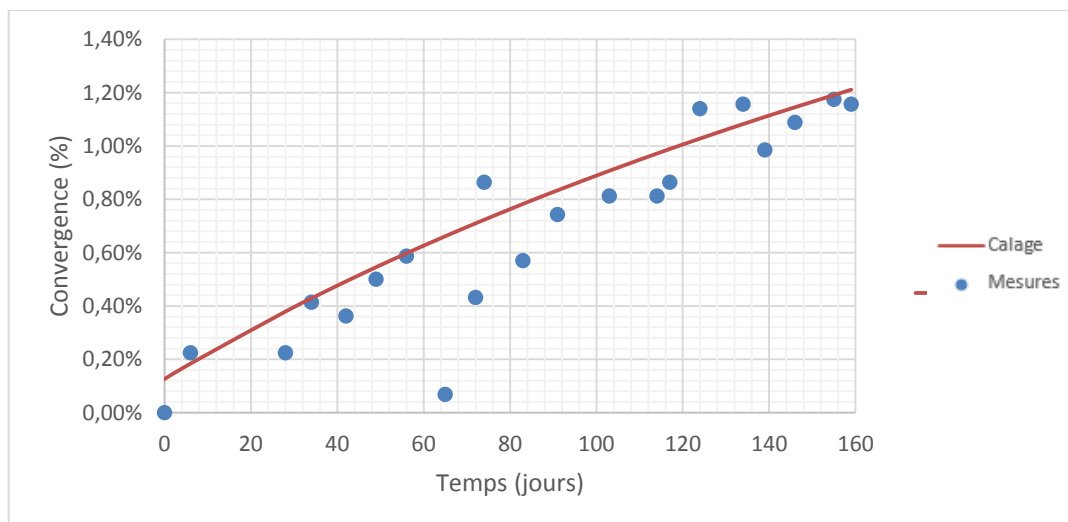


Figure G-6 : Convergence de la section #7

### Convergence de la section #8

La section #8 démontre une des meilleures corrélations entre l'équation simplifiée et les mesures sur le terrain. La convergence après 179 jours de mesures est de 8.0 %. Ce que la courbe de la figure G-7 nous indique est que le taux de convergence diminue et la convergence à long terme est de 26.5 cm ou 8.77%.

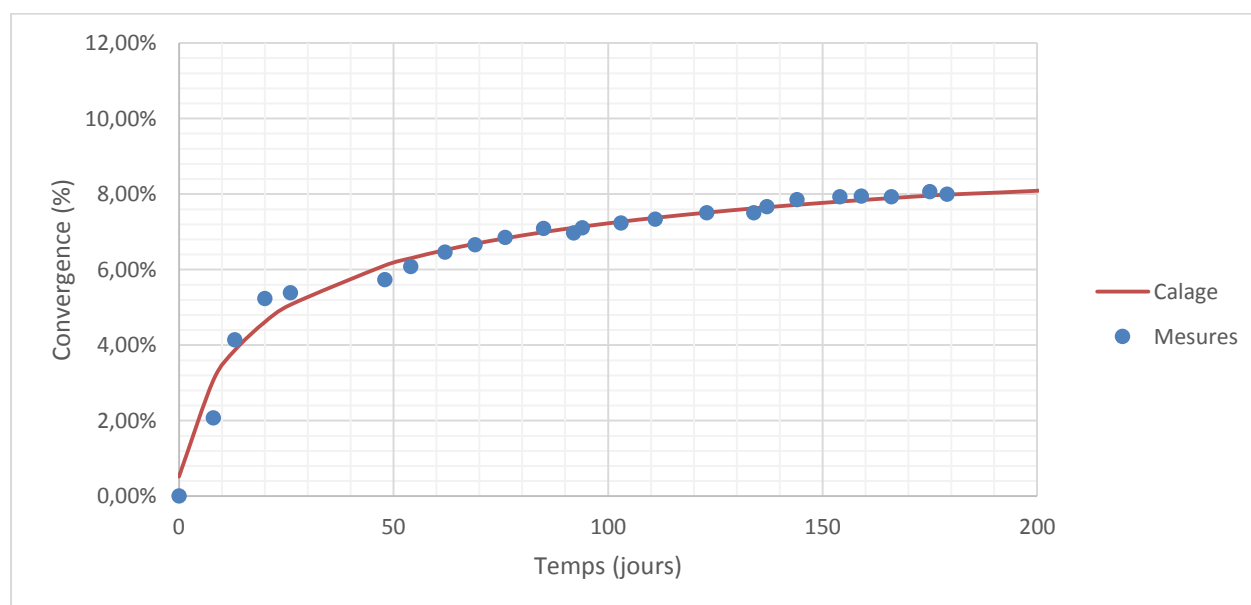


Figure G-7 : Convergence de la section #8



### Convergence de la section #9

La section #9 est la section qui a convergé le plus durant la période de mesure. L'interprétation de l'équation 3.11 de la section #6 indique que la convergence à long terme est de 39.3 cm ou 15.4%.

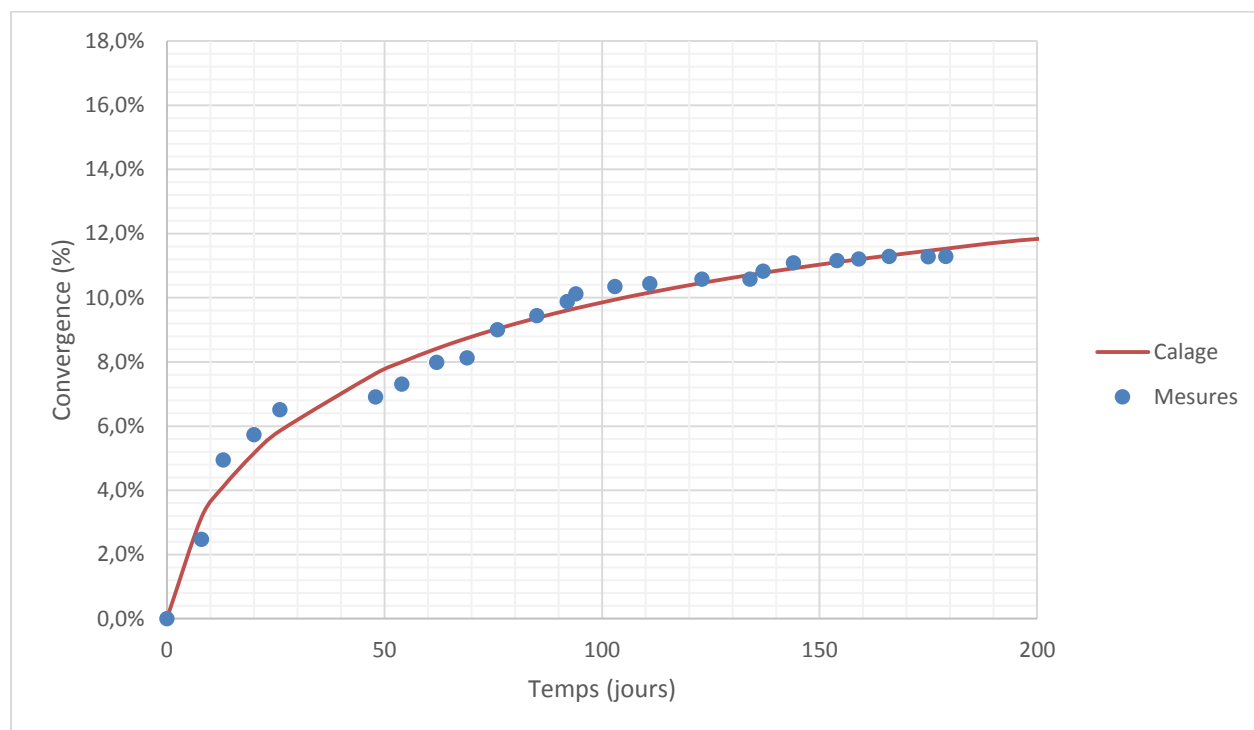


Figure G-8 : Convergence de la section #9

### Convergence de la section #11

La courbe G-9 nous indique que l'équation 3.11 est bien adaptée pour représenter la convergence de la section #11. Le calage de l'équation 3.11 nous indique que la convergence à long terme est de 12.0 cm ou 3.82%.

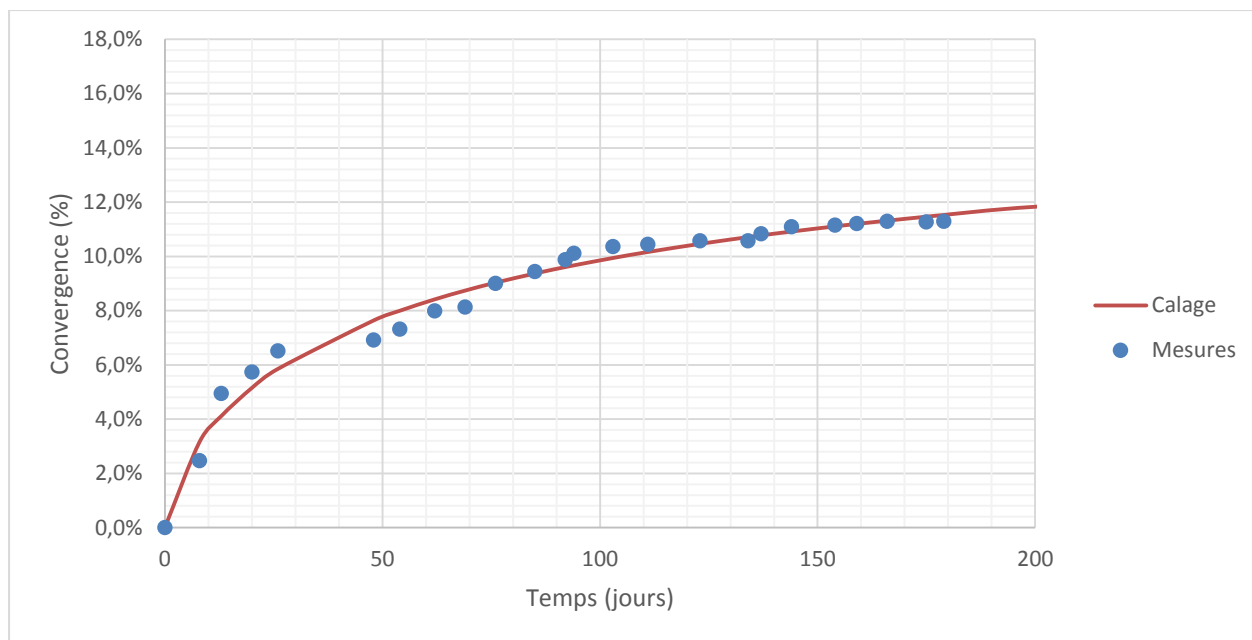


Figure G-9 : Convergence de la section #11

### Convergence des sections #12 et #13

Les sections #12 et #13 utilisent un devis de support similaire de type # 4. Les convergences de ces sections après 131 jours sont respectivement de 4.2% et 3.7%.

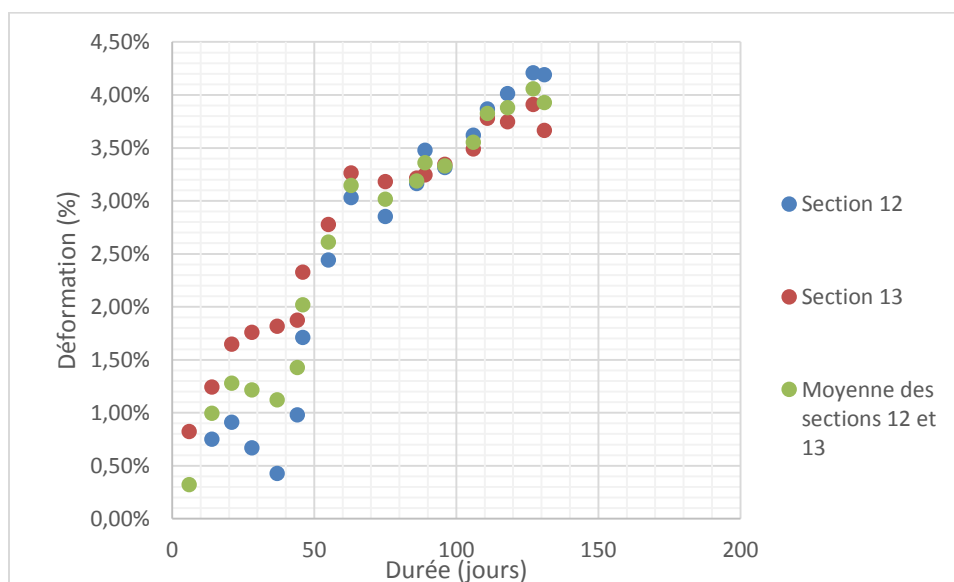


Figure G-10: Moyenne des sections #12 et #13

### Convergence de la section 12

Le calage de l'équation 3.11 indique que la section #12 a une convergence à long terme de 16.0 cm ou 5.70%.

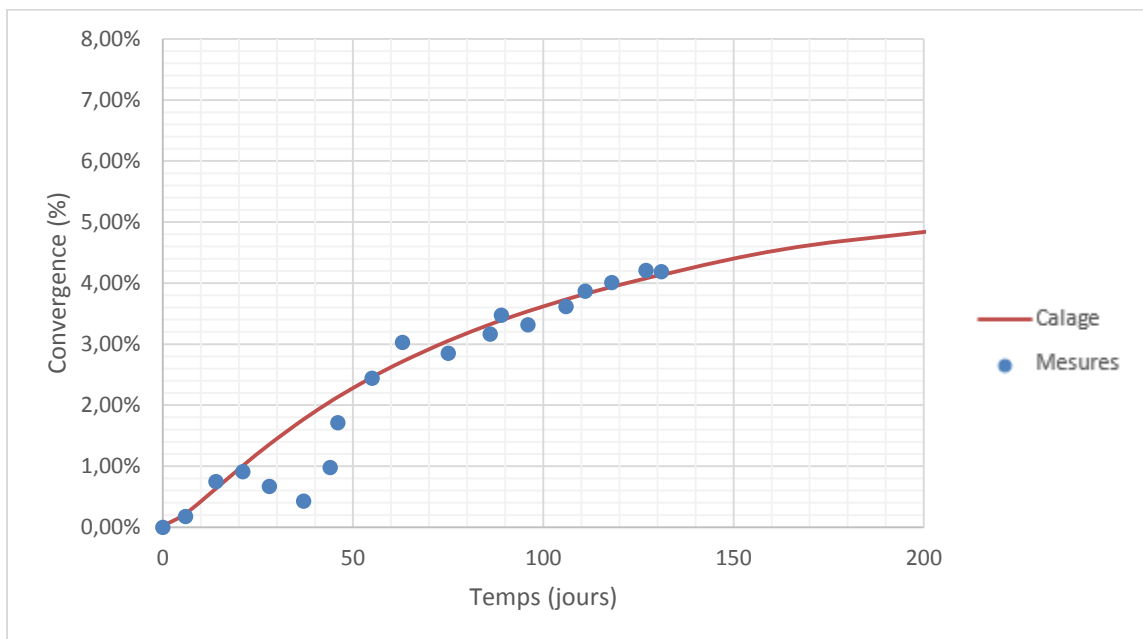


Figure G-11: Convergence de la section #12

### Convergence de la section #13

La calibration de l'équation 3.11 prédit que la section #13 converge à 5% de son ouverture initiale après plus de 5 ans. Elle reste donc dans la même catégorie de convergence sévère.

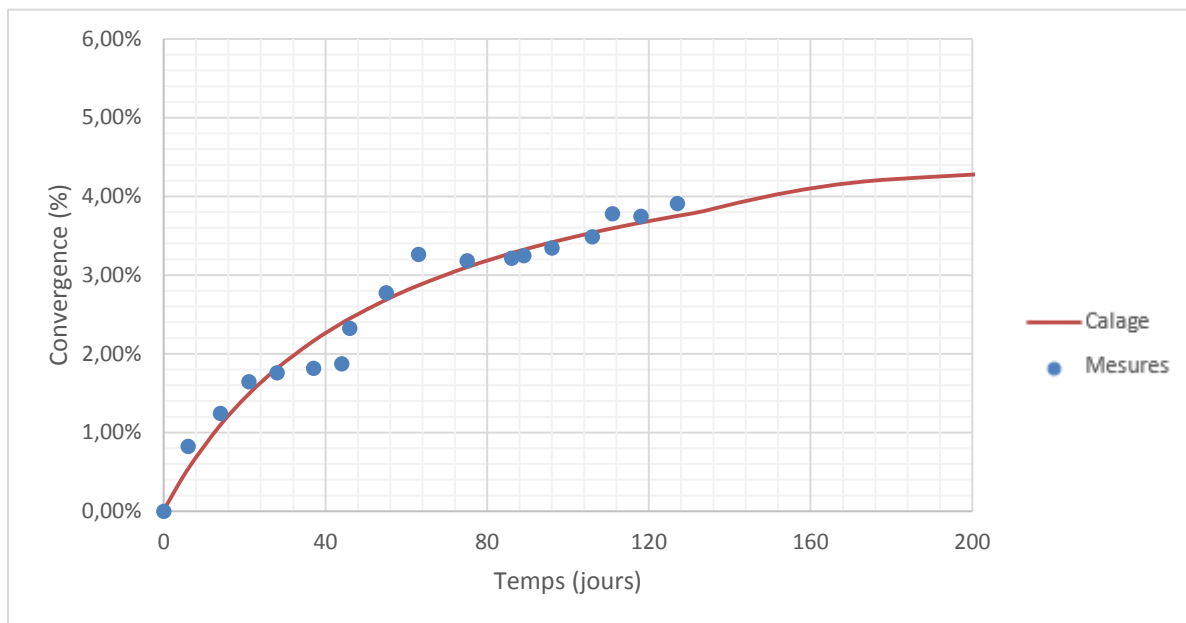


Figure G-12: Convergence de la section #13