

Analyse de la stabilité des murs Est et Ouest de la fosse de la mine LAB Chrysotile à proximité de l'ancienne route 112 et de son nouveau tracé – R768.1

Rapport no-2

Recommandations pour la rédaction d'un guide de bonnes pratiques et analyse de la stabilité à long terme du glissement du mur Ouest à proximité de la nouvelle route 112

LMR-SC-2015-01-MTQ- Rapport2 - 2015-10-31-

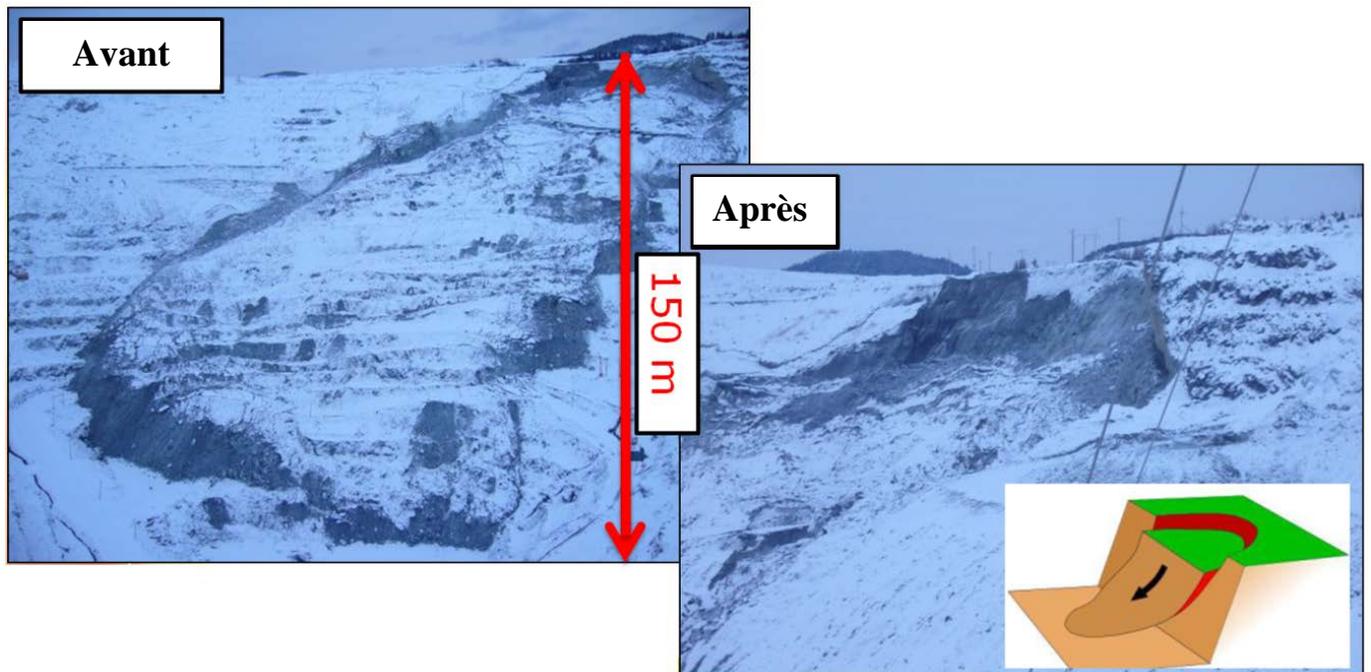
Préparé par

Martin Grenon, Sina Amoushahi et Dominique Turmel

Laboratoire de mécanique des roches

Département de génie des mines, de la métallurgie et des matériaux

Université Laval



Pour

Pierre Dorval
Transports Québec

François Bossé
Transports Québec

Corina Nicorici
Transports Québec

Tables des matières

1.	Introduction	1
2.	Critères quant au choix d'emplacement des routes à proximité d'ouvrages miniers	3
2.1.	Critères empiriques et géométriques	3
2.1.1.	Critères australiens	3
2.1.2.	Expérience Scandinave sur les mines par foudroyage par sous-niveau.....	4
2.2.	Critères basés sur le facteur de sécurité ou la probabilité de rupture	5
2.3.	Critères basés sur la déformation.....	7
2.3.1.	Critère pour les ponts.....	8
2.3.2.	Critère du National Coal Board.....	8
2.3.3.	Critère suédois proposé par LKAB Inc. (2009).....	8
2.4.	Stabilité à long terme.....	8
2.4.1.	Mécanismes d'altération.....	9
2.4.2.	Fluage	9
2.4.3.	Changement dans la fracturation	9
2.4.4.	Établissement de la stabilité à long terme	9
3.	Étude de cas: mine de LAB Chrysotile et route 112	19
3.1.	Rétro-Analyse du glissement de 2010.....	19
3.1.1.	Géométrie et géologie du secteur	19
3.1.2.	Données géotechniques disponibles a priori	20
3.1.3.	Données historiques et tirées de la littérature.....	20
3.1.4.	Hydrogéologie	21
3.2.	Analyse à rebours du glissement de 2010	21
3.2.1.	Coupe S6C.....	22
3.2.2.	Coupe S3M1	24
3.3.	Analyse prospective du mur Ouest de la mine LAB Chrysotile.....	24
3.3.1.	Choix des paramètres géotechniques.....	25
3.3.2.	Analyse prospective déterministe.....	25
3.3.3.	Analyse prospective probabiliste.....	27
3.3.4.	Analyse à long terme	28
4.	Comparaison avec les critères de conception	69
4.1.	Analyses déterministes	69

4.2.	Analyse probabiliste	69
4.3.	Critères basés sur la déformation.....	70
5.	Conclusion.....	71
6.	Bibliographie	73

Liste des tableaux

Tableau 2-1 Critères de conception suggérés par Priest et Brown (1983), cités aussi par le DME (1999), Steffen et al. (2008) ainsi que le Safe Work Australia (2011).....	11
Tableau 2-2 Interprétation des critères de Priest et Brown (1983).....	11
Tableau 2-3 Critères d'acceptabilité en fonction des probabilités de ruptures selon Priest et Brown (1983).	11
Tableau 2-4 Critères de design basés sur l'expérience en Australie de l'Ouest (DME, 1999).....	12
Tableau 2-5 Valeurs recommandées de facteur de sécurité minimum pour des pentes dans un contexte civil, selon Duncan et Wright (2005).....	12
Tableau 2-6 Facteurs de sécurité et probabilités de rupture requis pour des pentes de mines à ciel ouvert, selon Sullivan (2006), basé sur Priest et Brown (1983), McCracken et Jones (1990) et Pine (1992).	12
Tableau 2-7 Sommaire des critères de design disponibles pour des pentes permanentes.	13
Tableau 2-8 Critères des déformations tolérables pour les ponts (Darling, 2011: SME Handbook et National Coal Board, 1975).....	14
Tableau 2-9 Critères australiens pour la stabilité à long terme des pentes rocheuses (Watts, 2007).	14
Tableau 3-1 Références historiques et littérature pertinente sur le projet.	29
Tableau 3-2 Valeurs possibles pour les propriétés de la roche intacte, et valeurs de GSI. (Beauchamp, 1994a & 1994b; Coates & Parsons, 1966; Marinos et al. 2006).	29
Tableau 3-3 Résultats moyens et écarts-types des essais de laboratoire.	30
Tableau 3-4 Unités géomécaniques du domaine d'études et leurs caractéristiques.....	30
Tableau 3-5 Valeurs des propriétés de la roche intacte et du GIS mises à jour en fonction des données de forage, des données de laboratoire, des rapports géotechniques et des données historiques.	31
Tableau 3-6 Propriétés initiales des matériaux utilisés dans les analyses à l'équilibre limite sur la section S6C, en assumant une épaisseur moyenne de 25 m au-dessus de la zone de cisaillement.31	31
Tableau 3-7 Valeurs de cohésion et d'angle de frottement pour la zone de cisaillement obtenues par la rétro-analyse de la coupe S6C.	32
Tableau 3-8 Valeurs de cohésion et d'angle de frottement pour la zone de cisaillement obtenus par la rétro-analyse du glissement de 1993.	32
Tableau 3-9 Valeurs initiales des propriétés géomécaniques des différentes unités pour la rétro-analyse de la coupe S3M1. Une épaisseur moyenne de 30 m de serpentinite a été considérée. ...	33
Tableau 3-10 Valeurs des propriétés pour la serpentinite en assumant $c=111$ kPa et $\Phi=10^\circ$ pour la zone de cisaillement.	33
Tableau 3-11 Valeurs des propriétés pour la serpentinite en assumant $c=103$ kPa et $\Phi=11^\circ$ pour la zone de cisaillement	33
Tableau 3-12 Valeurs des propriétés pour la serpentinite en assumant $c=95$ kPa et $\Phi=12^\circ$ pour la zone de cisaillement.	34
Tableau 3-13 Valeurs des propriétés pour la serpentinite en assumant $c=88$ kPa et $\Phi=13^\circ$ pour la zone de cisaillement.	34
Tableau 3-14 Valeurs des propriétés pour la serpentinite en assumant $c=80$ kPa et $\Phi=14^\circ$ pour la zone de cisaillement.	34

Tableau 3-15 Valeurs des propriétés pour la serpentinite en assumant $c=72$ kPa et $\Phi=15^\circ$ pour la zone de cisaillement.	34
Tableau 3-16 Valeurs possibles des propriétés géomécaniques des différentes unités suite à l'étude à rebours.	35
Tableau 3-17 Résultats de l'analyse par FE-SSR de la section S6C.	35
Tableau 3-18 Résultats de l'analyse par FE-SSR sur la coupe S3M1.	35
Tableau 3-19 Résultats de l'analyse FE-SSR sur la section 5.	36
Tableau 3-20 Résultats de la méthode LE sur la section S6C.	36
Tableau 3-21 Résultats de la méthode LE sur la section S3M1.	36
Tableau 3-22 Résultats de la méthode LE sur la section 5.	37
Tableau 3-23 Résultats de la méthode LE sur la section S6C dans le cas d'une baisse rapide du niveau de l'eau dans la fosse.	37
Tableau 3-24 Résultats de la méthode LE sur la section S3M1 dans le cas d'une baisse rapide du niveau de l'eau dans la fosse.	37
Tableau 3-25 Résultats de la méthode LE sur la section 5 dans le cas d'une baisse rapide du niveau de l'eau dans la fosse.	38
Tableau 3-26 Comparaison des résultats obtenus par la méthode LE et FE-SSR sur la section S6C dans le cas d'une baisse rapide du niveau de l'eau dans la fosse.	38
Tableau 3-27 Comparaison des résultats obtenus par la méthode LE et FE-SSR sur la section S3M1 dans le cas d'une baisse rapide du niveau de l'eau dans la fosse.	38
Tableau 3-28 Comparaison des résultats obtenus par la méthode LE et FE-SSR sur la section 5 dans le cas d'une baisse rapide du niveau de l'eau dans la fosse.	39
Tableau 3-29 Intrants pour l'analyse probabiliste FE-SSR. Une distribution normale de la population a été supposée.	39
Tableau 3-30 Résultats des analyses probabilistes FE-SSR sur les sections S6C, S3M1 et 5.	40
Tableau 3-31 Résultats des analyses probabilistes LE s sur la section 5.	40
Tableau 3-32 Intrants pour les analyses probabilistes FE-SSR à long terme.	41
Tableau 3-33 Résultats des analyses probabilistes FE-SSR avec des matériaux dégradés.	41

Liste des figures

Figure 2-1 Pentés potentiellement instables selon les critères de l’Australie-Occidentale (DoIR, 1997).....	15
Figure 2-2 Figure schématique montrant la fracturation et les déformations sur les épontes (HW et FW) d’une mine SLC (Stockel et al. 2012 & 2013).....	15
Figure 2-3 Déformation de la masse rocheuse selon la méthode de foudroyage (Stockel et al. 2012 & 2013).....	16
Figure 2-4 Définition de la probabilité de rupture et relation avec le facteur de sécurité moyen, selon deux niveaux d’incertitude sur les intrants géomécaniques (Steffen et al. 2008).	16
Figure 2-5 Concepts de déformation horizontale et de pente (tilt) selon Villegas et al. (2011)...	17
Figure 2-6 Critère environnemental sur la déformation maximale possible du sous-sol dans un contexte minier.	17
Figure 3-1 Localisation de la mine LAB Chrysotile.	42
Figure 3-2 Localisation du tracé de la nouvelle et de l’ancienne route 112. L’emplacement du glissement de 2012 est aussi illustré.....	42
Figure 3-3 Le glissement de 2012 et son impact sur l’ancienne route 112.	43
Figure 3-4 Le mur Ouest avant et après la rupture de 2010.	43
Figure 3-5 Extension du glissement de 2010 sur une vue aérienne oblique (http://static.panoramio.com).	44
Figure 3-6 Extension du glissement de terrain de 2010 (Photo prise en 2012).	44
Figure 3-7 Vue ombragée de la mine avec localisation de la rupture de 2010 ainsi que des trois coupes utilisées.....	45
Figure 3-8 Représentation schématique des sections S6C, S3M1 et 5. Les différentes unités géomécaniques ainsi que le niveau d’eau tel qu’il était en 2010 sont illustrés.	46
Figure 3-9 Emplacement des forages géotechniques, de l’instrumentation ainsi que du tracé de la nouvelle route 112.	47
Figure 3-10 Localisation de la surface de rupture de 2010 sur la coupe S6C telle qu’analysée avec les données LiDAR obtenues en 2010.....	48
Figure 3-11 Valeurs de cohésion et d’angle de frottement obtenues pour la zone de cisaillement par la retro-analyse par équilibre limite de la coupe S6C.....	48
Figure 3-12 Modèle FE-SSR de la section S6C	49
Figure 3-13 Résultats de l’analyse à rebours du glissement de 1993 faite par Beauchamp (1994b).	50
Figure 3-14 Relation entre les valeurs de cohésion et d’angle de frottement obtenus par Beauchamp (1994b) et ceux obtenus par la rétro-analyse par LE et FE-SSR sur le glissement de 1993.....	51
Figure 3-15 Relation entre les valeurs de cohésion et de frottement obtenus par les rétro-analyses des glissements de 1993 et de 2010 pour la zone de cisaillement.	51
Figure 3-16 Localisation de la surface de rupture de 2010 sur la section S3M1 tel qu’analysée sur le LiDAR aéroporté de 2010.	52
Figure 3-17 Rétro-analyse de la section S3M1 en utilisant la technique LE.....	52
Figure 3-18 Rétro-analyse de la section S3M1 en utilisant la méthode FE-SSR en utilisant les propriétés géotechniques trouvées par l’analyse LE.	53

Figure 3-19 Vue schématique des sections S6C, S3M1 et 5 suites au glissement de 2010.	54
Figure 3-20 Scénarios des niveaux d'eau utilisés pour les analyses prospectives.....	55
Figure 3-21 Relation entre les contraintes principales mineures et majeures (gauche) ainsi qu'entre la contrainte en cisaillement et la contrainte normale (droite), avec les critères de Hoek-Brown en rouge et Mohr-Coulomb en noir.	56
Figure 3-22 Analyse déterministe par la méthode FE-SSR de la section S6C en utilisant des zones d'exclusion.	56
Figure 3-23 Analyse déterministe par la méthode FE-SSR de la section S3M1C en utilisant des zones d'exclusion.	57
Figure 3-24 Analyse déterministe par la méthode FE-SSR de la section 5 en utilisant des zones d'exclusion.	58
Figure 3-25 Résultats des analyses déterministes FE-SSR sur la section S6C.....	59
Figure 3-26 Résultats des analyses déterministes FE-SSR sur la section S3M1.....	59
Figure 3-27 Résultats des analyses déterministes FE-SSR sur la section 5.	60
Figure 3-28 Effet du niveau de l'eau sur la position de la surface de rupture sur la coupe S6C...	61
Figure 3-29 Analyse à l'équilibre limite pour les trois coupes en utilisant les pires conditions géomécaniques possibles.....	62
Figure 3-30 Analyse comparative des résultats obtenus par les méthodes FE-SSR et LE sur la coupe S6C.....	63
Figure 3-31 Analyse comparative des résultats obtenus par les méthodes FE-SSR et LE sur la coupe S3M1.....	63
Figure 3-32 Analyse comparative des résultats obtenus par les méthodes FE-SSR et LE sur la coupe 5.	64
Figure 3-33 Effet d'un abaissement rapide du niveau d'eau pour la coupe S6C.....	64
Figure 3-34 Effet d'un abaissement rapide du niveau d'eau pour la coupe S3M1.....	65
Figure 3-35 Effet d'un abaissement rapide du niveau d'eau pour la section 5.....	65
Figure 3-36 Analyse comparative des résultats obtenus sur la coupe S6C par la méthode LE et FE-SSR dans le cas d'un abaissement rapide du niveau d'eau.	66
Figure 3-37 Analyse comparative des résultats obtenus sur la coupe S3M1 par la méthode LE et FE-SSR dans le cas d'un abaissement rapide du niveau d'eau.	66
Figure 3-38 Analyse comparative des résultats obtenus sur la coupe 5 par la méthode LE et FE-SSR dans le cas d'un abaissement rapide du niveau d'eau.	67
Figure 3-39 Histogramme des facteurs de sécurité obtenus par l'analyse probabiliste LE sur la section 5 avec un niveau d'eau à 100 m.	67

1. Introduction

Le secteur Black Lake de la ville de Thetford Mines se situe dans le piémont appalachien où l'on retrouve une bande rocheuse composée de roches volcaniques contenant des gisements importants d'amiante chrysotile. Ces derniers ont été exploités pendant plusieurs décennies.

La compagnie minière LAB Chrysotile a opéré une mine à ciel ouvert à proximité du secteur Black Lake de la ville de Thetford Mines. La mine à ciel ouvert comprend deux fosses séparées par un seuil. Déjà en 2010, le versant Ouest de la fosse principale a connu un glissement majeur. Depuis le 11 août 2009, des signes de mouvements de terrain ont été notés dans le mur Est de la même fosse. Depuis, un grand glissement s'est développé dans le secteur Est, lequel englobe les terrains anciennement occupés par la route 112 et une voie ferrée. Au printemps 2012 les mouvements se sont accélérés. Entre le 9 et le 12 juillet 2012 des glissements importants se sont produits dans la partie Nord-Est de la fosse, surtout du côté de l'observatoire entraînant environ 40 % du volume du glissement initial vers le bas de la pente.

Le développement minier a entraîné une exposition des infrastructures routières aux risques. Les impacts sur le réseau routier ont été majeurs avec au départ un transfert de la route sur l'ancienne voie ferrée, sa fermeture le 27 mai 2011 et finalement, en juillet 2012, une coupure nette de la route qui a partiellement été emportée dans le glissement. Ainsi, l'évolution du glissement a déjà entraîné une réorganisation majeure du réseau routier dans le secteur.

Dans un tel contexte, le mandat de recherche (R768.1) confié à l'Université Laval vise à :

- Évaluer et quantifier les causes potentielles du glissement du mur Est à proximité de l'ancienne route 112,
- Analyser la stabilité du mur Ouest pour notamment évaluer sa stabilité future à court et long terme,
- Faire des recommandations pour la rédaction d'un guide de bonnes pratiques.

Ce présent rapport constitue le second livrable du projet de recherche R768.1. Il traite de l'analyse du glissement de 2010 sur le mur Ouest ainsi que des bonnes pratiques quant à la localisation des axes routiers le long de mines à ciel ouvert. Plus spécifiquement, une analyse de la littérature concernant les critères utilisés quant au choix de l'emplacement des routes publiques à proximité de fosses minières sera effectuée, suivi d'une analyse à rebours du glissement de 2010 sur le mur Ouest de la fosse. Une analyse prospective, à court et à long terme, du mur Ouest sera aussi effectuée, en modélisant entre autres l'impact du remplissage du lac ainsi que l'impact potentiel d'une vidange rapide de ce lac. Les résultats obtenus seront comparés avec les critères de conception utilisés pour les routes à proximité de fosses minières.

Finalement, mentionnons que l'Université Laval a pris les mesures raisonnables afin d'effectuer les travaux de recherche selon les règles de l'art normalement reconnues en matière de recherche universitaire, mais n'offre aucune garantie de résultat et ne garantit aucunement à l'organisme que ces travaux mèneront à des résultats commercialisables ou utilisables légalement.

2. Critères quant au choix d'emplacement des routes à proximité d'ouvrages miniers

Les mines à ciel ouvert peuvent dans certains cas être situées à proximité d'infrastructures publiques, dont des routes locales ou régionales. La rupture d'une pente rocheuse à l'intérieur de la mine pourrait avoir un impact majeur sur les infrastructures environnantes. Ce chapitre présente une revue de la littérature existante quant aux méthodes utilisées afin de déterminer la distance minimale entre les parois rocheuses et les infrastructures, afin de minimiser la possibilité qu'elles soient affectées par les glissements potentiels. Trois principales catégories de méthodes existent, soit 1) des critères empiriques ou géométriques, 2) des critères basés sur les facteurs de sécurité (FS) ou probabilité de rupture (PoF) ainsi que 3) les critères de déformations. Il faut aussi considérer que la stabilité d'un massif rocheux peut évoluer dans le temps, et que la stabilité à long terme n'est pas nécessairement la même que la stabilité à court terme. Dans l'optique de construction d'infrastructures qui auront une longue vie utile, il est nécessaire d'évaluer la stabilité à long terme du massif. Ces aspects de stabilité à long terme seront traités à la fin de ce chapitre.

2.1. Critères empiriques et géométriques

Les critères empiriques ou géométriques sont des critères basés sur l'expérience acquise à travers différents cas d'étude et sous différentes conditions. Ces critères, généralement conservateurs, sont utilisés aux premières phases d'un projet, lorsque peu ou pas d'informations géotechniques sont disponibles.

2.1.1. Critères australiens

Le seul guide formel existant sur le design des routes publiques à proximité des mines à ciel ouvert, connu des auteurs, est celui proposé par le Department of Industry and Resources of Australia (DoIR 1997, DME 1999), en Australie-Occidentale. Ce guide, qui porte sur les considérations géotechniques dans les mines à ciel ouvert (DME 1999), rappelle que les infrastructures publiques, telles les routes, chemins de fer, oléoducs et gazoducs, etc., doivent être pris en compte dès les étapes de design des mines à ciel ouvert.

L'objectif premier de ce guide est de définir des critères permettant d'établir une zone de sécurité autour des mines à ciel ouvert, après la fermeture de ces dernières. Les critères utilisés sont basés sur des observations de terrain au pourtour de mines d'or en opération ou abandonnées en Australie-Occidentale. Ce guide indique que, après la fermeture d'une mine à ciel ouvert, une clôture doit être érigée à plus de 10 m de la limite de la zone pouvant potentiellement être affectée par des mouvements de masse. Selon ce guide, cette zone potentiellement instable correspond à une projection, à partir du fond de la fosse, d'un angle de pente qui varie en fonction du degré d'altération de la roche (Fig. 2.1 - Page 15). Dans le cas d'un massif altéré, cet angle de projection sera de 25 degrés tandis que dans le cas d'un massif sain, cet angle sera de 45 degrés. Cette méthode est une méthode conservatrice, visant à minimiser le risque. Il est à noter que ce critère de design prend comme hypothèse qu'aucun plan de fracture ou structure géologique défavorable n'est présent dans la pente étudiée.

2.1.2. Expérience scandinave sur les mines par foudroyage par sous-niveau

Dans un même ordre d'idée que les critères empiriques australiens, l'expérience acquise dans les mines suédoises et norvégiennes utilisant les techniques de foudroyage par sous-niveau (sub-level caving, SLC) peuvent être utilisées pour trouver les angles de projection à la surface où des déformations pourraient être observées.

La méthode SLC consiste à enlever du matériel sur l'éponte supérieure (hanging wall, HW), ce qui engendre une déformation continue de la surface du côté de cette éponte (Fig. 2.2- Page 15). Des déformations, du côté de l'éponte inférieure (footwall, FW), peuvent aussi être observées, mais dans une moindre mesure. Il peut être émis comme hypothèse que, lors de l'utilisation de la méthode SLC, le comportement du FW peut être comparé au comportement d'une pente d'une mine à ciel ouvert, étant donné que le matériel miné a un effet négligeable sur la stabilité du mur (Sjoberg 1996, Lupo 1997, Nilsson 2012, Stockel et al. 2012 & 2013, Nilson et al. 2014). Deux types de déformation peuvent être observés dans les mines SLC, soit les zones de déformations discontinues (zone minée et zone fracturée) et des zones subissant des déformations continues.

La zone de fractures correspond à la zone où des fractures se développent lorsque la masse rocheuse se déplace vers la zone minée. Les mécanismes responsables de ces mouvements peuvent être comparés à du basculement ou à des zones subissant un cisaillement intense (Lupo, 1997). Les fissures de tension apparaissant à l'arrière de la zone fracturée correspondent à la limite entre les zones de déformations discontinues et de déformations continues. La zone fracturée est instable et non-sécuritaire pour les infrastructures civiles (Villegas 2008, Villegas et al. 2011).

La zone de déformations continues, quant à elle, est définie par la zone où des déformations du roc peuvent être décelées, mais uniquement à l'aide d'un arpentage périodique. Par exemple, dans le cas de la mine Kiruna SLC en Suède, les données de déplacement GPS montrent que cette zone peut s'étendre à environ 150 à 200 m derrière la zone de déformations discontinues (Lupo 1997, Villegas et al 2011, Sainsbury 2012). Sainsbury (2012) a montré des déformations pouvant atteindre 200 mm, mesurées à une distance de 250 m de la zone la plus intensément fracturée. Évidemment, les édifices, routes ou infrastructures peuvent être endommagés par de telles déformations.

Par convention, la limite de la zone de déformations continues est établie par un isocontour de déformations à 3 mm (Darling, 2011 SME Handbook) ou 2 mm (Woo et al 2013). En d'autres mots, lorsque la subsidence est inférieure à 3 mm (ou 2mm), la zone est considérée comme stable.

Tout comme pour le critère Australien, la figure 2.3 (Page 16) montre que les limites entre les zones fracturées, de déformations continues et stables peuvent être délimitées par des angles tracés entre la portion inférieure de la zone minée et la surface. Deux angles sont définis, soit l'angle de rupture définissant l'angle formé entre l'horizontale et la position la plus éloignée des fissures de tension ainsi que l'angle limite défini comme étant l'angle entre l'horizontale et la limite de la zone de déformations continues.

L'angle limite est estimé entre 40 et 60 degrés pour les diverses mines scandinaves. L'angle inférieur (40 degrés) se trouve à être un intermédiaire entre ceux proposés par le guide australien de la section 2.1.1.

2.2. Critères basés sur le facteur de sécurité ou la probabilité de rupture

Les concepts de facteur de sécurité et de probabilité de rupture ont depuis longtemps été utilisés dans l'analyse de la stabilité des pentes rocheuses naturelles ou des mines à ciel ouvert (e.g. Wyllie et Mah 2004, Read et Stacey 2009). Il y a donc une littérature abondante sur leur applicabilité, et ce pour plusieurs situations géologiques ou contextes différents. Par contre, il y a peu de littérature sur leur utilisation dans un contexte d'interaction entre une route et une mine. Cette section portera donc sur le design d'infrastructures civiles en général à proximité d'une mine.

L'utilisation du facteur de sécurité est l'une des plus vieilles approches utilisées pour la conception de pentes. Ce facteur est défini par le ratio entre les forces résistantes à un glissement par rapport aux forces motrices, et ce le long d'une surface de rupture potentielle. En conséquence, lorsque le facteur de sécurité est en deçà de 1, la pente est réputée être instable, lorsque le facteur de sécurité est de 1, la pente est dans un état d'équilibre limite et lorsque le facteur de sécurité est au-dessus de 1, la pente est considérée comme théoriquement stable. Par contre, étant donné les incertitudes, une marge est habituellement imposée, et le design se fait habituellement avec des facteurs de sécurité variant entre 1.2 et 2.0, selon le type de pente, les conditions géologiques, son importance, etc. (Wyllie et Mah 2004, Read et Stacey 2009). Plus de détails sur les facteurs à utiliser suivront ultérieurement dans cette section.

L'approche par facteur de sécurité est basée sur une valeur unique de paramètres de résistance au cisaillement (cohésion et frottement). La valeur obtenue est donc fortement dépendante des paramètres choisis, paramètres dont la population a une distribution qui peut être étalée. L'importance du choix des paramètres est donc primordiale dans le design. Fleurisson (2011) ainsi que Fleurisson et Cojean (2014) soulignent qu'il serait nécessaire de réaliser les études de stabilité en utilisant les valeurs moyennes des paramètres géotechniques et les valeurs réalistes les plus faibles. Les valeurs les plus faibles étant les valeurs à utiliser pour le design final.

Il est par contre à noter, que les paramètres les plus faibles sont basés sur des paramètres qui sont déjà très conservateurs, et que ces valeurs pourraient ne jamais être rencontrées dans la réalité. Cette approche ultraconservatrice pourrait entraîner des coûts énormes dans le design des pentes. Pour pallier ce problème, l'utilisation des paramètres basés sur l'Eurocode 7 (EN1990, CEN 2002) peut aussi être considérée. L'Eurocode 7 est une méthode statistique utilisée afin de dériver les intrants des analyses géomécaniques. Pour ce faire, à partir des valeurs moyennes des paramètres, une soustraction d'un multiple de l'écart-type est appliquée. Deux méthodes ont été proposées, la première utilise le 5^e percentile d'une distribution normale comme paramètre de design (CEN 2002) et peut être considérée comme le pire cas possible, tandis que la deuxième méthode utilise le 30^e percentile d'une distribution normale (Schneider 1997). Il est à noter que, lors de l'utilisation des paramètres dérivés par les méthodes de l'Eurocode 7, l'acceptation du design d'une pente se fait en comparant le résultat d'une analyse à un FS = 1.0.

Une alternative à l'utilisation d'un seul et unique facteur de sécurité pour le design d'une pente est l'utilisation du concept de probabilité de rupture (PoF). Pour ce faire, au lieu d'utiliser un seul intrant, les calculs de stabilité se feront à partir de la distribution statistique des valeurs des intrants. La figure 2.4 (Page 16) montre des exemples de distributions de FS permettant d'évaluer une probabilité de rupture pour deux scénarios hypothétiques, l'un avec une faible incertitude et l'autre avec une plus grande incertitude sur les paramètres. L'on voit clairement que les valeurs du facteur de sécurité moyen et de la probabilité de rupture sont indépendantes.

Tel que mentionné précédemment, il n'y a pas de critère fixe quant au choix du facteur de sécurité ou de probabilité de rupture à considérer dans le design d'une pente. Ce choix est fonction de la pente analysée (pente globale ou banc), des conséquences d'une rupture, de la qualité et de la quantité des données géotechniques, de la permanence de la pente, etc. Ce rapport traitera principalement des pentes globales avec des conséquences importantes en cas de rupture.

L'un des premiers critères utilisés, qui intègre autant le facteur de sécurité que la probabilité de rupture, est celui de Priest et Brown (1983). Le tableau 2.1 (Page 11) montre, en fonction de la conséquence de la rupture, les valeurs moyennes de facteur de sécurité ainsi que les probabilités de rupture acceptées. Le tableau 2.2 (Page 11) montre, quant à lui, des interprétations raisonnables du comportement de la pente en fonction du résultat des analyses. Le tableau 2.3 (Page 11) quant à lui présente les critères à utiliser pour le design en fonction des probabilités de rupture.

Le DME (1999) propose des critères de design inspirés de ceux de Priest et Brown (1983), et basés aussi sur les bases de données australiennes et sur une revue de littérature. Ces critères, présentés au tableau 2.4 (Page 12), sont établis en fonction d'une classe de pente, correspondant aux conséquences de la rupture ainsi qu'au type d'infrastructure à proximité.

Le tableau 2.5 (Page 12) présente les valeurs recommandées par Duncan et Wright (2005) pour des pentes en sol (et non en roche) dans le cadre de travaux de génie civil. Encore ici, deux paramètres peuvent influencer, soit les conséquences de la rupture ainsi que l'incertitude quant aux données utilisées.

Sullivan (2006), en se basant sur la littérature ainsi que sur plusieurs cas d'étude, propose les probabilités de rupture (PoF) présentées au tableau 2.6 (Page 12). Une pente inter-rampe ou globale peut être caractérisée par une PoF entre 1 et 3%. Cette probabilité doit être inférieure à 1% lorsqu'il y a une route ou une infrastructure majeure à proximité.

Hoek (2007) propose quant à lui d'utiliser un facteur de sécurité supérieur à 1.5 pour des pentes permanentes où le risque de dommages est élevé. Il recommande aussi d'utiliser un facteur encore plus élevé dans le cas où les déplacements sont critiques. Sullivan (2006) mentionne que le critère de Hoek et Bray (1981) doit être considéré en utilisant des intrants conservateurs.

Un des critères les plus récents utilisés dans le domaine minier est le critère de Read et Stacey (2009), qui, pour une pente globale avec un haut degré de conséquences, suggère d'utiliser un facteur de sécurité compris entre 1.3 et 1.5, ainsi qu'une probabilité de rupture inférieure à 5 %.

Par contre, ce critère ne semble pas applicable dans un contexte civil, mais uniquement dans un contexte minier.

La compagnie de consultants SRK Inc. (Steffen, 2008) propose, pour leurs travaux, que le facteur de sécurité doit être supérieur à 1.5 avec une probabilité de rupture inférieure à 3%. Mentionnons que Hormazabal et al. (2011) ont utilisé ces critères pour le design de pentes au Chili.

Finalement, mentionnons le Department of Building and Safety of Los Angeles (LADBS 2011) qui spécifie que tout nouvel édifice peut être construit à Los Angeles sur ou à proximité d'une coupe ou d'une pente naturelle qu'à la condition que le facteur de sécurité (statique) pour des glissements profonds le long de cette coupe soit supérieur à 1.5.

Le tableau 2.7 (Page 13) présente un sommaire de tous les critères précédemment mentionnés. L'analyse de ce tableau montre que, lorsque les conséquences de la rupture ou le niveau d'incertitude sont élevés, les modèles les plus conservateurs, ceux du DME (1999), de Priest et Brown (1983) ou de Duncan et Wright (2005) devraient être sélectionnés. Nous pouvons noter que si le FS est supérieur à 2 (1.5 dans certains cas) ou si la PoF est plus faible que 0.3% (1% dans certains cas), la stabilité devrait être assurée.

2.3. Critères basés sur la déformation

La section précédente a présenté les valeurs de facteur de sécurité (FS) recommandées pour que, généralement, les déformations soient acceptables. Par contre, il n'y a, de manière théorique, aucun lien entre les déformations et le facteur de sécurité (Martin et Stacey, 2013). La seule référence connue des auteurs ayant établi un lien entre les facteurs de sécurité et les déformations provient du code russe (Gwynn et al. 2011). Les déformations associées au facteur de sécurité seraient les suivantes :

- Facteur de sécurité entre 1.1 et 1.2 : Les déformations horizontales peuvent atteindre 3 cm, la rupture par basculement est possible, le déplacement global est critique
- Facteur de sécurité entre 1.2 et 1.3 : Les déformations horizontales peuvent atteindre des valeurs entre 1 et 5 mm, la surface de la pente devient fracturée, le déplacement à long terme, pour des pentes plus élevées que 100 m, pourraient atteindre 200 – 300 mm.
- Facteur de sécurité plus élevé que 1.3 : Les pentes rocheuses peuvent subir des déformations plastiques, les déformations de surfaces horizontales ne devraient pas excéder 1 mm.

Les déformations en surface peuvent être classées en deux grandes catégories, soit les déformations continues et les déformations non continues (telles les fractures). Les déformations continues de surface sont généralement de la subsidence, et incluent des composantes verticales ainsi que latérales. Les déplacements verticaux et horizontaux uniformes causent généralement peu de dommages aux infrastructures (Darling 2011 dans le SME Handbook, Peng 1992). Au contraire, les déformations verticales et horizontales, non uniformes, sont des facteurs importants à prendre en compte (Villegas et al. 2011, Juncal et Ivars, 2012).

Le concept de déformations verticales (pente) et horizontales est présenté à la figure 2.5 (Page 17). La pente est la dérivée du déplacement vertical par rapport à la distance horizontale. Une

déformation verticale non uniforme crée donc une pente, qui pourrait causer des dommages aux édifices, changer l'angle d'une route ou modifier le drainage d'une pente. La déformation horizontale est définie comme la dérivée du déplacement relatif horizontal par rapport à la distance horizontale entre ces deux points (Fig. 2.5- Page 17). Si la distance entre les deux points diminue, la déformation est en compression tandis que si elle augmente, la déformation est en tension (Peng, 1992). En pratique, la déformation horizontale est celle qui cause le plus de dommages structuraux à proximité des excavations minières (Darling, 2011 dans le SME Handbook).

L'étendue ou la gravité des dommages subis par des déformations verticales et horizontales est fonction de plusieurs facteurs, dont la taille du bâtiment, sa forme, son âge, le design de sa fondation, etc. (Hartman 1992). Il existe trois critères quant aux déformations tolérables.

2.3.1. Critère pour les ponts

Étant donné que les ponts autoroutiers sont généralement plus susceptibles au tassement différentiel ou à la subsidence que les autoroutes elles-mêmes, les valeurs proposées pour les ponts peuvent être utilisées comme une valeur conservatrice pour les autoroutes (Darling 2011, National Coal Board 1975). Ces valeurs sont présentées au tableau 2.8 (Page 14).

2.3.2. Critère du National Coal Board

Le critère du National Coal Board pour des dommages aux infrastructures, qui donnerait aussi une approximation pour l'apparition de fractures en surface, est un déplacement de 3 cm. Il est à noter que Woo et al. (2012) ont utilisé ce critère pour calibrer leur modélisation numérique de la mine Palabora.

2.3.3. Critère suédois proposé par LKAB Inc. (2009)

Le critère proposé par LKAB est peut-être le seul qui considère une route adjacente à la pente anthropique d'une mine. Ce critère est utilisé en Suède suite à un jugement de la Cour Environnementale. Il est basé sur les observations de la subsidence au pourtour des mines SLC en Suède (Villegas et al. 2011, Juncal et Ivars 2012, Sjoberg 2013). Selon ce critère, la plupart des structures en surface seraient sécuritaires si la déformation n'est pas plus élevée que 3 mm/m pour les déformations horizontales et de 2 mm/m pour la pente. Par exemple, sur une distance de 50 m, la déformation horizontale maximale serait de 15 cm tandis qu'elle serait de 10 cm verticalement (Fig. 2.6- Page 17). Il est important de noter ici que l'utilisation de ce critère impose une modélisation numérique, et afin de calibrer cette modélisation, il est essentiel d'avoir le module de déformation du massif rocheux. Ce module doit être calibré par le monitoring des déplacements et des déformations. Dans le cadre de ce travail, ce module est inconnu puisque les données disponibles étaient limitées pour l'évaluer.

2.4. Stabilité à long terme

Étant donné que les infrastructures sont conçues pour durer plusieurs décennies ou siècles, il est important d'évaluer la stabilité à long terme des pentes. En effet, selon l'ISRM (2008), trois facteurs peuvent influencer la stabilité à long terme, soit 1) des effets de dégradation due, par exemple, à l'altération, 2) le fluage et 3) l'évolution à long terme de la fracturation.

2.4.1. Mécanismes d'altération

La stabilité à long terme d'un massif est notamment fonction des mécanismes d'altération, qui sont influencés par les conditions climatiques locales. Deux types d'altération sont possibles, soit l'altération mécanique ou physique et l'altération chimique. En général, les altérations physiques dues aux cycles de gel et dégel, aux effets de température ou aux cycles de mouillage et séchage sont plus rapides que les altérations chimiques, Fleurisson et Cojean (2014). Woo et al. (2005) ont entrepris des essais de laboratoire afin de simuler l'altération physique et chimique, et ont trouvé que, pour un granite frais, l'altération chimique fait diminuer la résistance en compression uniaxiale (UCS) d'environ 40%, tandis qu'une réduction de 15% est notée pour l'altération physique. Pour un échantillon de granite hautement altéré, ces réductions sont de 25 et de 30%. Notons que les aspects temporels de l'altération n'étaient pas considérés dans ces analyses. Finalement, ces auteurs suggèrent de réduire le GSI d'une valeur de 5 lors de l'évaluation du comportement à long terme d'une pente.

2.4.2. Fluage

Lorsque les roches sont soumises à une contrainte pour une longue durée, la rupture peut survenir à un état de contrainte beaucoup plus faible qu'en laboratoire. Ceci est causé par la présence et la propagation de micro-fractures dans la roche. Les mécanismes de fluage sont généralement peu compris, et affectent davantage certaines roches telles que le sel, le gypse, la craie et le marbre que par exemple le granite ou le quartzite. Dans le cas de certaines roches, une réduction de 20 à 50 % de la résistance en compression uniaxiale peut être observée lors d'essais de fluage en laboratoire (ISRM 2008). Szczepanik et al. (2003) ont même noté une réduction de 20% de la résistance en compression uniaxiale pour des échantillons de granite du Lac du Bonnet (Canada).

2.4.3. Changement dans la fracturation

En plus d'amener une altération physique des roches, les cycles gel et dégel peuvent faire ouvrir des fractures dans la roche et ainsi augmenter la fracturation du massif rocheux. Une telle augmentation de la fragmentation pourrait avoir pour effet de réduire la stabilité du massif.

2.4.4. Établissement de la stabilité à long terme

Deux approches peuvent être utilisées afin d'établir la stabilité à long terme d'un massif rocheux.

1. En utilisant comme intrant des valeurs réduites pour des propriétés telles que le UCS et le GSI.
2. En utilisant comme intrant les mêmes propriétés que pour une analyse usuelle, mais en analysant les résultats à la lumière de guides tels que celui présenté au tableau 2.9- Page 14 (Watts, 2007). Ce guide, proposé par des firmes australiennes, montre, pour divers facteurs de sécurité et probabilités de rupture, la vulnérabilité temporelle. Selon ce guide, avec un facteur de sécurité au-dessus de 2 (3 de préférence) et avec une probabilité de rupture entre 0 et 5%, la stabilité à long terme de la pente devrait être assurée.

Tableau 2-1 Critères de conception suggérés par Priest et Brown (1983), cités aussi par le DME (1999), Steffen et al. (2008) ainsi que le Safe Work Australia (2011).

Conséquence de la rupture	Exemples	Valeurs acceptables		
		FS moyen	Minimum P[FS<1]	Maximum P[FS<1.5]
Non sérieuse	Bancs individuels et pentes temporaires (<50m), non adjacents aux chemins	1.3	10%	20%
Modérées	Toute pente de nature permanente ou semi-permanente	1.6	1%	10%
Très sérieuses	Pentes modérées (50-100 m) à hautes (<150m) soutenant des chemins majeurs ou sous des installations permanentes	2	0.3%	5%

Tableau 2-2 Interprétation des critères de Priest et Brown (1983).

Performance de la pente	Interprétation
Satisfait tous les critères	Pente stable
FS plus élevé que le FS moyen, mais ne respecte pas l'un des critères probabilistes	L'opération de la pente présente des risques qui pourraient ou non être acceptables. Le niveau de risque pourrait être diminué par un programme de monitoring.
FS plus faible que FS moyen, mais satisfait les deux critères probabilistes	Des modifications mineures à la géométrie devraient être effectuées afin d'augmenter le FS à un niveau satisfaisant.
FS plus faible que FS moyen et ne satisfait pas l'un ou les deux critères probabilistes	Pente instable. Des modifications majeures à la géométrie devront être effectuées, des opérations de confortement ainsi que du monitoring pourraient être nécessaires.

Tableau 2-3 Critères d'acceptabilité en fonction des probabilités de ruptures selon Priest et Brown (1983).

PoF (%)	Critère de design			Allure de la situation	
	Durée de vie	Accès public	Surveillance minimale requise	Rupture de pente fréquente	Mouvements Fréquents
1.5-5	Moyen terme	Non recommandé	Requise (exhaustive)	Aucune instabilité évidente	Fluage lent
0.5-1.5	Long terme	Accepté	Requise	Aucune instabilité évidente	Aucun mouvement évident
<0.5	Très long terme	Libre	Non requise	Stable	Aucun mouvement

Tableau 2-4 Critères de design basés sur l'expérience en Australie de l'Ouest (DME, 1999).

Classe de pente	Conséquence d'une rupture	FS minimum	PoF maximum	Exemples
1	Non sérieux	N.A	N.A	Murs (ne supportant pas d'infrastructures majeures) où toutes les ruptures potentielles pourront être contenues par des structures appropriées.
2	Modéré	1.2	10 %	Murs ne supportant pas d'infrastructures majeures
3	Sérieux	1.5	1 %	Murs supportant des infrastructures majeures
4	Sérieux*	2.0	0.3 %	Murs permanents proches d'infrastructures publiques

- Il faut noter qu'un plus haut standard de qualité pour les données géotechniques est requis pour le design de pentes de niveau 3 et 4 comparativement aux pentes de niveau 1 et 2.

Tableau 2-5 Valeurs recommandées de facteur de sécurité minimum pour des pentes dans un contexte civil, selon Duncan et Wright (2005).

Coûts et conséquences d'une rupture	Incertitude	
	Petite*	Grande**
Coûts d'une réparation sont comparables au coût pour construire une route avec un design plus conservateur	1.25	1.5
Coûts d'une réparation sont beaucoup plus élevés que le coût pour construire une route avec un design plus conservateur	1.5	2 ou plus

Tableau 2-6 Facteurs de sécurité et probabilités de rupture requis pour des pentes de mines à ciel ouvert, selon Sullivan (2006), basé sur Priest et Brown (1983), McCracken et Jones (1990) et Pine (1992).

Type de pente	PoF (%) acceptée
Globale ou inter-rampe	1 à 3*
Globale ou inter-rampe sous une route ou une infrastructure majeure	<1**

* Pine (1992): 2 %

** McCracken et Jones (1990):0.5% pour une infrastructure permanente; Priest et Brown (1983): 0.3%

Tableau 2-7 Sommaire des critères de design disponibles pour des pentes permanentes.

Auteur	FS	PoF (%)	Type de pente	Remarques
Priest et Brown (1983)	≥ 2	< 0.3 P (FS <1.5) <5	Moyennes (50-100 m) et hautes (<150m) supportant des routes majeures ou des structures permanentes avec des conséquences très sérieuses si rupture.	Les trois critères doivent être respectés.
McCracken et Jones (1990)	N.A	<0.5	Pente globale sous les chemins ou infrastructures clés, ou sous des infrastructures civiles permanentes	
DME (1999)	≥ 2	<0.3	Murs permanents près d'infrastructures publiques avec des conséquences importantes advenant une rupture.	Aucune relation directe entre le FS et la PoF. Utilisé quand des données géotechniques acceptables sont disponibles.
Duncan et Wright (2005)	≥ 2	N.A	Pentes civiles : Le coût des réparations est beaucoup plus grand que le coût qu'aurait engendré un design plus conservateur.	Si l'incertitude sur les analyses est faible : FS ≥ 1.5
Sullivan (2006)	N.A	<1	Pente (globale ou inter-rampe) sous un chemin ou une infrastructure importante.	
Hoek (2007)	≥ 1.5	N.A	Pente permanente avec risque significatif de dommages.	Paramètres conservateurs doivent être utilisés pour le design.
SRK (2010)	≥ 1.5	<3	Pentes affectant les infrastructures ou les routes	
LADBS (2011)	≥ 1.5	N.A	Nouveaux édifices à proximité de remblais et déblais ou de pentes naturelles.	

Tableau 2-8 Critères des déformations tolérables pour les ponts (Darling, 2011: SME Handbook et National Coal Board, 1975).

Type de mouvement	Magnitude tolérable
Distorsion angulaire	0.004 To 0.005
Mouvement différentiel	25 mm
	25-50 mm
Horizontal	35 mm

Tableau 2-9 Critères australiens pour la stabilité à long terme des pentes rocheuses (Watts, 2007).

Rang / Catégorie	1	2	3	4	5
FS & PoF	FS<1.2 et PoF>50%	FS=1.2-1.5 et PoF 20-50%	FS=1.5-2 et PoF 5-20%	FS=2-3 et PoF 0-5%	FS>3 et PoF 0-5%
Stabilité	Fissuration sévère et rupture	Fissuration	Stabilité apparente	Stabilité apparente	Stable
Vulnérabilité et probabilité d'événements naturels	Critique et ≥ 1 dans la vie de la pente	Vulnérable et ≥ 1 dans la vie de la pente	Vulnérable et ≥ 1 en 100 ans	Vulnérable ou ≥ 1 en 100 ans	Non vulnérable ou < 1 en 100 ans

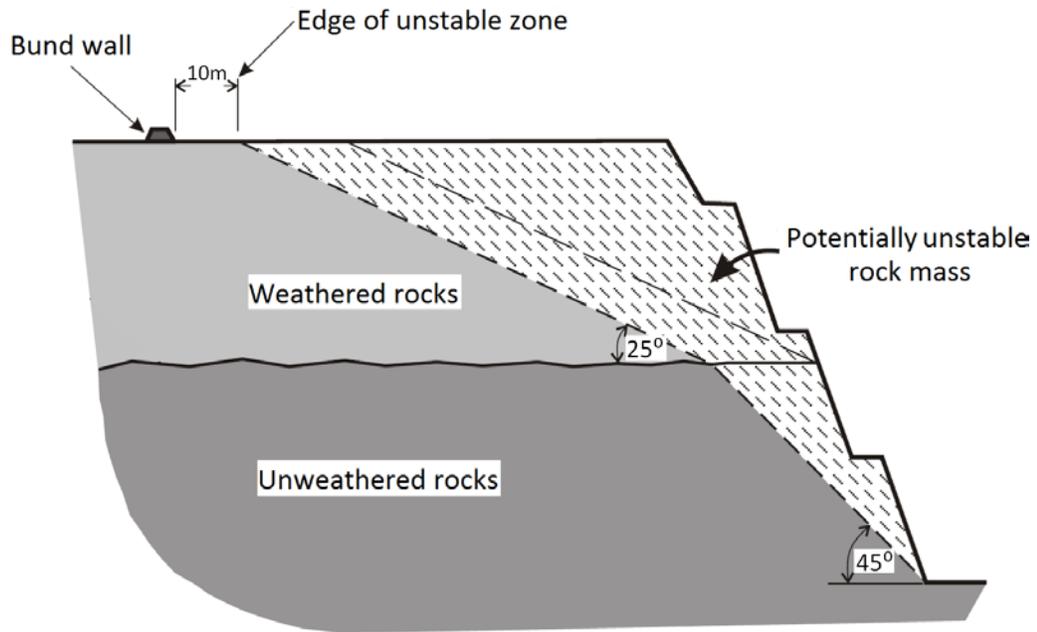


Figure 2-1 Pentes potentiellement instables selon les critères de l'Australie-Occidentale (DoIR, 1997).

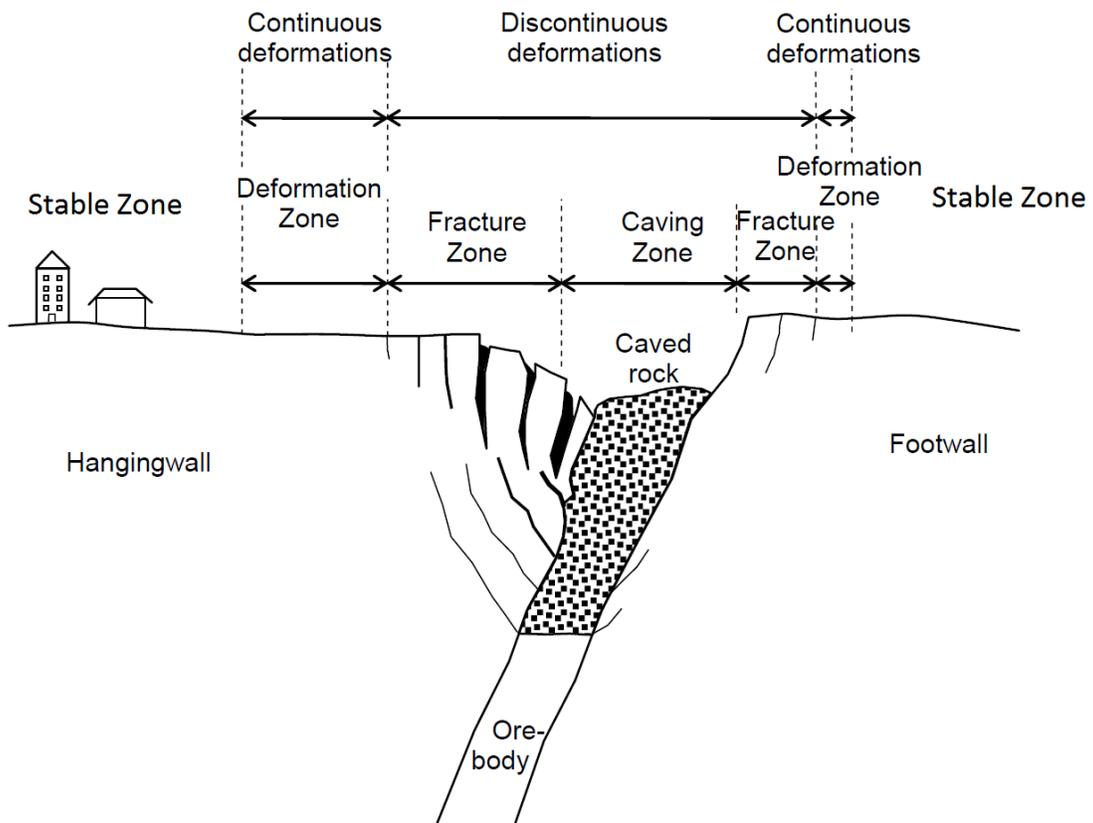


Figure 2-2 Figure schématique montrant la fracturation et les déformations sur les épontes (HW et FW) d'une mine SLC (Stockel et al. 2012 & 2013).

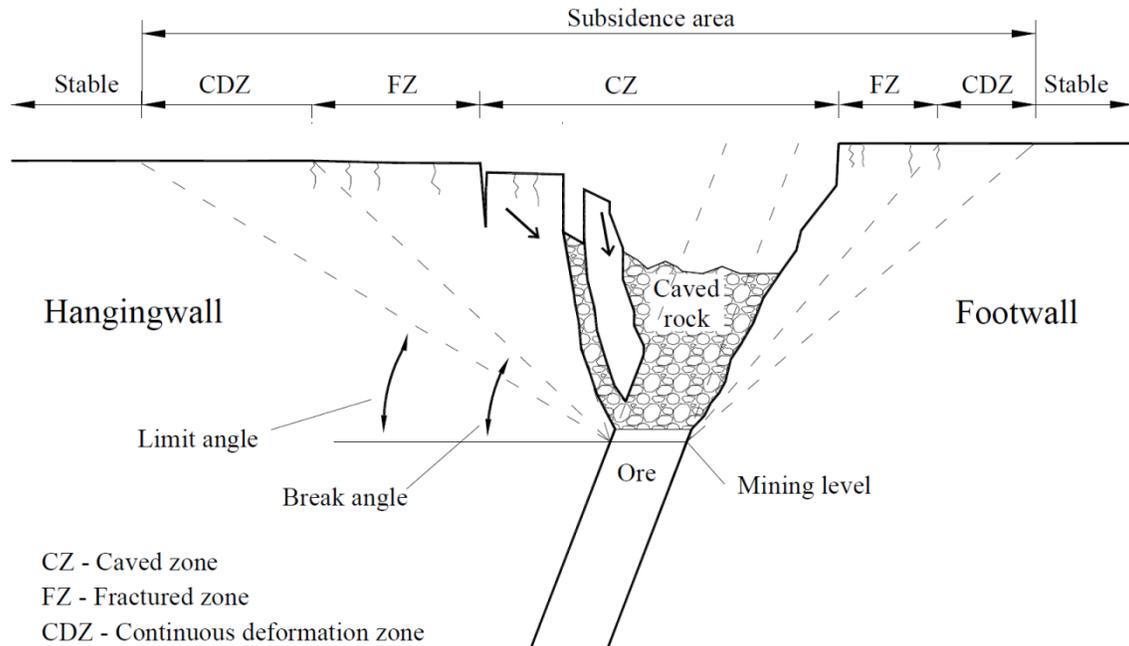


Figure 2-3 Déformation de la masse rocheuse selon la méthode de foudroyage (Stockel et al. 2012 & 2013).

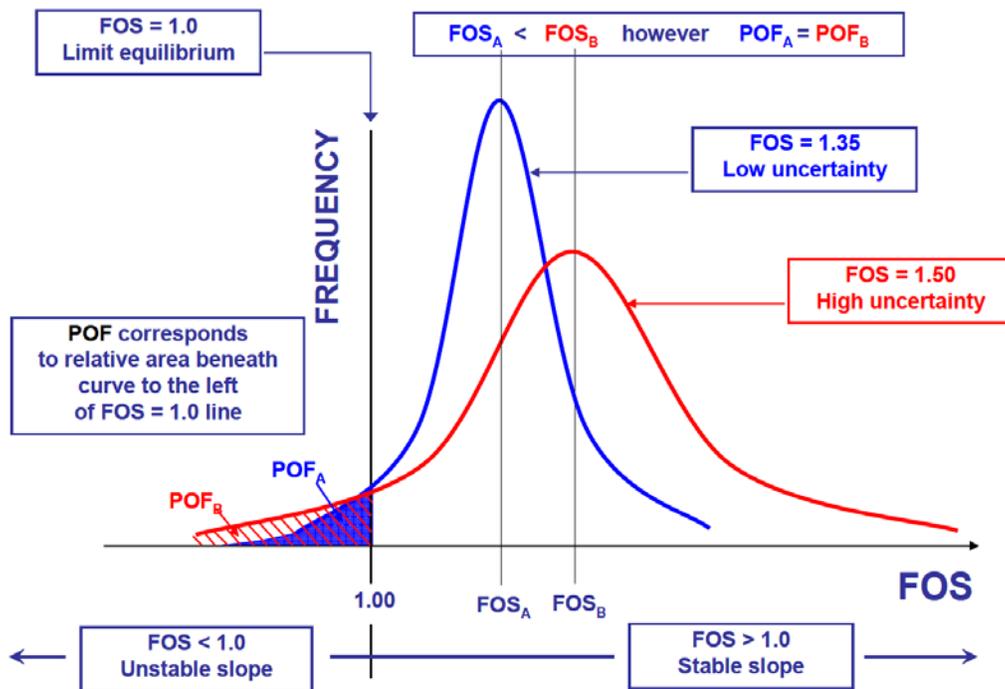


Figure 2-4 Définition de la probabilité de rupture et relation avec le facteur de sécurité moyen, selon deux niveaux d'incertitude sur les intrants géomécaniques (Steffen et al. 2008).

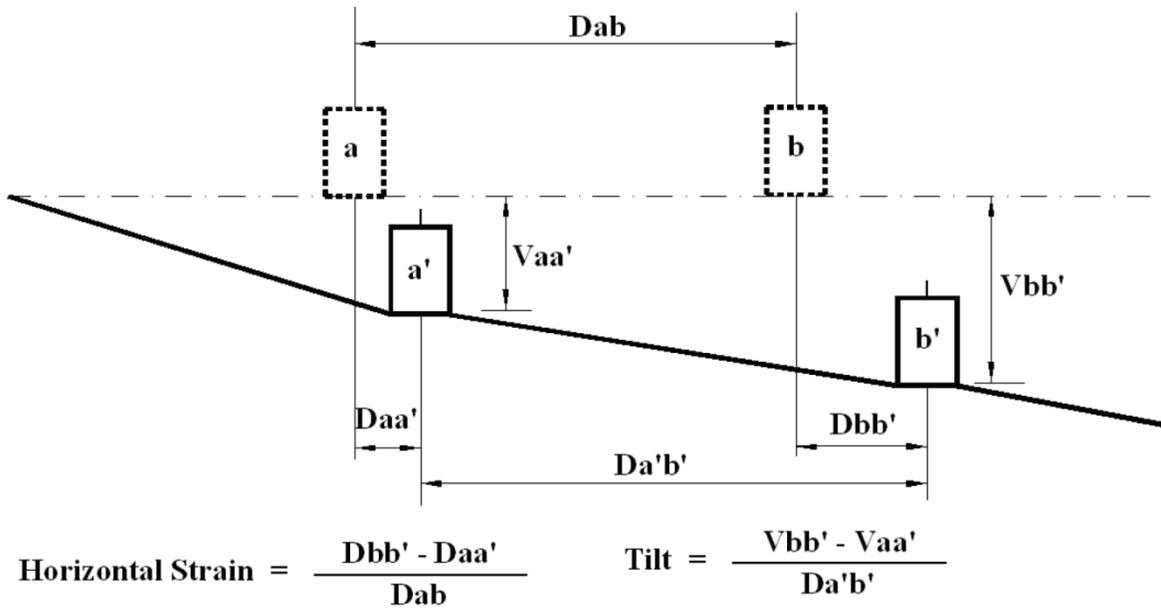


Figure 2-5 Concepts de déformation horizontale et de pente (tilt) selon Villegas et al. (2011).

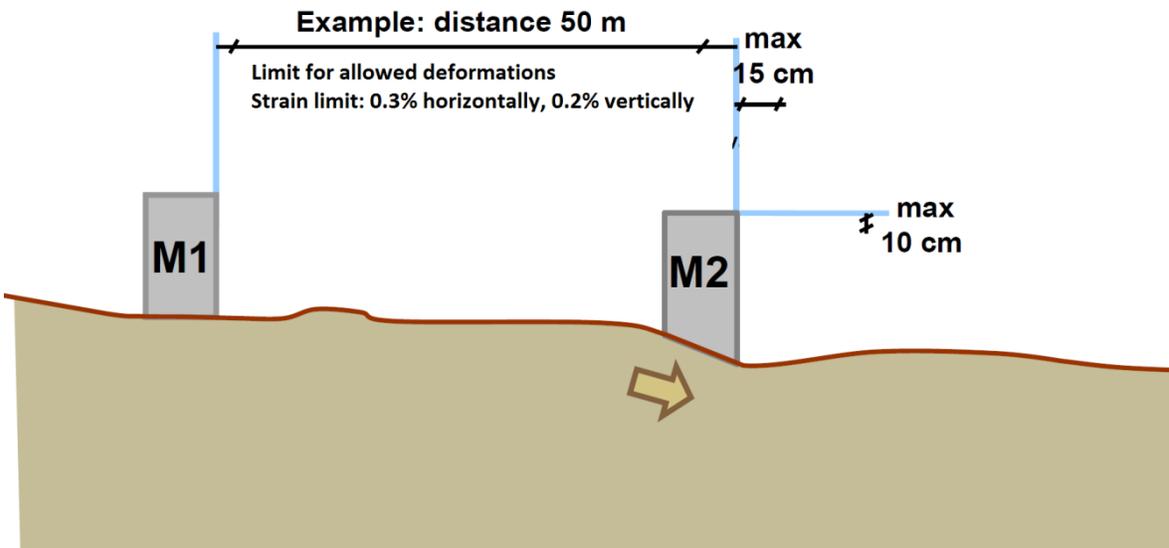


Figure 2-6 Critère environnemental sur la déformation maximale possible du sous-sol dans un contexte minier.

3. Étude de cas: mine de LAB Chrysotile et route 112

Dans le cadre de ce projet de recherche, le site de la mine LAB Chrysotile est utilisé comme étude de cas, plus spécifiquement le mur Ouest de la mine, qui est à proximité du nouveau tracé de la route 112. La mine LAB Chrysotile est une mine à ciel ouvert inactive située à Thetford Mines (Fig. 3.1- Page 42), dans la région de Chaudière Appalaches. Les opérations à cette mine ont débuté en 1958 et ont cessé en 2011. Cette mine a une profondeur d'environ 320 m, et a un diamètre compris entre 1.4 et 1.8 km. La route 112 est la route principale de la région. L'ancien tracé de la route était situé du côté Est de la mine (Fig. 3.2- Page 42), et un glissement rocheux important survenu en juillet 2012 a emporté une portion de cette route (Fig. 3.3- Page 43). Le nouveau tracé de la route quant à lui passe à proximité du mur Ouest de la mine (Fig. 3.2- Page 42). La construction de ce nouveau tracé a débuté en 2013 et devrait être finalisée à la fin de 2015. Du côté Ouest de la mine, un glissement rocheux important a eu lieu en 2010. La distance minimale entre l'escarpement arrière du glissement de 2010 et la nouvelle route 112 est d'environ 270 m. L'objectif de la première sous-section de ce chapitre est de faire une rétro-analyse du glissement de 2010, afin de déterminer les propriétés de certaines unités géomécaniques à l'échelle du massif rocheux. La sous-section suivante aura pour objectif de faire une analyse prospective de la stabilité du mur Ouest, en tenant compte de l'impact du remplissage de la fosse et de sa vidange potentielle. De plus, l'analyse à long terme du mur sera considérée. Le chapitre suivant de ce rapport fera quant à lui une comparaison entre les résultats obtenus pour l'analyse prospective et les différents critères de conception présentés au chapitre 2. Il est à noter qu'un rapport soumis au MTQ par Turmel et al. (2014), dont les auteurs du présent rapport sont aussi coauteurs, présente les données historiques ainsi qu'une analyse préliminaire de certains mouvements ayant eu lieu au pourtour de la mine. Le présent rapport ne présentera pas à nouveau toutes ces données, mais uniquement celles nécessaires à l'étude de cas.

3.1. Rétro-Analyse du glissement de 2010

En janvier 2010, une rupture est survenue sur le mur Ouest de la mine LAB Chrysotile (Fig. 3.4 à 3.6- Pages 43 et 44). La hauteur approximative de cette rupture est d'environ 150 m. Afin d'effectuer la rétro-analyse du glissement de 2010, plusieurs sources d'information ont été utilisées, comme décrites dans les prochaines sous-sections. En particulier, notons une analyse faite par Beauchamp (1994a) sur un autre glissement survenu sur le mur Ouest, ainsi que des données de forages et des essais en laboratoire.

3.1.1. Géométrie et géologie du secteur

La géométrie et la géologie du mur Ouest sera décrite à l'aide de trois coupes nommées S6C, S3M1 et Section 5 (Fig. 3.7 et 3.8- Pages 45 et 46). La géométrie initiale a été obtenue suite à des discussions avec la minière, tandis que la géométrie finale est dérivée des levés LiDAR aéroportés effectués sur le site. La géologie quant à elle fait appel aux données de la minière ainsi qu'aux données des forages effectués en 2014 dans le cadre de ce projet. Comme observé sur les coupes de la figure 3.8 (Page 46), l'angle moyen de la pente avant la rupture de 2010 varie entre 21 et 26 degrés. Le niveau d'eau dans la fosse, en 2010, était quant à lui entre 32 et 37 m par rapport au plancher de l'excavation. Ce niveau d'eau correspond à une élévation de -38 m. La hauteur de la pente varie entre 293 et 317 m.

La géologie de ce secteur est relativement simple. En surface, de la serpentinite est présente tandis qu'en profondeur, de la péridotite massive, peu ou pas serpentinisée, est présente. La serpentinite et la péridotite sont séparées par une zone de cisaillement constituée de serpentinite et d'altération en talc-carbonate. Des intrusions en talc-carbonate sont aussi présentes dans ce secteur, notamment sur les coupes S3M1 et Section 5. En surface, un niveau de till plus ou moins épais est présent.

3.1.2. Données géotechniques disponibles a priori

Les prochaines sections présentent les données géotechniques et géomécaniques disponibles a priori, disponibles via des données historiques (par exemple la rétro-analyse du glissement de 1993), des données disponibles dans la littérature ou des données provenant de forages géotechniques et d'essais en laboratoire.

3.1.3. Données historiques et tirées de la littérature

Plusieurs sources d'informations ont été consultées afin d'établir les valeurs minimales et maximales des paramètres géotechniques propres aux différentes unités lithologiques rencontrées sur le mur Ouest de la mine LAB Chrysotile (Beauchamp 1994a, 1994b, Coates et Parsons 1966, Marinos et al 2006). Le tableau 3.1 (Page 29) présente ces références ainsi que le type de données inclus dans ces références. Les valeurs tirées de ces références sont quant à elles présentées au tableau 3.2 (Page 29).

La principale source d'information sont les rapports de Beauchamp (1994a, 1994b), qui présentent des données géologiques, géomécaniques et hydrogéologiques (1994a) du site de LAB Chrysotile, principalement sur le mur Est du site, ainsi que des données provenant d'une analyse à rebours d'une rupture survenue en 1993 sur le mur Sud-Est de la fosse (1994b). Les données provenant de ces deux sources concernent la péridotite et la serpentinite.

Coates et Parsons (1966) présentent quant à eux des données de résistance en compression uniaxiale ainsi que des modules de Young pour la péridotite trouvée à Thetford Mines. À noter que ces données sont référencées dans la base de données de RocData (Rocscience Inc.).

Étant donné qu'aucune de ces références ne donne des valeurs pour la zone de cisaillement, les résultats provenant des travaux de Marinos et al. (2006) ont été utilisés. Ces données ne proviennent pas de Thetford Mines, mais d'un autre complexe ophiolitique situé en Grèce. Elles sont seulement utilisées ici comme point de départ pour l'analyse.

3.1.3.1. Données provenant des forages et des essais de laboratoire

Les analyses préliminaires (Amoushahi et al. 2014) faites dans le cadre de ce projet ont démontré que l'emplacement de la zone de cisaillement, sa géométrie ainsi que ses propriétés géomécaniques impactent largement sur les résultats de l'analyse prospective. Afin de mieux cerner cette zone, une campagne d'investigations géotechniques a été réalisée au printemps 2014. Lors de cette campagne, trois forages verticaux ont été réalisés, et les échantillons ont été récupérés en continu. Il est à noter que deux inclinomètres ainsi qu'un piézomètre ont été installés lors de cette campagne. La localisation de ces trois forages est présentée à la figure 3.9 (Page 47).

La description détaillée des carottes de forage a permis de dériver le GSI (Geotechnical Strength Index) pour le granite et pour la péridotite. Ces valeurs ont été estimées à 50 ± 5 et 70 ± 5 pour le granite et la péridotite respectivement. La valeur pour la péridotite est plus élevée que la valeur historique de Beauchamp (1994a) qui l'estimait à 50 ± 5 . La valeur possible pour la péridotite est donc comprise entre 45 et 75, et une valeur moyenne de 60 a été postulée.

Il est à noter que la zone de cisaillement n'a pas été rencontrée lors de ces forages. Cette information importante a permis de mieux raffiner le modèle géologique, et a un impact marqué sur les résultats de l'étude prospective, étant donné que la zone de cisaillement est l'unité la moins compétente du secteur.

Douze échantillons de granite ainsi que huit échantillons de péridotite ont été sélectionnés pour mesurer, en laboratoire, leur résistance en compression uniaxiale. Les résultats détaillés de ces essais sont présentés par Amoushahi (2015). À noter que, pour les échantillons de péridotite, les valeurs de résistance en compression uniaxiale obtenues (moyenne de 237 MPa) sont comparables à celles obtenues par Coates et Parson (1966) (moyenne de 197 MPa). Ces résultats sont présentés au tableau 3.3 (Page 30).

3.1.3.2. Données géomécaniques

En se basant sur les données historiques, les données obtenues de la littérature et les données provenant de l'investigation géotechnique, les propriétés géomécaniques des différents matériaux ont pu être mieux cernés avant d'effectuer la rétro-analyse. Un résumé de ces données est présenté au tableau 3.4 (Page 30). Les valeurs minimales (scénario du pire), maximales (scénario du meilleur) et moyennes (scénario moyen) sont quant à elles présentées au tableau 3.5 (Page 31).

3.1.4. Hydrogéologie

La hauteur de la nappe phréatique est une composante importante à intégrer dans les analyses de la stabilité. En se basant sur le rapport de Beauchamp (1994a), la hauteur de la nappe phréatique a été estimée, tel que présenté sur les coupes à la figure 3.8 (Page 46). Les données historiques montrent que le niveau de la nappe phréatique était sous le niveau de la zone de cisaillement sur la coupe S6C tandis qu'il était au-dessus du niveau de cette zone sur la coupe S3M1. Le niveau actuel de la nappe phréatique est connu au droit du piézomètre installé en mai 2014, et est à une profondeur par rapport à la surface d'environ 22.6 m.

3.2. Analyse à rebours du glissement de 2010

Cette section a comme objectif de présenter l'analyse à rebours du glissement de 2010, à l'aide des coupes S6C et S3M1 présentées précédemment. Un critère de rupture de Mohr-Coulomb est choisi afin de représenter les propriétés géomécaniques du massif rocheux. Deux types d'analyse seront effectués, soit l'analyse par la méthode LE (analyse à l'équilibre limite avec la méthode de Bishop simplifiée) ainsi que par la méthode FE-SSR (Analyse par éléments finis selon l'approche Shear Strength Reduction ou Diminution de la Résistance au Cisaillement) Les logiciels utilisés sont Slide (version 6.0, Rocscience 2015) pour les analyses LE ainsi que Phase2 (version 9.0, Rocscience 2015) pour les analyses FE-SSR. L'objectif principal de cette section est de dériver la plage de valeurs possibles pour les paramètres géomécaniques de deux unités rocheuses, soit la serpentinite et la zone de cisaillement. Pour ce faire, les valeurs associées au scénario moyen

présenté à la section 3.1 ont été utilisées comme point de départ de l'analyse. L'utilisation de deux méthodes différentes de calcul du facteur de sécurité permet de contre valider les résultats obtenus. En effet, dans ce travail, la méthode LE sera utilisée en premier lieu, et par la suite, les intrants obtenus seront utilisés dans la méthode FE-SSR pour les comparer.

L'analyse à rebours sera effectuée en deux étapes. Étant donné que deux lithologies sont principalement associées au glissement, soit la serpentinite et la zone de cisaillement, il est nécessaire de dériver les paramètres géotechniques pour ces deux unités. Par contre, l'analyse des coupes utilisées permet de démontrer que, pour la coupe S6C, le plan de rupture est presque exclusivement situé dans la zone de cisaillement. Les paramètres propres à cette unité seront donc, en premier lieu, dérivés. Par la suite, ces résultats seront introduits dans l'analyse de la coupe S3M1 pour dériver les paramètres propres à la serpentinite.

3.2.1. Coupe S6C

La figure 3.10 (Page 48) montre la géologie ainsi que la localisation du plan de rupture pour la coupe S6C. La localisation du plan de rupture a été obtenue par l'analyse des données LiDAR aéroportées.

3.2.1.1. Analyse par équilibre limite

Les propriétés géotechniques initiales utilisées pour la rétro-analyse de la coupe S6C sont présentées au tableau 3.6 (Page 31) et sont dérivées des valeurs du scénario moyen présenté au tableau 3.5 (Page 31). De plus, pour la zone de cisaillement, les valeurs des scénarios du pire et du meilleur sont aussi données au tableau 3.6 (Page 31). Les paramètres Mohr-Coulomb équivalent (cohésion et friction) ont été calculés en se basant sur la méthode présentée par Hoek et al. (2002). La profondeur moyenne de la surface de rupture a été établie à 25 m, les paramètres Mohr-Coulomb ont par conséquent été établis en utilisant un état de contrainte associé à cette profondeur moyenne. Le paramètre D trouvé dans la littérature pour l'analyse de stabilité de pentes de ce genre varie entre 0.7 (valeur optimiste représentant une excavation mécanique ou un bon sautage) et 1.0 (valeur pessimiste représentant un sautage de production). Dans ce cas-ci, une valeur de 1 a été appliquée pour la serpentinite et la péridotite tandis qu'un paramètre de 0.7 a été appliqué pour la zone de cisaillement, considérant les valeurs déjà très basses de la résistance en compression uniaxiale et de GSI. Il est important de se rappeler que l'application du GSI et du critère de Hoek-Brown pour les roches ayant un GSI plus faible que 25 doit être faite avec attention (Martin et Stacey 2013), ce qui explique que les valeurs proposées sont un point de départ pour l'analyse, et que l'analyse elle-même sert de calibration. Il est important de noter ici que, étant donné que la surface de rupture est située presque exclusivement dans la zone de cisaillement, le choix des paramètres associés à la péridotite, à la serpentinite ainsi qu'au till a une influence négligeable sur les résultats.

Dans l'analyse par la méthode de Bishop simplifiée, la surface de rupture a été imposée au modèle comme une surface circulaire, ce qui est une hypothèse raisonnable étant donné les propriétés géotechniques du matériau. Le niveau d'eau de la nappe a été simulé à partir des informations présentées à la section 3.1.3. L'eau du lac est simulée comme étant une surcharge appliquée de manière normale à la pente.

À partir de ces informations, une analyse paramétrique a donc été effectuée. Les résultats de cette étude sont présentés au tableau 3.7 (Page 32) et à la figure 3.11 (Page 48). Ce graphique montre la relation entre la cohésion et l'angle de friction pour obtenir un facteur de sécurité de 1. Il est à noter que deux paires de résultats, soit $c = 40$ kPa et $\phi = 19$ degrés ainsi que $c = 32$ kPa et $\phi = 20$ degrés, se rapprochent du scénario moyen présenté au tableau 3.6 (Page 31).

3.2.1.2. Validation en utilisant la méthode FE-SSR

La méthode utilisant les éléments FE-SSR permet d'identifier la surface présentant la plus faible résistance au cisaillement sur une pente (Dawson et al. 1999). Cette méthode permet de déterminer un facteur conceptuellement équivalent au facteur de sécurité, soit le SRF (Shear Reduction Factor).

Lors des analyses effectuées sur la coupe S6C, tous les matériaux ont été considérés comme ayant un comportement parfaitement élasto-plastique, i.e. que la résistance résiduelle, ou à grandes déformations, est égale à la résistance au pic. Les paramètres géomécaniques utilisés pour cette analyse sont ceux dérivés à la section 3.2.1.1. La figure 3.12 (Page 49) présente un exemple de simulation, qui montre l'emplacement des déformations en cisaillement maximales, ainsi que l'emplacement de la surface de rupture modélisée par la méthode à l'équilibre limite ainsi que la surface de rupture déduite par l'analyse morphologique du secteur avec les données LiDAR. Le SRF obtenu pour ce cas est de 1.02, ce qui est semblable au facteur de sécurité de 1 obtenu à la section 3.2.1.1. Il peut donc être considéré, par cette analyse, que les valeurs obtenues à la section 3.2.1.1 sont confirmées par la méthode FE-SSR.

3.2.1.3. Raffinement à partir de la rétro-analyse du glissement de 1993

Il fut précédemment mentionné qu'en 1993, un premier glissement a affecté le mur Sud-Ouest de la mine à ciel ouvert. Beauchamp (1994b) a fait une rétro-analyse de ce glissement, et a calibré les paramètres géotechniques de ce qu'il a appelé une serpentinite schisteuse, qui pourrait être associée à la zone de cisaillement. En effet, dans ce cas-ci, le plan de rupture ne se rendait pas dans la péridotite et selon l'analyse de Beauchamp (1994b), le plan de rupture était très proche de l'interface péridotite / serpentinite, soit à l'emplacement de la zone de cisaillement. La figure 3.13 (Page 50) montre la géométrie du glissement de 1993 tel qu'analysé par Beauchamp (1994b). L'analyse à rebours a été reprise ici et les données obtenues, comparées aux données de Beauchamp (1994b) sont présentées à la figure 3.14 (Page 51) et montrées au tableau 3.8 (Page 32). Les résultats obtenus montrent que Beauchamp (1994b) a obtenu des valeurs de cohésion et friction légèrement inférieures à celles obtenues ici pour les FS=1, mais ces différences sont négligeables.

Les valeurs obtenues par cette analyse du glissement de 1993 montrent des valeurs comparables aux valeurs obtenues lors de la rétro-analyse de la coupe S6C, ce qui conforte l'idée que la zone de serpentinite schisteuse serait dans ce cas-ci équivalente à la zone de cisaillement. La figure 3.15 (Page 51) montre une comparaison entre les couples obtenus pour les deux rétro-analyses. Les valeurs montrent aussi une excellente correspondance pour les angles de frottement de 16 et 17 degrés. Il est important par contre de noter ici que, étant donné que les volumes des deux glissements n'étant pas égaux, et que l'épaisseur moyenne des glissements n'était pas non plus

similaires (10 m en 1993 vs. 25 m en 2010), il n'était pas attendu que les résultats soient parfaitement identiques.

3.2.2. Coupe S3M1

La figure 3.16 (Page 52) montre la géologie ainsi que la localisation du plan de rupture pour la coupe S3M1. La localisation du plan de rupture a été obtenue par l'analyse des données LiDAR aéroportées. Contrairement à la coupe S6C qui montrait une surface de rupture circulaire, la surface de rupture ici n'est pas circulaire. De plus, deux matériaux sont sollicités lors de la rupture, soit la zone de cisaillement et la serpentinite. La surface de rupture ne passe donc ni dans le granite ni dans la péridotite.

3.2.2.1. Analyse par la méthode d'équilibre limite

Comme mentionné précédemment, l'analyse de la coupe S3M1 permettra de mieux cadrer les propriétés géotechniques de la serpentinite, en utilisant comme intrant des paramètres géotechniques calculés pour la zone de cisaillement à l'aide de la coupe S6C. Les propriétés de bases utilisées pour l'analyse sont présentées au tableau 3.9 (Page 33). La méthode pour dériver ces paramètres est identique à celle de la section S6C. Dans ce cas-ci, l'épaisseur moyenne utilisée pour la serpentinite est de 30 m. Les valeurs possibles de cohésion pour la serpentinite sont entre 70 et 200 kPa tandis que des angles de frottement entre 21 et 41 degrés sont possibles.

Afin de cerner les valeurs possibles de cohésion et de frottement pour la serpentinite, tous les couples, cohésion et angle de frottement trouvés pour la zone de cisaillement ont été utilisés (tableaux 3.10 à 3.15- Pages 33 et 34). La figure 3.17 (Page 52) montre un scénario analysé. Il fut émis comme hypothèse que les valeurs trouvées devaient être incluses dans les valeurs plausibles du tableau 3.9 (Page 33). L'analyse de valeurs obtenues pour la cohésion et l'angle de frottement montre que celles-ci se retrouvent dans une plage située entre les scénarios du pire et moyen des valeurs historiques. La valeur moyenne trouvée est une cohésion de 90 kPa pour un angle de frottement de 23 degrés. Il est important aussi de noter que les angles de frottement trouvés pour la zone de cisaillement sont compris entre 10 et 14 degrés.

3.2.2.2. Vérification par la méthode FE-SSR

En utilisant les mêmes hypothèses que pour la coupe S6C, l'analyse de la coupe S3M1 a été effectuée avec la méthode FE-SSR. Les résultats (Fig. 3.18- Page 53) montrent ici aussi une excellente correspondance entre les deux méthodes, le SRF obtenu étant de 0.94 lorsque le facteur de sécurité obtenu est de 1. Les valeurs trouvées pour les propriétés géotechniques de la serpentinite peuvent donc être considérées comme adéquates.

3.3. Analyse prospective du mur Ouest de la mine LAB Chrysotile

L'objectif de la présente section est de réaliser une analyse prospective de la stabilité du mur Ouest de la mine, en fonction du niveau d'eau dans la fosse, en utilisant comme géométrie la pente laissée suite au glissement de 2010. Cette analyse permettra de voir l'interaction possible entre une rupture de la pente et la nouvelle route 112. L'analyse par rapport aux critères mentionnés au chapitre 2 sera faite ultérieurement. Tout comme pour les analyses à rebours, cette analyse prospective sera effectuée via deux méthodes, soit la méthode FE-SSR et la méthode LE. De plus, autant des analyses déterministes (facteur de sécurité) que probabiliste (probabilité de

rupture) seront effectuées. Trois sections de pente seront utilisées, soit les sections S6C, S3M1 et 5, mais tel que mentionné, la géométrie pré-rupture utilisée sera la géométrie post-rupture de 2010, en se basant sur les données du LiDAR aéroporté de 2010 (Fig. 3.19- Page 54).

La nappe phréatique pour les différentes coupes a été placée à une distance approximative de 22 à 25 m derrière la pente. De plus, plusieurs niveaux de remplissage ont été modélisés, tel qu'illustré à la figure 3.20 (Page 55).

3.3.1. Choix des paramètres géotechniques

Le choix des paramètres géotechniques utilisés pour les quatre lithologies rencontrées est d'une importance primordiale pour arriver à des résultats concluants. L'application du critère de rupture non-linéaire de Hoek et Brown dans un contexte d'analyses probabilistes par éléments finis n'est pas simple. De plus, les propriétés comme la cohésion et l'angle de frottement, sur lesquels est basé le critère de rupture de Mohr-Coulomb, sont généralement plus intuitifs (Eberhardt 2012). C'est pourquoi les paramètres Mohr-Coulomb équivalents à l'enveloppe du critère généralisé de Hoek et Brown (GHB) sont généralement utilisés. Afin de déterminer les paramètres Mohr-Coulomb (MC) équivalents, il est nécessaire de déterminer la contrainte σ_3 maximale du problème étudié puisque cette conversion se fait en passant une droite de régression par cet état de contrainte. La figure 3.21 (Page 56) montre un exemple de relation entre les deux critères de rupture en fonction de l'état de contrainte. Conséquemment, afin de transférer une enveloppe GHB en MC, il est nécessaire de connaître la profondeur du plan de rupture probable. Dans ce cas-ci, les analyses préliminaires tendent à démontrer que la surface de rupture probable dans le granite serait à 80 m de profondeur tandis que celle dans la péridotite serait d'environ 150 m.

Il fut mentionné précédemment que les valeurs des paramètres peuvent être décrites par trois termes, soit le pire cas possible, le meilleur cas possible et le cas moyen. Les valeurs limites et moyennes des propriétés géomécaniques utilisées dans le cadre de ce travail sont reproduites, avec leur référence, au tableau 3.16 (Page 35). Tel qu'expliqué au chapitre 2, dans le cadre d'analyses de stabilité, deux des trois possibilités doivent être prises en compte, soit le scénario du pire et celui du scénario moyen. L'Eurocode 7, introduit à la section 2.2, stipule que statistiquement, il serait judicieux d'utiliser soit les valeurs au 5^e (CEN 2004) ou au 30^e percentile (Schneider 1997).

Afin de déterminer ces deux valeurs, il a fallu déterminer l'écart-type que nous pouvions attribuer aux distributions statistiques. En supposant que les populations ont une distribution normale, il est connu que 99.73% de tous les échantillons de la population sont situés dans un intervalle centré sur la moyenne et distant de plus ou moins 3 écarts-types par rapport à celle-ci. Conséquemment, il peut être estimé que l'écart-type est égal à la différence entre les valeurs minimale et maximale divisées par 6 (Duncan, 2000). Dans le cas de ce travail, l'écart-type a aussi été considéré comme étant l'écart entre la valeur moyenne et minimale divisé par trois.

3.3.2. Analyse prospective déterministe

Tout comme pour l'analyse à rebours, deux méthodes ont été utilisées pour analyser la stabilité du mur Ouest de la fosse. Par contre, dans ce cas-ci, la première méthode utilisée est la méthode FE-SSR, et ensuite la méthode LE. Ce choix inverse est justifié parce que la méthode FE-SSR donne a priori la surface de rupture la plus critique. Cette surface de rupture peut ensuite être imposée

dans le modèle par équilibre limite. Les valeurs obtenues par les deux modèles seront données pour les différents scénarios.

D'un point de vue d'analyse du risque, le mode de rupture le plus critique serait dans ce cas les ruptures profondes pouvant aller aussi loin que la route 112. Des analyses déterministes ont été entreprises sur les trois coupes (Fig. 3.22 à 3.24- Pages 56, 57 et 58), et pour analyser les ruptures profondes, une zone d'exclusion a été définie sur le modèle pour empêcher toute rupture superficielle de se produire (zone rectangulaire délimitée par une ligne pointillée sur les figures 3.22 à 3.24- Pages 56, 57 et 58). Les débris du glissement de 2010 ainsi que l'eau du lac ont été modélisés comme étant des charges distribuées à la surface de la pente.

Les résultats obtenus avec la méthode FE-SSR pour les trois coupes sont donnés au tableau 3.17 (Page 35) et à la figure 3.25- Page 59 (Coupe S6C), tableau 3.18 (Page 35) et figure 3.26- Page 59 (Coupe S3M1) et tableau 3.19 (Page 36) et figure 3.27- Page 60 (Coupe 5). Ces résultats montrent que le SRF est corrélé avec le niveau d'eau dans le lac, à savoir que plus le niveau d'eau dans le lac est élevé, plus le SRF sera élevé. Cette analyse (Fig. 3.28- Page 61) montre aussi que lorsque le niveau de l'eau est élevé, le volume impliqué est élevé. Sur cette figure de l'analyse de la coupe S3M1 (Fig. 3.28- Page 61), on voit que la distance entre la pente et l'escarpement arrière serait de 185 m avec un niveau d'eau à 100 m tandis qu'il serait de 418 m avec un niveau à 200 m.

Tel que mentionné, les surfaces de rupture trouvées avec la méthode FE-SSR ont par la suite été imposées lors d'une analyse par équilibre limite. Les résultats comparés pour le scénario du pire et le scénario moyen sont montrés au tableau 3.20 (Page 36) et à la figure 3.30- Page 63 (section S6C), tableau 3.21 (Page 36) et figure 3.31- Page 63 (section S3M1) et tableau 3.22 (Page 37) et figure 3.32- Page 64 (section 5). Pour les trois coupes étudiées, les facteurs de sécurité obtenus avec les deux méthodes sont comparables. La meilleure adéquation est associée à la coupe 5. La différence observée aux coupes S6C et S3M1 semble être due à la méthode de prise en charge des débris par la méthode FE-SSR. En effet, dans cette méthode, lorsque le niveau de l'eau est assez élevé, la charge due aux débris est négligée, ce qui n'est pas le cas dans la méthode LE. Les facteurs de sécurité obtenus par la méthode LE, lorsque le niveau d'eau est à plus de 100 m du fond de la mine, sont environ 5% plus élevés que les facteurs obtenus par la méthode FE-SSR. Cela revient donc à dire que la présence de débris augmente le FS du mur Ouest d'environ 5%.

Dans le cas d'une baisse très rapide du niveau d'eau dans la fosse, par exemple si la minière voulait recommencer l'exploitation, le niveau de la nappe phréatique n'aurait pas le temps de s'ajuster rapidement et pourrait être considéré comme affleurant (à l'image de la vidange du réservoir d'un barrage). Des analyses de la stabilité ont aussi été effectuées pour modéliser un tel scénario, tel que présenté au tableau 3.23 (Page 37) et à la figure 3.33- Page 64 (Section 6C), tableau 3.24 (Page 37) et figure 3.34- Page 65 (Section S3M1) et tableau 3.25 (Page 38) et figure 3.35- Page 65 (Section 5) pour l'analyse FE-SSR. Les résultats de ces analyses sont comparés avec les résultats de la méthode LE au tableau 3.26 (Page 38) et à la figure 3.36- Page 66 (Section 6C), tableau 3.27 (Page 38) et figure 3.37- Page 66 (Section S3M1) et tableau 3.28 (Page 39) et figure 3.38- Page 67 (section 5). Pour tous les scénarios analysés, le comportement est similaire, plus le niveau d'eau est bas, plus le facteur de sécurité diminue. Le facteur de sécurité le plus

faible est trouvé sur la section S3M1 où, suite à une vidange complète du lac, le FS diminuera à 1.77, considérant le scénario du pire pour les conditions géotechniques.

3.3.3. Analyse prospective probabiliste

Il est possible d'obtenir une distribution du facteur de sécurité en utilisant comme intrant la distribution de probabilité des différentes variables. L'analyse probabiliste reposant sur la méthode Monte-Carlo est possible dans le logiciel Phase2 depuis 2015 (version 9.0, Rocscience Inc. 2015). Les valeurs de moyennes et d'écart-types présentées précédemment ont donc été utilisées pour l'analyse probabiliste FE-SSR afin d'obtenir la probabilité de rupture du mur Ouest, sur les trois coupes précédemment décrites, soit S6C, S3M1 et 5. Étant donné les temps de calcul nécessaires pour de telles simulations, les niveaux d'eau modélisés sont en moins grand nombre que pour les analyses déterministes, soit des niveaux de 0, 100 et 269 m lors du remplissage du lac et de 200, 100 et 0 m pour la simulation de sa vidange rapide. Une distribution normale a été choisie pour caractériser la population des différents paramètres géotechniques. Cette distribution est celle couramment utilisée pour des études probabilistes en géotechnique (Rocscience 2015, Hoek 2007). Les deux seuls paramètres qui ont été modifiés de manière probabiliste sont la cohésion et l'angle de frottement. Il est à noter que, dans le cas de l'analyse FE-SSR, ces deux paramètres ne peuvent être corrélés et sont donc considérés indépendants, tandis que dans l'analyse LE, ces deux paramètres peuvent être corrélés. Les paramètres moyens, leur écart-type, leurs maximum et minimum sont présentés, pour les quatre types de roches, au tableau 3.29 (Page 39). Tel que mentionné, le temps de calcul pour chacune des simulations est relativement long. Il a donc été décidé d'effectuer les analyses probabilistes avec 100 et 1000 échantillons afin de vérifier l'impact du nombre de simulations sur les résultats. À titre d'exemple, une analyse avec 100 échantillons requiert environ 3 à 5 heures tandis qu'une analyse avec 1000 échantillons requiert environ 30 heures. Des différences négligeables sur le PoF ont été notées entre les deux cas de figure (100 et 1000 échantillons), il a donc été décidé d'effectuer toutes les simulations avec 100 échantillons.

Des simulations de type Monte-Carlo ont donc été effectuées, à différents niveaux d'eau, afin de calculer la moyenne ainsi que l'écart type de la distribution du facteur de sécurité, et donc aussi la probabilité de rupture. Ces données peuvent par exemple être mises en histogramme afin de voir la distribution statistique du facteur de sécurité (Fig. 3.39- Page 67). Les résultats obtenus pour chacune des coupes sont présentés au tableau 3.30 (Page 40). On observe que, pour tous les scénarios analysés, la probabilité de rupture est nulle, et le plus faible facteur de sécurité moyen trouvé est de 3.0.

La section de pente 5 a été utilisée pour des analyses probabilistes avec l'approche LE. Dans ce cas-ci, deux scénarios ont été regardés, soit 1) les valeurs de cohésion et d'angle de frottement sont inversement corrélées ou 2) il n'y a pas de corrélation entre la cohésion et l'angle de frottement. En effet, l'angle de frottement et la cohésion dans ces matériaux sont généralement inversement corrélés, soit : si la friction est élevée la cohésion sera faible et vice-versa. Pour ces analyses, beaucoup plus rapides que la méthode FE-SSR, 10 000 échantillons ont été considérés à chaque niveau d'eau. Le tableau 3.31 (Page 40) présente les résultats obtenus pour les scénarios corrélés et non corrélés. Une comparaison avec les résultats probabilistes obtenus avec la méthode FE-SSR montre que les FS obtenus par la méthode FE-SSR sont légèrement inférieurs

(2-4 %) à ceux obtenus par la méthode LE. Par contre, toutes les probabilités de rupture obtenues sont similaires, soit 0 %.

3.3.4. Analyse à long terme

Deux approches peuvent être utilisées afin de déterminer la stabilité à long terme d'une pente rocheuse, tel qu'exposé à la section 2.4. Une première méthode vise à utiliser des critères de design plus sévères que pour l'analyse standard. Nous y reviendrons au chapitre 4 lorsque nous comparerons les résultats obtenus avec les différents critères de design. La deuxième méthode vise à utiliser des paramètres de résistance du massif rocheux plus faibles.

Dans la section 2.4, il fut mentionné qu'une réduction de la résistance en compression uniaxiale de l'ordre de 15 à 40 % devrait être envisagée afin de reproduire la résistance à long terme du massif rocheux. De plus, une diminution du GSI d'une valeur de 5 devrait être appliquée. Dans le cadre de ce projet, une réduction de 20 % de la résistance en compression uniaxiale et une réduction du GSI de 5 a été appliquée, et ce pour trois scénarios : du pire, moyen et du meilleur. Le tableau 3.32 (Page 41) montre les paramètres MC équivalents obtenus pour l'analyse. De plus, dans l'analyse FE-SSR, le comportement du matériau a été modifié. Dans les analyses précédemment mentionnées, la résistance au pic était égale à la résistance résiduelle du matériau. Pour l'analyse à long terme, la résistance résiduelle a été imposée comme étant de 10 % inférieure à la résistance au pic, pour le granite ainsi que pour la péridotite.

Les résultats obtenus sur les trois coupes avec ces nouveaux paramètres sont présentés au tableau 3.33 (Page 41). Une comparaison entre ces résultats et ceux obtenus pour les propriétés « à court terme » montre une réduction du facteur de sécurité d'environ 30 % à long terme. Notons cependant que pour tous les scénarios, la probabilité de rupture est encore égale à 0 %.

Tableau 3-1 Références historiques et littérature pertinente sur le projet.

Auteur	Titre	Données	Type de référence
Beauchamp (1994a)	“Black Lake operations: Presentation of the slope stability program.”	Données pour la péridotite et la serpentinite ainsi que pour le massif rocheux	Rapport minier
Beauchamp (1994b)	“Rétro-analyse de l’instabilité de décembre 1993 à la paroi sud-ouest de la rampe principale.”	Données pour la péridotite et la serpentinite ainsi que pour le massif rocheux.	Rapport minier
Coates & Parsons (1966)	“Experimental criteria for classification of rock substances.”	Données pour la péridotite.	Indexé dans la base de données de Rocscience
Marinos et al. (2006)	“Variability of the engineering properties of rock masses quantified by the geological strength index: the case of ophiolites with special emphasis on tunneling.”	Données pour la zone de cisaillement.	Littérature

Tableau 3-2 Valeurs possibles pour les propriétés de la roche intacte, et valeurs de GSI. (Beauchamp, 1994a & 1994b; Coates & Parsons, 1966; Marinos et al. 2006).

Type de roche	Scénario	Propriétés de la roche intacte				Massif rocheux
		Poids volumique (kN/m ³)	UCS (MPa)	E (GPa)	mi	GSI
Péridotite	Pire		70 [1]	-	20 [3]	45 [1]
	Meilleur	27.5 [1]	197 [2]	55 [2]	30 [3]	55 [1]
Serpentinite	Pire		30 [1]	-	10 [3]	27 [1]
	Meilleur	26 [1]	37 [1]	-	14 [3]	51 [1]
Zone de cisaillement	Pire		5 [3]	-	6 [3]	10 [3]
	Meilleur	24 [1]	20 [3]	-	10 [3]	20 [3]

1- Beauchamp, 1994a & 1994b; 2- Coates & Parsons, 1966; 3- Marinos et al, 2006

Tableau 3-3 Résultats moyens et écarts-types des essais de laboratoire.

Type de roche	UCS moyen (MPa)	Écart type (MPa)
Granite altéré	60	9.5
Granite non-altéré	210	44
Péridotite	237	47

Tableau 3-4 Unités géomécaniques du domaine d'études et leurs caractéristiques.

Unité	Description géologique	Caractéristiques du massif rocheux
Péridotite	Unité intrusive post-Ordovicienne composée principalement d'olivine et de pyroxène avec altération en serpentinite. L'olivine non-altérée présente des cristaux d'environ 0.5 mm de diamètre; Massif, non-altéré à légèrement serpentinisé; Fractures avec remplissage en calcite et chlorite ou amiante.	Roche dure et compétente, UCS variant entre 70 et 237 MPa (moyenne de 150 MPa). Unité décrite comme modérément à très fracturée, GSI moyen de 60. RQD=90%
Serpentinite	Semi-schisteux à schisteux, présence de minéraux fibreux (amiante), évidences de cisaillement	Roche moyennement compétente (UCS moyen 33.5 MPa); Unité décrite comme étant hautement fracturée (GSI 27-51); RQD<50%
Zone de cisaillement	Zone de cisaillement en talc-carbonate et/ou serpentinite; Comportement comme un sol	Roche peu compétente (UCS plus faible que 20 MPa); Unité décrite comme désintégrée (GSI 10-20).
Granite	Roche intrusive à cristaux moyens à grossiers, felsique, roche ignée; Présence de deux types de granite sur le site: Granite altéré (67% du volume total) et Granite non-altéré (Tonalite) (33% du volume total). Les granites altérés sont plus ou moins serpentinisés.	Compétence variable (UCS variant de 60 MPa (granite altéré) à 210 MPa (tonalite)) Unité décrite comme étant hautement fracturée (GSI 45-55); RQD: 50% à 60%

Tableau 3-5 Valeurs des propriétés de la roche intacte et du GIS mises à jour en fonction des données de forage, des données de laboratoire, des rapports géotechniques et des données historiques.

Type de roche	Scénario	Propriétés de la roche intacte			Massif rocheux	
		Poids volumique (kN/m ³)	UCS (MPa)	E (GPa)	mi	GSI
Péridotite	Pire		70*	-	20	45
	Moyen	27.5	150	55#	25	60
	Meilleur		237**	-	30	75
Serpentinite	Pire		30	-	10	27
	Moyen	26	33.5	-	12	39
	Meilleur		37	-	14	51
Zone de cisaillement	Pire		5	-	6	10
	Moyen	24	12.5	-	8	15
	Meilleur		20	-	10	20
Granite	Pire		60**	-	26	45
	Moyen	27.5	112	-	30	50
	Meilleur		210**	-	35	55

* Beauchamp (1994a)

** Essais de laboratoire effectués à l'Université Laval (janvier 2015)

Selon Coates & Parsons (1966) pour les Péridotites de Thetford Mines. Un coefficient de Poisson de 0.3 est reporté pour la péridotite (Pearse et al. 1992)

Tableau 3-6 Propriétés initiales des matériaux utilisés dans les analyses à l'équilibre limite sur la section S6C, en assumant une épaisseur moyenne de 25 m au-dessus de la zone de cisaillement.

Type de roche	Scénario	Poids volumique (kN/m ³)	UCS (MPa)	GSI	mi	D	c (kPa)	Φ (°)
Péridotite	Moyen	27.5	150	60	25	1	690	60
Serpentinite	Moyen	26	33.5	39	12	1	110	33
Zone de cisaillement	Pire		5	10	6	0.7	14	10
	Moyen	24	12.5	15	8	0.7	34	18
	Meilleur		20	20	10	0.7	60	26
Till	Moyen	20					14	30

Tableau 3-7 Valeurs de cohésion et d'angle de frottement pour la zone de cisaillement obtenues par la rétro-analyse de la coupe S6C.

Φ (°)	c (kPa)	FS
10	111	0.99 à 1.01
11	103	0.99 à 1.01
12	95	0.99 à 1.01
13	88	0.99 à 1.01
14	80	0.99 à 1.01
15	72	0.99 à 1.01
16	64	0.99 à 1.01
17	56	0.99 à 1.01
18	48	0.99 à 1.01
19	40	0.99 à 1.01
20	32	0.99 à 1.01
21	23	0.99 à 1.01
22	15	0.99 à 1.01
23	6	0.99 à 1.01

Tableau 3-8 Valeurs de cohésion et d'angle de frottement pour la zone de cisaillement obtenues par la rétro-analyse du glissement de 1993.

Φ (°)	c (kPa)	FS	Adéquation entre la surface modélisée et la surface réelle (1993)
10	68	0.99 à 1.01	Bonne
11	66	0.99 à 1.01	Bonne
12	65	0.99 à 1.01	Bonne
13	64	0.99 à 1.01	Bonne
14	63	0.99 à 1.01	Bonne
15	61	0.99 à 1.01	Bonne
16	60	0.99 à 1.01	Bonne
17	58	0.99 à 1.01	Bonne
18	57	0.99 à 1.01	Bonne
19	56	0.99 à 1.01	Bonne
20	54	0.99 à 1.01	Bonne
21	53	0.99 à 1.01	Bonne
22	52	0.99 à 1.01	Bonne
23	50	0.99 à 1.01	Bonne
24	49	0.99 à 1.01	Bonne
25	48	0.99 à 1.01	Bonne
26	47	0.99 à 1.01	Bonne
27	45	0.99 à 1.01	Bonne
28	43	0.99 à 1.01	Volume plus élevé
29	42	0.99 à 1.01	Volume plus élevé

Tableau 3-9 Valeurs initiales des propriétés géomécaniques des différentes unités pour la rétro-analyse de la coupe S3M1. Une épaisseur moyenne de 30 m de serpentinite a été considérée.

Type de roche	Scénario	Poids volumique (kN/m ³)	UCS (MPa)	GSI	mi	D	c (kPa)	Φ (°)
Péridotite	Moyen	27.5	150	60	25	1	890	56
	Pire		30	27	10		70	21
Serpentinite	Moyen	26	33.5	39	12	1	125	31
	Meilleur		37	51	14		200	41
Zone de cisaillement	Moyen	24					60	16
Granite	Moyen	27.5	112	50	30	1	530	51

Tableau 3-10 Valeurs des propriétés pour la serpentinite en assumant c=111 kPa et Φ=10° pour la zone de cisaillement.

Φ (°)	c (kPa)	FS	Comparaison avec les paramètres équivalents MC basés sur les paramètres H-B.
21	140	Entre 0.99 et 1.01	Hors cible
22	130	Entre 0.99 et 1.01	Hors cible
23	120	Entre 0.99 et 1.01	Valeurs trouvées entre les pires paramètres et les paramètres moyens
24	110	Entre 0.99 et 1.01	Valeurs trouvées entre les pires paramètres et les paramètres moyens
25	100	Entre 0.99 et 1.01	Valeurs trouvées entre les pires paramètres et les paramètres moyens
26	90	Entre 0.99 et 1.01	Valeurs trouvées entre les pires paramètres et les paramètres moyens
27	80	Entre 0.99 et 1.01	Valeurs trouvées entre les pires paramètres et les paramètres moyens
28	70	Entre 0.99 et 1.01	Hors cible

Tableau 3-11 Valeurs des propriétés pour la serpentinite en assumant c=103 kPa et Φ=11° pour la zone de cisaillement

Φ (°)	c (kPa)	FS	Comparaison avec les paramètres équivalents MC basés sur les paramètres H-B.
21	125	Entre 0.99 et 1.01	Hors cible
22	115	Entre 0.99 et 1.01	Valeurs trouvées entre les pires paramètres et les paramètres moyens
23	105	Entre 0.99 et 1.01	Valeurs trouvées entre les pires paramètres et les paramètres moyens
24	95	Entre 0.99 et 1.01	Valeurs trouvées entre les pires paramètres et les paramètres moyens
25	85	Entre 0.99 et 1.01	Valeurs trouvées entre les pires paramètres et les paramètres moyens
26	75	Entre 0.99 et 1.01	Valeurs trouvées entre les pires paramètres et les paramètres moyens
27	65	Entre 0.99 et 1.01	Hors cible

Tableau 3-12 Valeurs des propriétés pour la serpentinite en assumant $c=95$ kPa et $\Phi=12^\circ$ pour la zone de cisaillement.

Φ ($^\circ$)	c (kPa)	FS	Comparaison avec les paramètres équivalents MC basés sur les paramètres H-B.
21	110	Entre 0.99 et 1.01	Hors cible
22	100	Entre 0.99 et 1.01	Valeurs trouvées entre les pires paramètres et les paramètres moyens
23	90	Entre 0.99 et 1.01	Valeurs trouvées entre les pires paramètres et les paramètres moyens
24	80	Entre 0.99 et 1.01	Valeurs trouvées entre les pires paramètres et les paramètres moyens
25	70	Entre 0.99 et 1.01	Hors cible

Tableau 3-13 Valeurs des propriétés pour la serpentinite en assumant $c=88$ kPa et $\Phi=13^\circ$ pour la zone de cisaillement.

Φ ($^\circ$)	c (kPa)	FS	Comparaison avec les paramètres équivalents MC basés sur les paramètres H-B.
21	90	Entre 0.99 et 1.01	Valeurs trouvées entre les pires paramètres et les paramètres moyens
22	80	Entre 0.99 et 1.01	Valeurs trouvées entre les pires paramètres et les paramètres moyens
23	70	Entre 0.99 et 1.01	Valeurs trouvées entre les pires paramètres et les paramètres moyens

Tableau 3-14 Valeurs des propriétés pour la serpentinite en assumant $c=80$ kPa et $\Phi=14^\circ$ pour la zone de cisaillement.

Φ ($^\circ$)	c (kPa)	FS	Comparaison avec les paramètres équivalents MC basés sur les paramètres H-B.
21	80	Entre 0.99 et 1.01	Valeurs trouvées entre les pires paramètres et les paramètres moyens
22	70	Entre 0.99 et 1.01	Valeurs trouvées entre les pires paramètres et les paramètres moyens
23	60	Entre 0.99 et 1.01	Hors cible

Tableau 3-15 Valeurs des propriétés pour la serpentinite en assumant $c=72$ kPa et $\Phi=15^\circ$ pour la zone de cisaillement.

Φ ($^\circ$)	c (kPa)	FS	Comparaison avec les paramètres équivalents MC basés sur les paramètres H-B.
21	60	Entre 0.99 et 1.01	Hors cible

Tableau 3-16 Valeurs possibles des propriétés géomécaniques des différentes unités suite à l'étude à rebours.

Type de roche	Scénario	Poids volumique (kN/m ³)	c (kPa)	Écart-type (kPa)	Φ (°)	Écart-type (°)	Profondeur de la surface de rupture (m)
Péridotite	Pire		650		33		
	Moyen	27.5	1700	600	52	5	150
	Meilleur		4250		61		
Granite	Pire		450		38		
	Moyen	27.5	820	140	51	3.5	80
	Meilleur		1290		58		
Serpentinite	Pire		70		21		
	Moyen	26	90	8	23	1	30
	Meilleur		120		27		
Zone de cisaillement	Pire		15		10		
	Moyen	24	64	16	16	2	25
	Meilleur		111		22		

Tableau 3-17 Résultats de l'analyse par FE-SSR sur la coupe S6C.

Niveau d'eau (m)	SRF critique (FS)			
	Pire cas	CEN (2004)	Schneider (1997)	Cas moyen
0	2.12	2.87	4.05	4.54
12	2.12	2.87	4.06	4.55
30	2.15	2.91	4.11	4.61
57	2.18	2.95	4.19	4.69
85	2.21	2.99	4.25	4.77
100	2.22	2.99	4.27	4.79
150	2.40	3.24	4.62	5.18
200	2.66	3.59	5.11	5.72
264	3.07	4.16	5.88	6.59

Tableau 3-18 Résultats de l'analyse par FE-SSR sur la coupe S3M1.

Niveau d'eau (m)	SRF Critique (FS)			
	Pire cas	CEN (2004)	Schneider (1997)	Cas moyen
0	1.97	2.66	3.75	4.21
15	1.98	2.68	3.78	4.23
30	2.00	2.71	3.82	4.27
61	2.02	2.73	3.85	4.31
90	2.04	2.76	3.88	4.35
100	2.06	2.79	3.93	4.39
150	2.19	2.96	4.17	4.66
200	2.37	3.20	4.49	5.00
269	2.69	3.62	5.10	5.70

Tableau 3-19 Résultats de l'analyse FE-SSR sur la coupe 5.

Niveau d'eau (m)	SRF Critique (FS)			
	Pire cas	CEN (2004)	Schneider (1997)	Cas moyen
0	2.38	3.25	4.55	5.08
15	2.39	3.26	4.57	5.11
30	2.40	3.27	4.6	5.14
57	2.43	3.31	4.65	5.2
85	2.46	3.36	4.73	5.29
100	2.51	3.41	4.79	5.36
150	2.66	3.61	5.09	5.70
200	2.90	3.93	5.55	6.21
269	3.36	4.56	6.45	7.29

Tableau 3-20 Résultats de la méthode LE sur la section S6C.

Niveau d'eau (m)	SRF Critique (FS)			
	Pire cas (LE)	Pire cas (FE-SSR)	Cas moyen (LE)	Cas moyen (FE-SSR)
0	2.25	2.12	4.84	4.54
12	2.24	2.12	4.82	4.55
30	2.25	2.15	4.84	4.61
57	2.31	2.18	4.96	4.69
85	2.35	2.21	5.04	4.77
100	2.38	2.22	5.13	4.79
150	2.57	2.40	5.52	5.18
200	2.83	2.66	6.01	5.72
269	3.26	3.07	7.01	6.59

Tableau 3-21 Résultats de la méthode LE sur la section S3M1.

Niveau d'eau (m)	SRF Critique (FS)			
	Pire cas (LE)	Pire cas (FE-SSR)	Cas moyen (LE)	Cas moyen (FE-SSR)
0	1.96	1.97	4.17	4.21
15	1.97	1.98	4.18	4.23
30	1.99	2.00	4.22	4.27
61	2.02	2.02	4.3	4.31
90	2.07	2.04	4.40	4.35
100	2.11	2.06	4.50	4.39
150	2.26	2.19	4.94	4.66
200	2.52	2.37	5.30	5.00
269	2.86	2.69	6.03	5.70

Tableau 3-22 Résultats de la méthode LE sur la section 5.

Niveau d'eau (m)	SRF Critique (FS)			
	Pire cas (LE)	Pire cas (FE-SSR)	Cas moyen (LE)	Cas moyen (FE-SSR)
0	2.39	2.38	5.08	5.08
15	2.39	2.39	5.08	5.11
30	2.39	2.40	5.08	5.14
57	2.42	2.43	5.14	5.20
85	2.46	2.47	5.23	5.29
100	2.50	2.51	5.31	5.36
150	2.65	2.66	5.64	5.70
200	2.90	2.90	6.18	6.21
269	3.36	3.36	7.15	7.29

Tableau 3-23 Résultats de la méthode LE sur la section S6C dans le cas d'une baisse rapide du niveau de l'eau dans la fosse.

Niveau d'eau (m)	SRF Critique (FS)			
	Pire cas	CEN (2004)	Schneider (1997)	Cas moyen
269	3.07	4.16	5.88	6.59
200	2.59	3.48	4.98	5.59
150	2.34	3.14	4.51	5.07
100	2.15	2.88	4.14	4.65
50	2.00	2.67	3.87	4.35
0	1.93	2.56	3.71	4.17

Tableau 3-24 Résultats de la méthode LE sur la section S3M1 dans le cas d'une baisse rapide du niveau de l'eau dans la fosse.

Niveau d'eau (m)	SRF Critique (FS)			
	Pire cas	CEN (2004)	Schneider (1997)	Cas moyen
269	2.69	3.62	5.10	5.70
200	2.36	3.20	4.47	5.01
150	2.16	2.91	4.08	4.60
100	1.99	2.68	3.78	4.24
50	1.86	2.49	3.55	3.98
0	1.77	2.36	3.40	3.83

Tableau 3-25 Résultats de la méthode LE sur la section 5 dans le cas d'une baisse rapide du niveau de l'eau dans la fosse.

Niveau d'eau (m)	SRF Critique (FS)			
	Pire cas	CEN (2004)	Schneider (1997)	Cas moyen
269	3.36	4.56	6.45	7.29
200	2.90	3.93	5.56	6.23
150	2.62	3.55	5.03	5.63
100	2.43	3.29	4.67	5.22
50	2.29	3.09	4.41	4.95
0	2.23	3.01	4.31	4.83

Tableau 3-26 Comparaison des résultats obtenus par la méthode LE et FE-SSR sur la section S6C dans le cas d'une baisse rapide du niveau de l'eau dans la fosse.

Niveau d'eau (m)	SRF Critique (FS)			
	Pire cas (LE)	Pire cas (FE-SSR)	Cas moyen (LE)	Cas moyen (FE-SSR)
269	3.26	3.07	7.01	6.59
200	2.82	2.59	6.60	5.59
150	2.55	2.34	5.48	5.07
100	2.33	2.15	5.02	4.65
50	2.20	2.00	4.74	4.35
0	2.16	1.93	4.65	4.17

Tableau 3-27 Comparaison des résultats obtenus par la méthode LE et FE-SSR sur la section S3M1 dans le cas d'une baisse rapide du niveau de l'eau dans la fosse.

Niveau d'eau (m)	SRF Critique (FS)			
	Pire cas (LE)	Pire cas (FE-SSR)	Cas moyen (LE)	Cas moyen (FE-SSR)
269	2.86	2.69	6.03	5.70
200	2.52	2.36	5.32	5.01
150	2.24	2.16	4.94	4.60
100	1.99	1.99	4.4	4.24
50	1.86	1.86	4.16	3.98
0	1.77	1.77	4.04	3.83

Tableau 3-28 Comparaison des résultats obtenus par la méthode LE et FE-SSR sur la section 5 dans le cas d'une baisse rapide du niveau de l'eau dans la fosse.

Niveau d'eau (m)	SRF Critique (FS)			
	Pire cas (LE)	Pire cas (FE-SSR)	Cas moyen (LE)	Cas moyen (FE-SSR)
269	3.36	3.36	7.15	7.29
200	2.89	2.90	6.15	6.23
150	2.66	2.62	5.67	5.63
100	2.47	2.43	5.27	5.22
50	2.35	2.29	5.02	4.95
0	2.30	2.23	4.92	4.83

Tableau 3-29 Intrants pour l'analyse probabiliste FE-SSR. Une distribution normale de la population a été supposée.

Matériau	Variable aléatoire	Valeur moyenne	Écart-type	Minimum relatif	Maximum relatif
Péridotite	c (kPa)	1700	600	1050	2550
	Φ (°)	52	5	19	9
Granite	c (kPa)	820	140	370	470
	Φ (°)	51	3.5	13	7
Serpentine	c (kPa)	90	8	20	30
	Φ (°)	23	1	2	4
Zone de cisaillement	c (kPa)	64	16	49	47
	Φ (°)	16	2	6	6

Tableau 3-30 Résultats des analyses probabilistes FE-SSR sur les sections S6C, S3M1 et 5.

Coupe		Niveau d'eau (m)	FS moyen	FS Écart-type	PoF (%)
S6C	Ennoiement	0	4.47	0.55	≈0
		100	4.66	0.57	≈0
		269	6.21	0.46	≈0
	Vidange rapide	200	5.46	0.61	≈0
		100	4.58	0.56	≈0
		0	4.09	0.47	≈0
S3M1	Ennoiement	0	4.14	0.50	≈0
		100	4.35	0.53	≈0
		269	5.6	0.65	≈0
	Vidange rapide	200	4.42	0.46	≈0
		100	4.18	0.50	≈0
		0	3.78	0.45	≈0
Section 5	Ennoiement	0	4.97	0.71	≈0
		100	5.28	0.64	≈0
		269	7.13	0.82	≈0
	Vidange rapide	200	6.13	0.75	≈0
		100	5.15	0.63	≈0
		0	4.75	0.58	≈0

Tableau 3-31 Résultats des analyses probabilistes LE sur la section 5.

Coupe		Niveau d'eau (m)	FS moyen (non-corrélé)	FS moyen (corrélé)	PoF (%)
Section 5	Ennoiement	0	5.075	5.104	0
		100	5.304	5.335	0
		269	7.146	7.188	0
	Vidange rapide	200	6.152	6.188	0
		100	5.264	5.296	0
		0	4.918	4.948	0

Tableau 3-32 Intrants pour les analyses probabilistes FE-SSR à long terme.

Matériau	Variable aléatoire	Valeur moyenne	Écart-type	Minimum relatif	Maximum relatif
Péridotite	c_{peak} (kPa)	1350	400	850	1550
	Φ_{peak} (°)	48	5	20	11
	c_{residual} (kPa)	1200	45	120	150
	Φ_{residual} (°)	43	2	5	5
Granite	c_{peak} (kPa)	660	110	310	340
	Φ_{peak} (°)	47	3.5	13	8
	c_{residual} (kPa)	600	22	70	60
	Φ_{residual} (°)	42	1.5	4	5
Serpentinite	$c_{\text{peak=residual}}$ (kPa)	90	5	20	30
	$\Phi_{\text{peak=residual}}$ (°)	23	1	2	4
Zone de cisaillement	$c_{\text{peak=residual}}$ (kPa)	64	12	49	47
	$\Phi_{\text{peak=residual}}$ (°)	16	2	6	6

Tableau 3-33 Résultats des analyses probabilistes FE-SSR avec des matériaux dégradés.

Coupe	Niveau d'eau (m)	FS moyen	FS Écart-type	PoF (%)	
S6C	0	3.37	0.14	0	
	Ennoiement	100	3.53	0.15	0
		269	4.76	0.21	0
	Vidange rapide	200	4.12	0.17	0
		100	3.43	0.14	0
		0	3.06	0.12	0
S3M1	0	3.1	0.13	0	
	Ennoiement	100	3.25	0.13	0
		269	4.2	0.17	0
	Vidange rapide	200	3.69	0.15	0
		100	3.13	0.12	0
		0	2.81	0.11	0
Section 5	0	3.77	0.18	0	
	Ennoiement	100	3.96	0.16	0
		269	5.39	0.23	0
	Vidange rapide	200	4.55	0.20	0
		100	3.82	0.17	0
		0	3.52	0.15	0

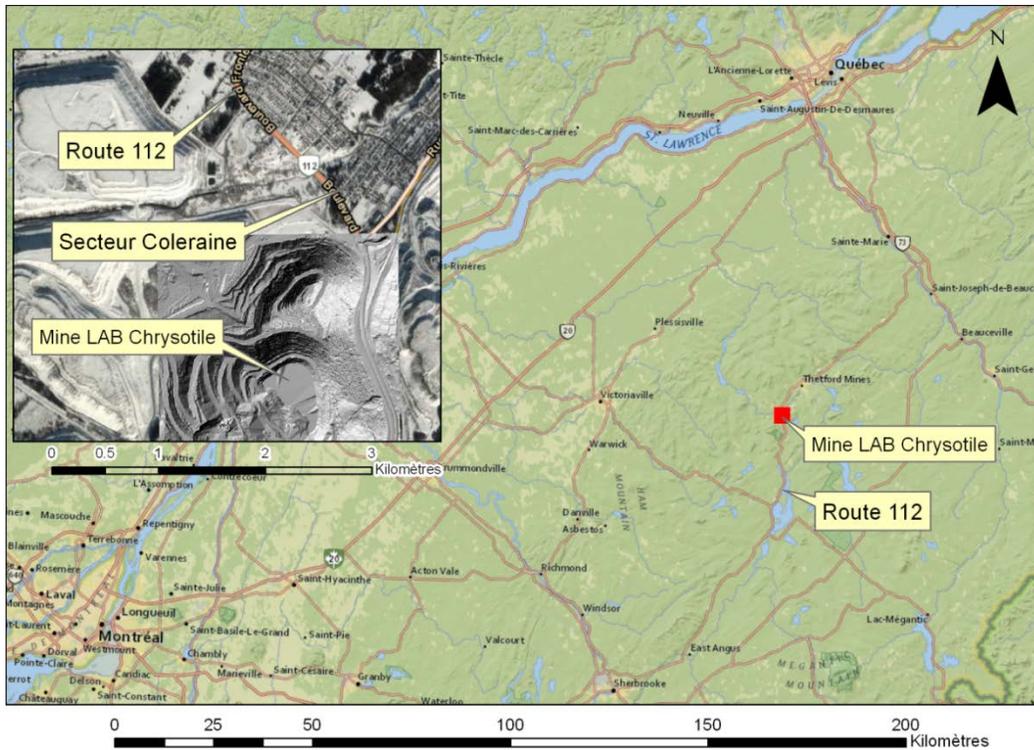


Figure 3-1 Localisation de la mine LAB Chrysotile.

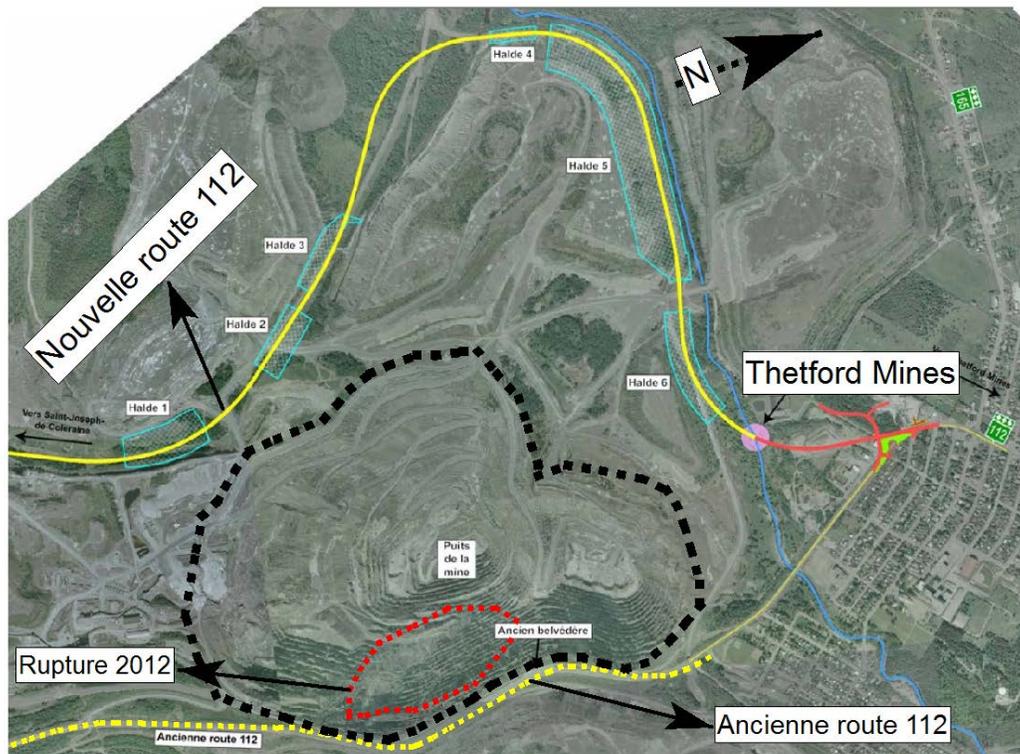


Figure 3-2 Localisation du tracé de la nouvelle et de l'ancienne route 112. L'emplacement du glissement de 2012 est aussi illustré.



Figure 3-3 Le glissement de 2012 et son impact sur l'ancienne route 112.

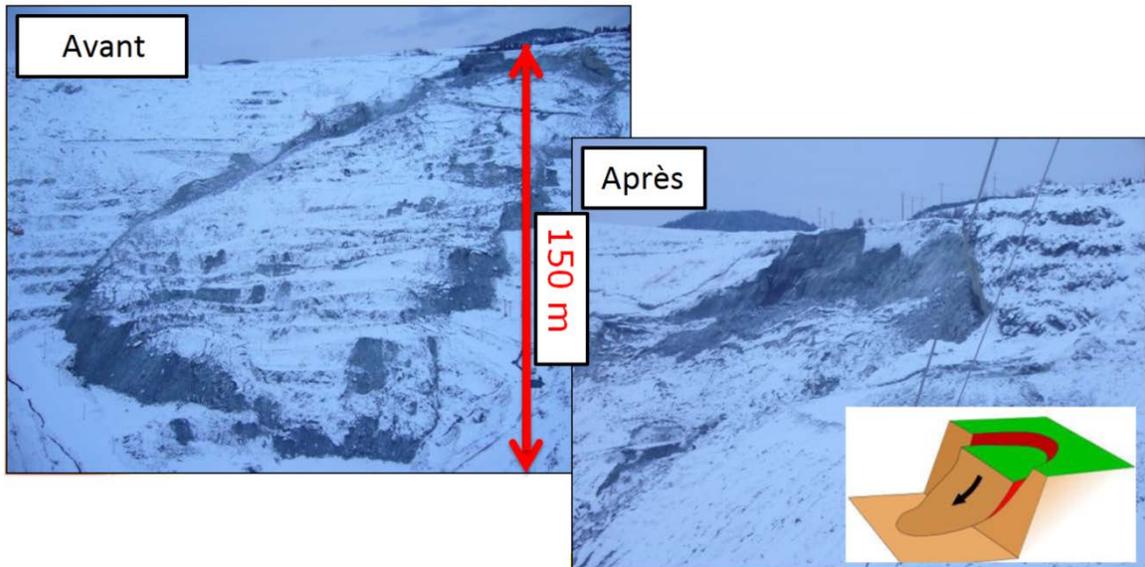


Figure 3-4 Le mur Ouest avant et après la rupture de 2010.



Figure 3-5 Extension du glissement de 2010 sur une vue aérienne oblique (<http://static.panoramio.com>).



Figure 3-6 Extension du glissement de terrain de 2010 (Photo prise en 2012).

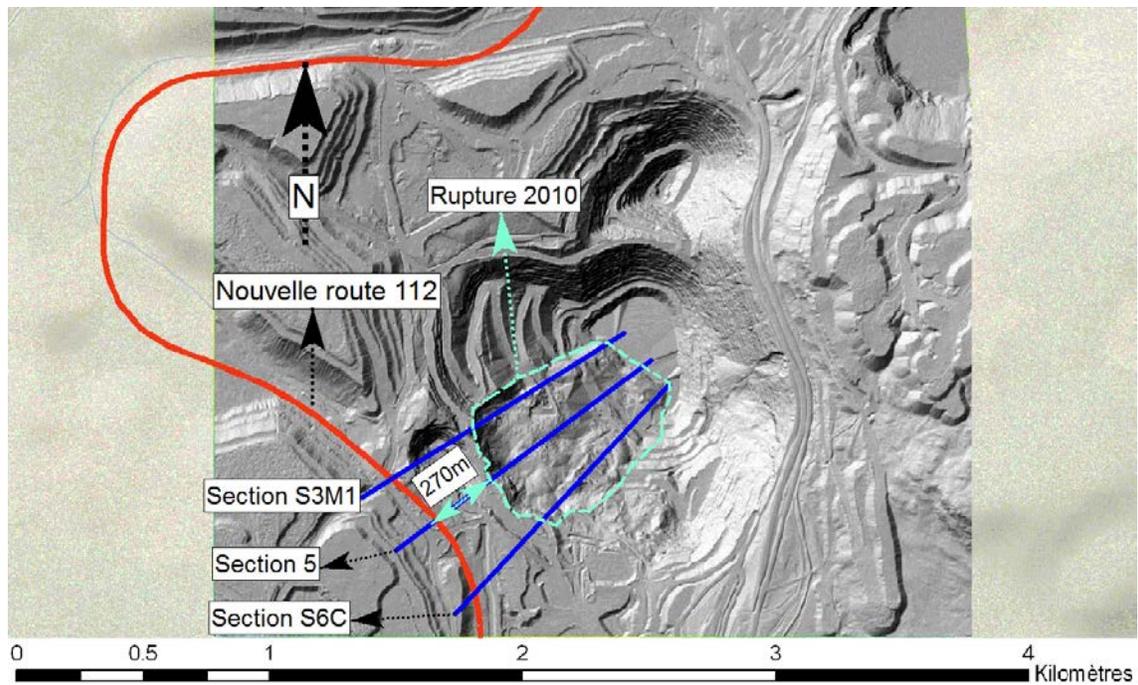


Figure 3-7 Vue ombragée de la mine avec localisation de la rupture de 2010 ainsi que des trois coupes utilisées.

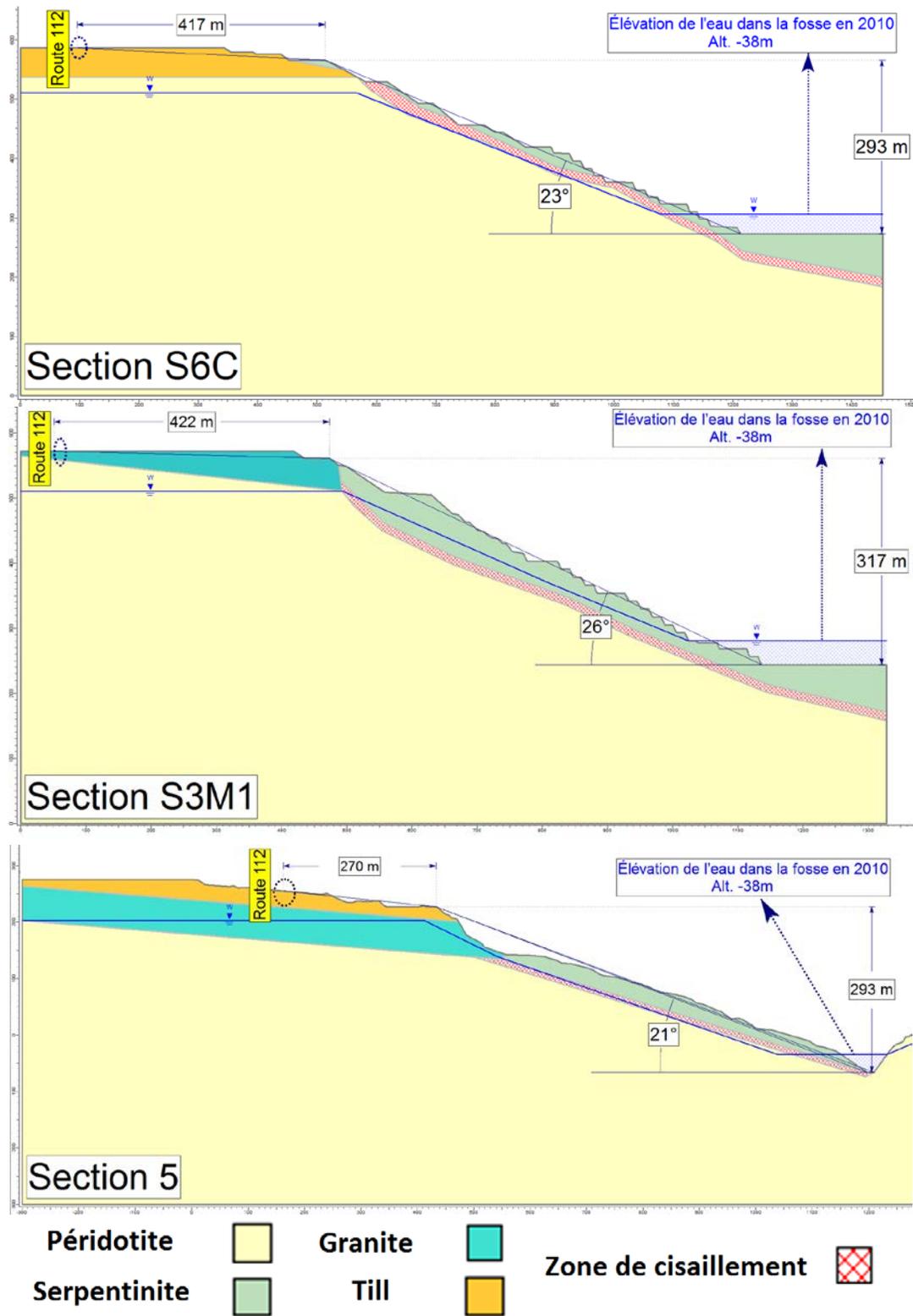


Figure 3-8 Représentation schématique des sections S6C, S3M1 et 5. Les différentes unités géomécaniques ainsi que le niveau d'eau tel qu'il était en 2010 sont illustrés.

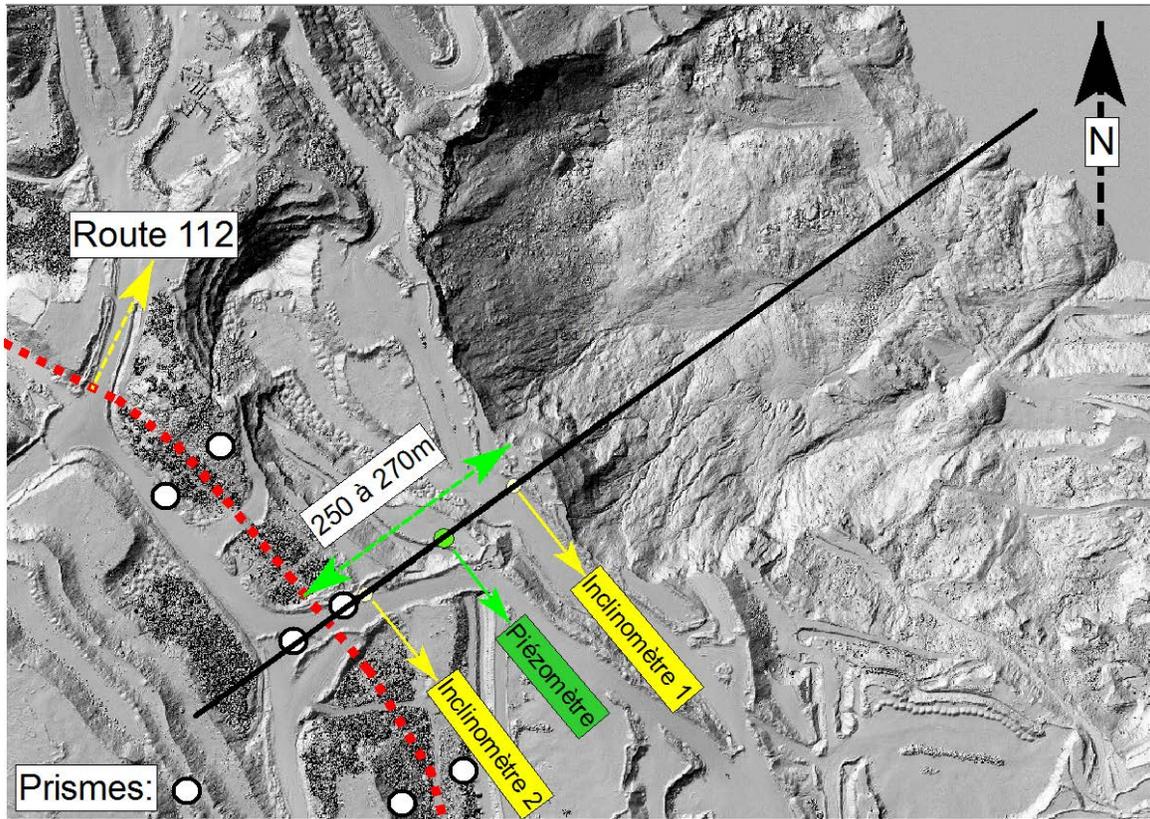
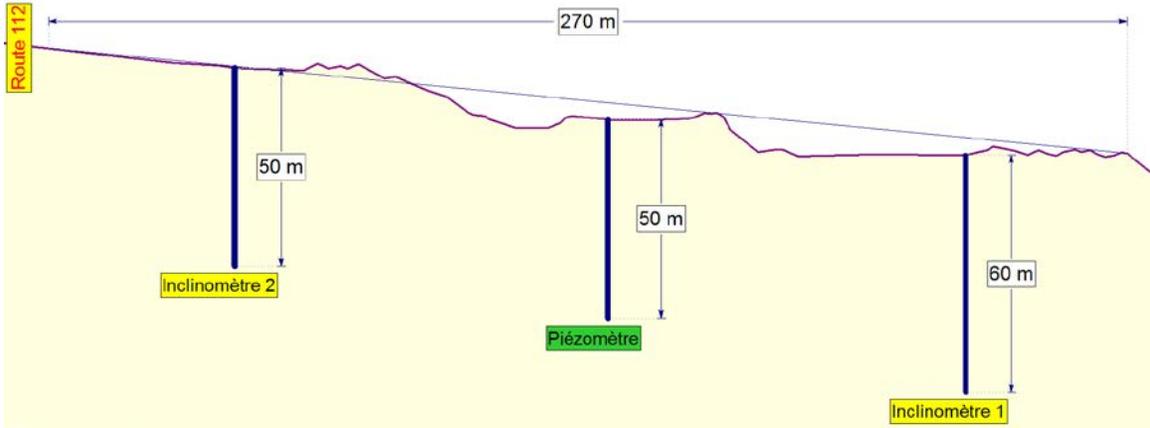


Figure 3-9 Emplacement des forages géotechniques, de l'instrumentation ainsi que du tracé de la nouvelle route 112.

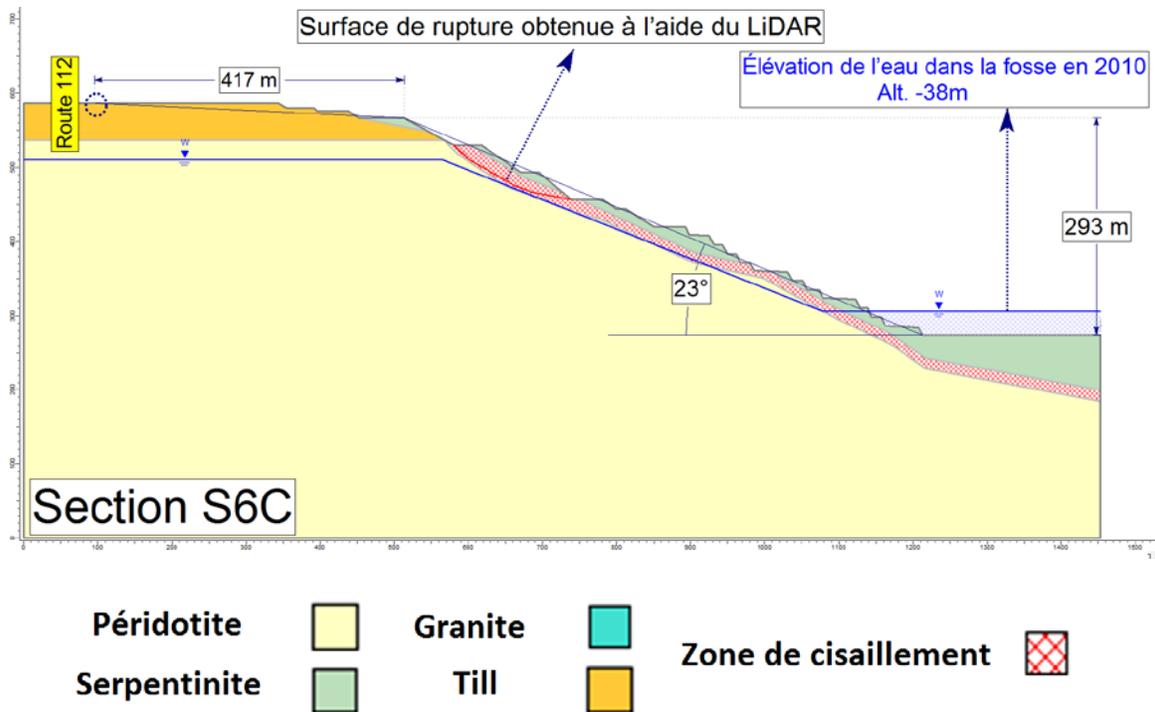


Figure 3-10 Localisation de la surface de rupture de 2010 sur la coupe S6C telle qu'analysée avec les données LiDAR obtenues en 2010.

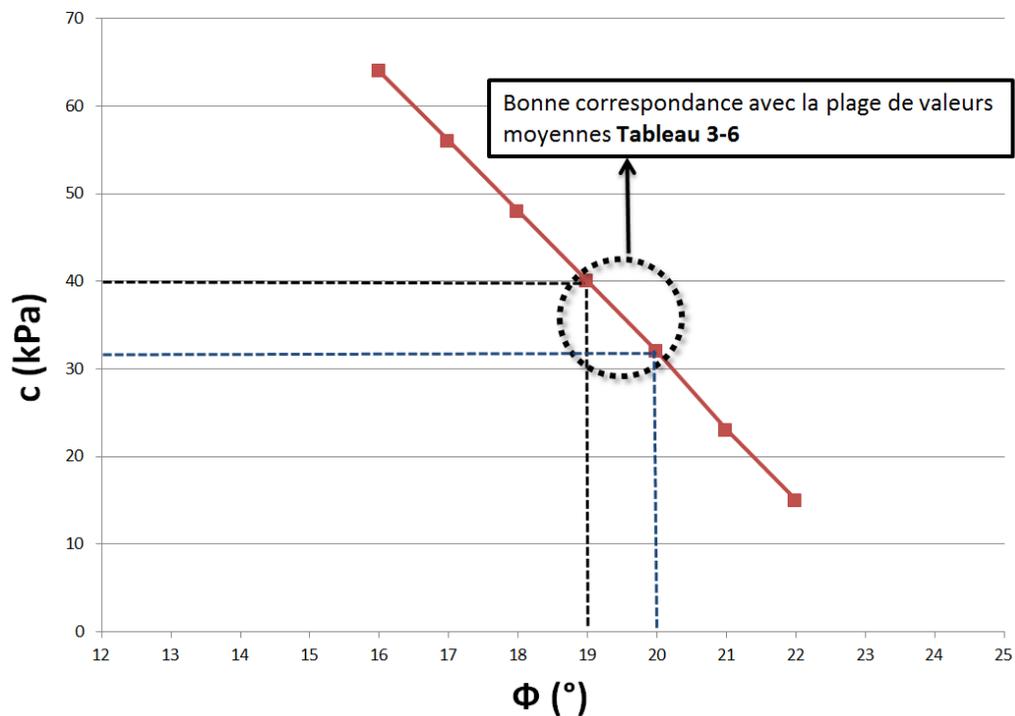


Figure 3-11 Valeurs de cohésion et d'angle de frottement obtenues pour la zone de cisaillement par la retro-analyse par équilibre limite de la coupe S6C.

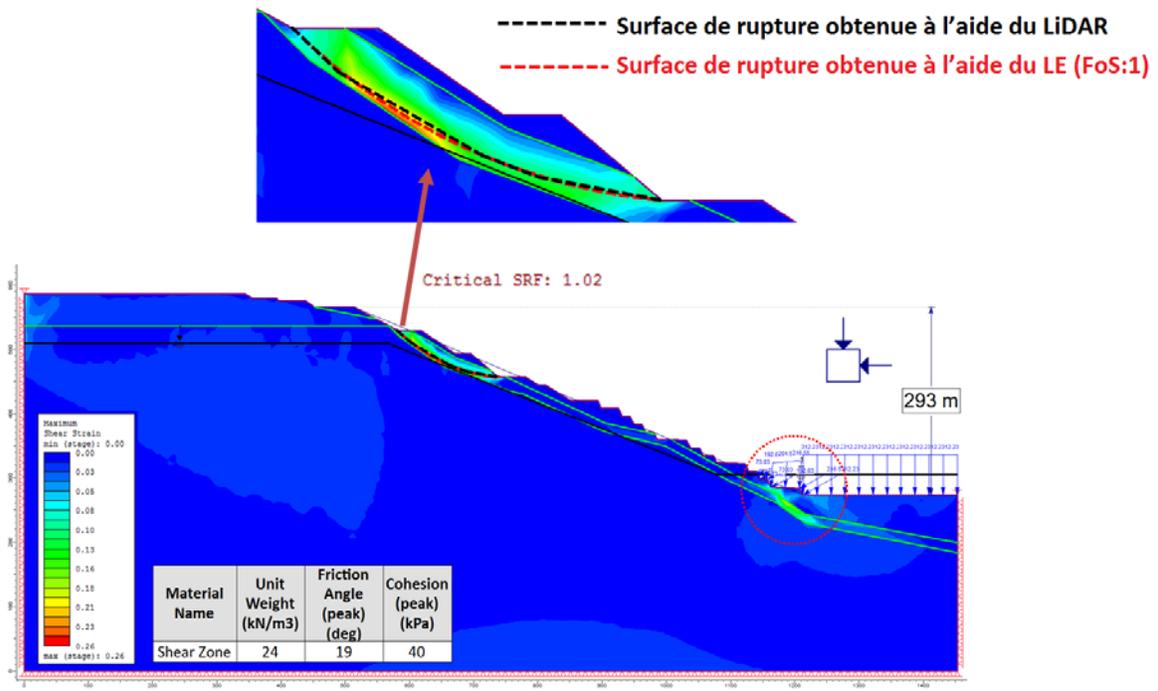


Figure 3-12 Modèle FE-SSR de la section S6C .

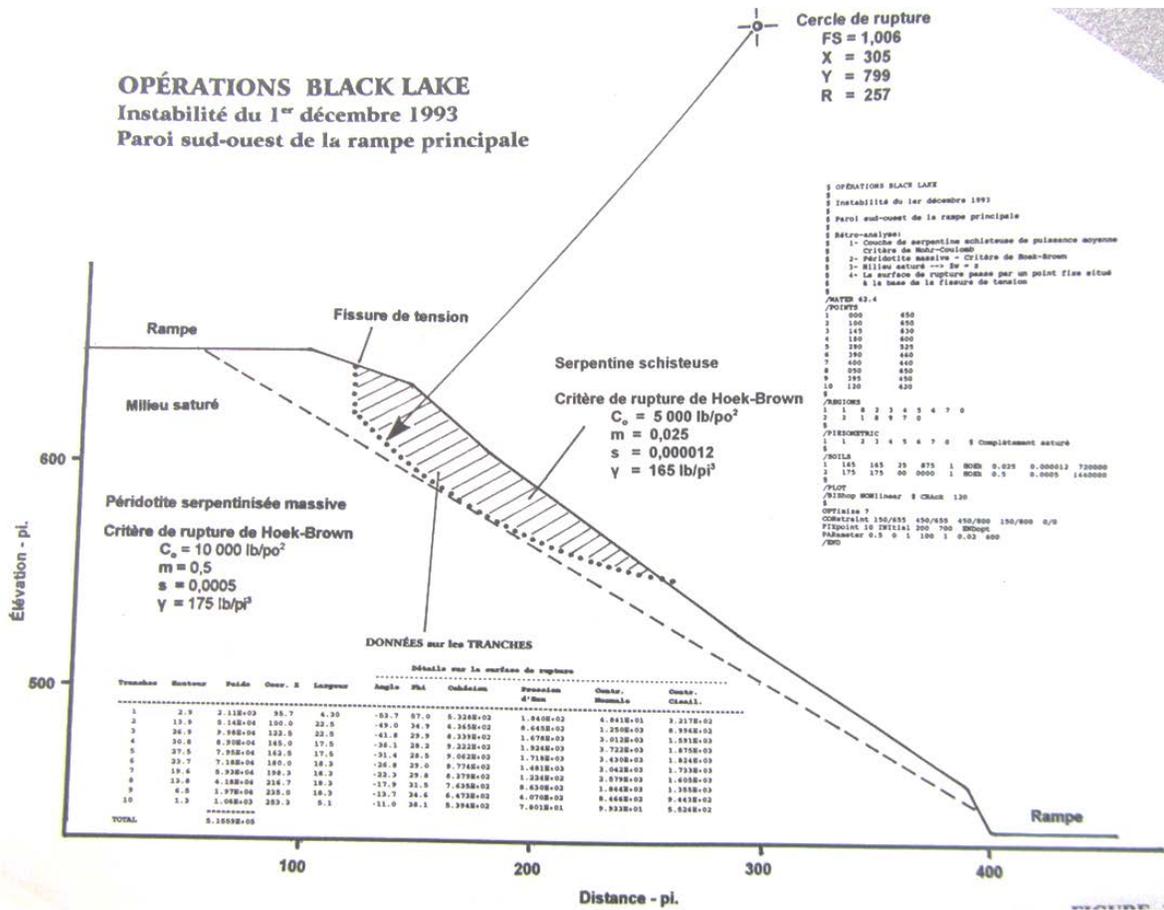


Figure 3-13 Résultats de l'analyse à rebours du glissement de 1993 faite par Beauchamp (1994b).

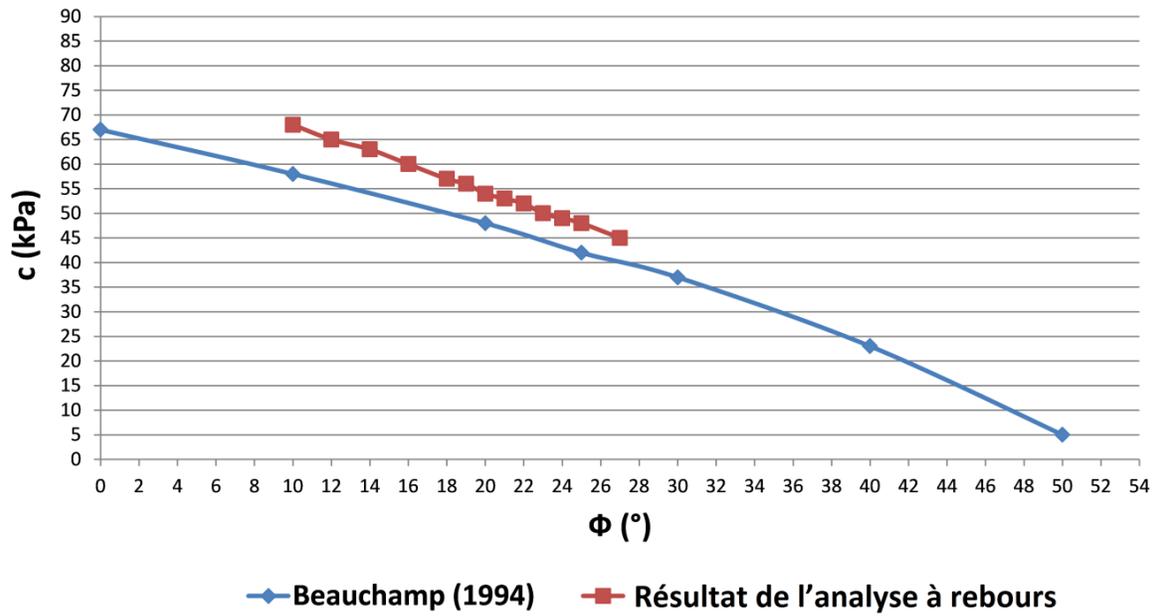


Figure 3-14 Relation entre les valeurs de cohésion et d'angle de frottement obtenues par Beauchamp (1994b) et ceux obtenus par la rétro-analyse par LE et FE-SSR sur le glissement de 1993.

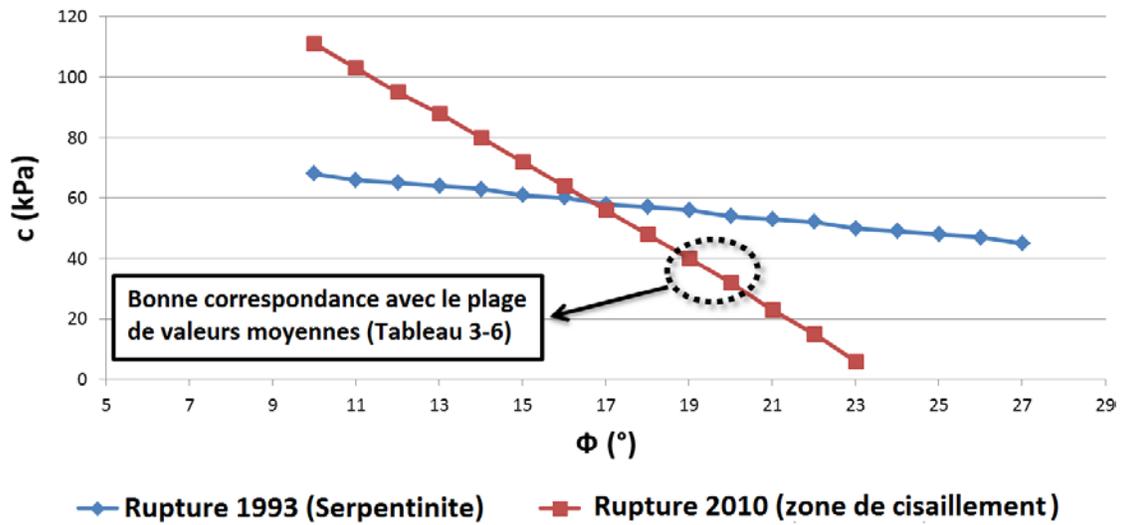


Figure 3-15 Relation entre les valeurs de cohésion et de frottement obtenues par les rétro-analyses des glissements de 1993 et de 2010 pour la zone de cisaillement.

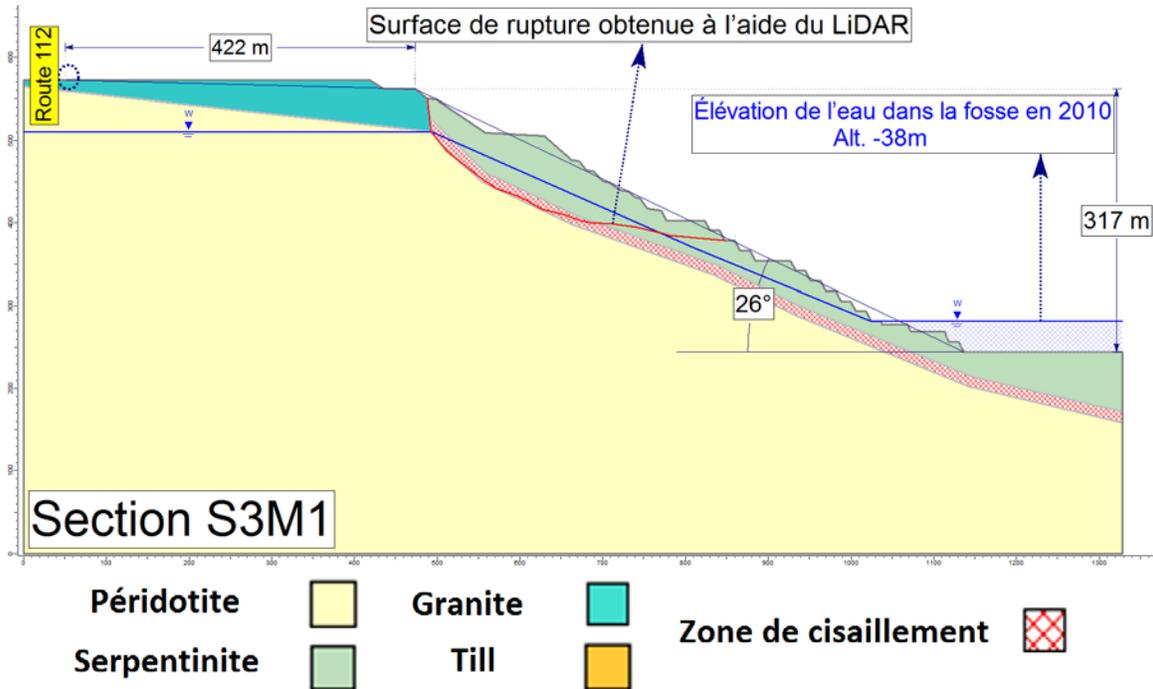


Figure 3-16 Localisation de la surface de rupture de 2010 sur la section S3M1 tel qu'analysée sur le LiDAR aéroporté de 2010.

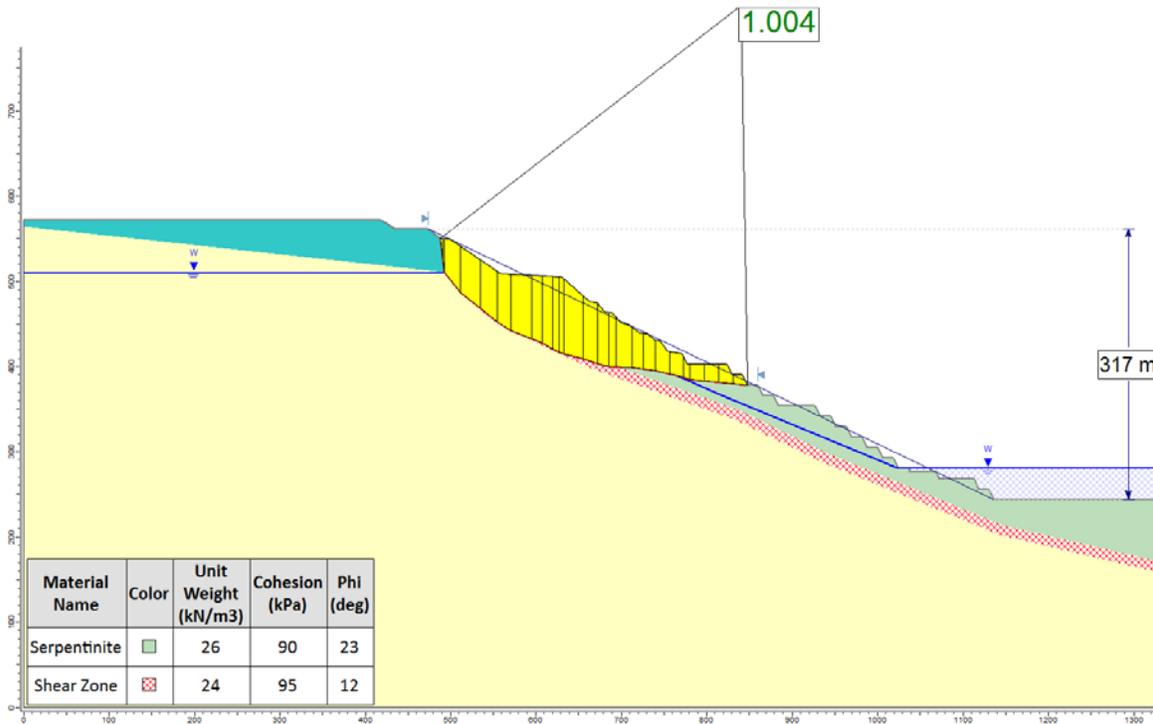


Figure 3-17 Rétro-analyse de la section S3M1 en utilisant la technique LE.

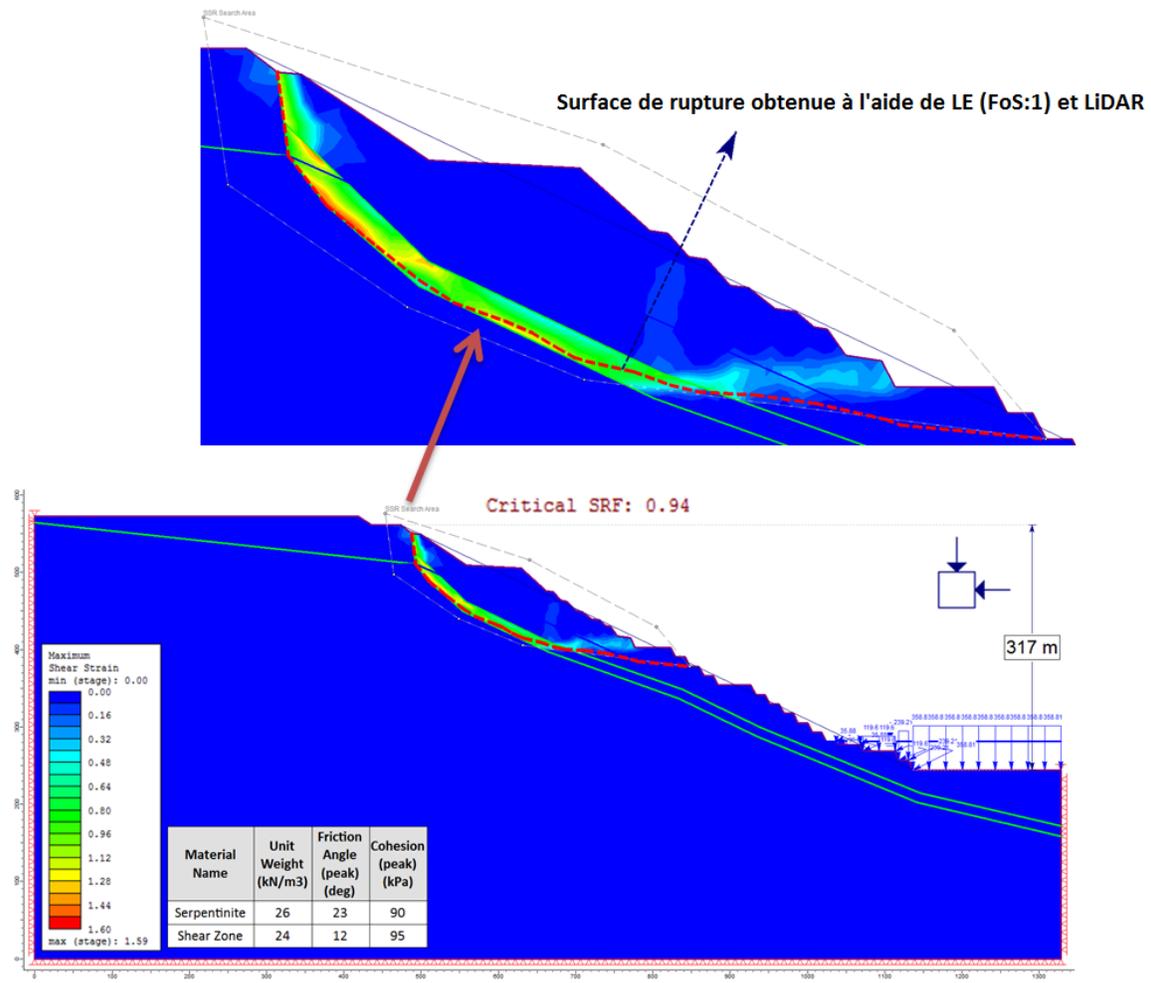


Figure 3-18 Rétro-analyse de la section S3M1 en utilisant la méthode FE-SSR en utilisant les propriétés géotechniques trouvées par l'analyse LE.

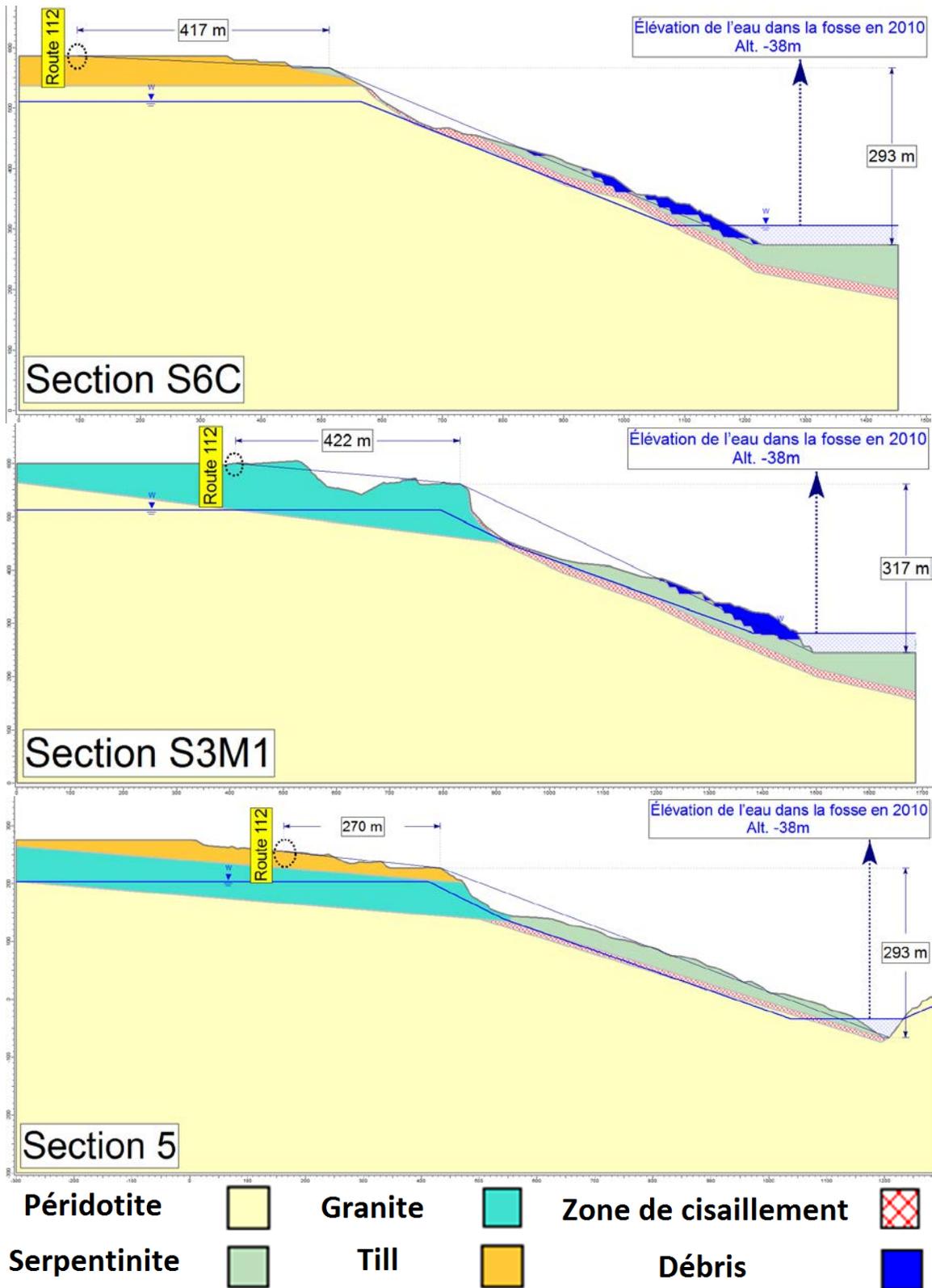


Figure 3-19 Vue schématique des sections S6C, S3M1 et 5 après le glissement de 2010.

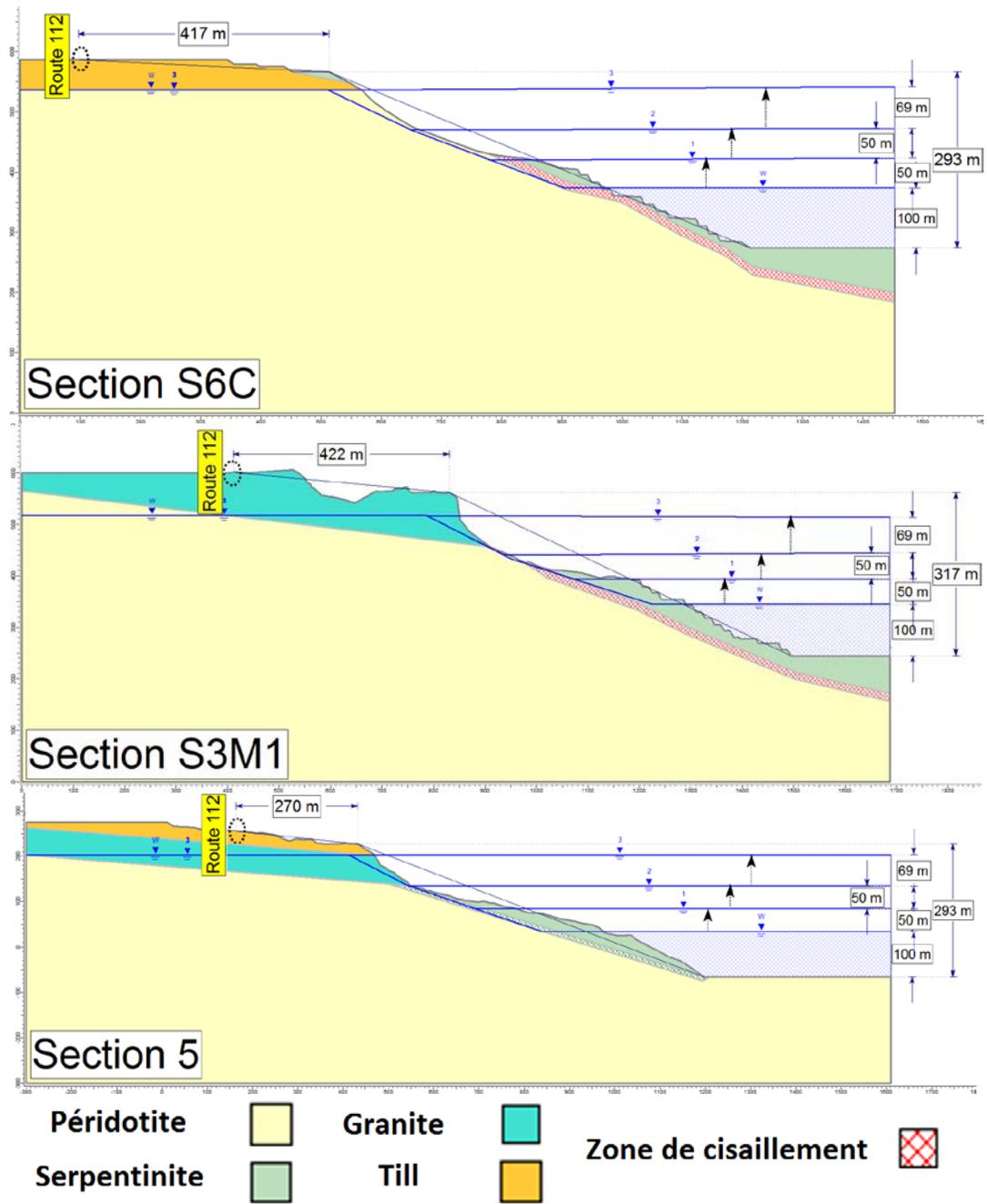


Figure 3-20 Scénarios des niveaux d'eau utilisés pour les analyses prospectives.

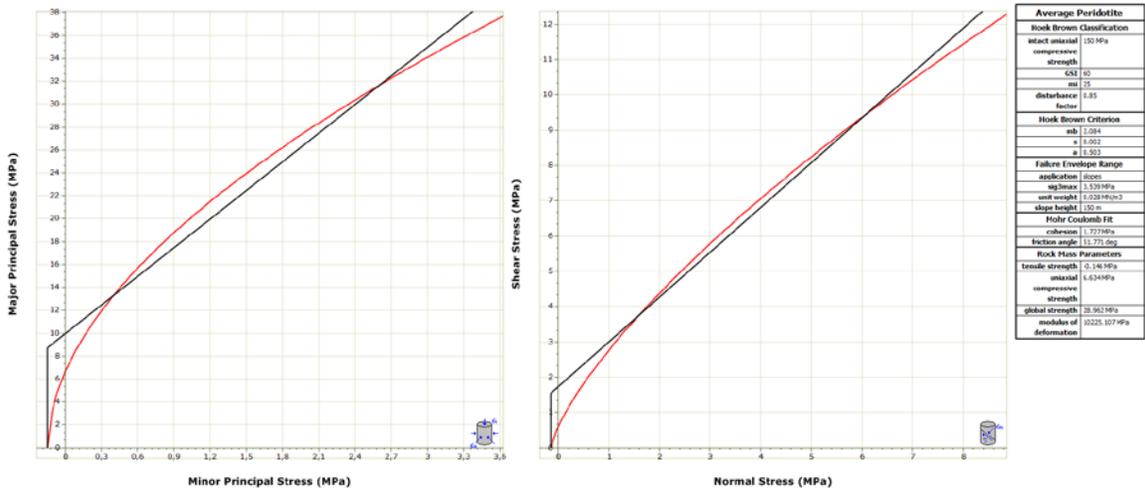


Figure 3-21 Relation entre les contraintes principales mineures et majeures (gauche) ainsi qu'entre la contrainte de cisaillement et la contrainte normale (droite), avec les critères de Hoek-Brown en rouge et Mohr-Coulomb en noir.

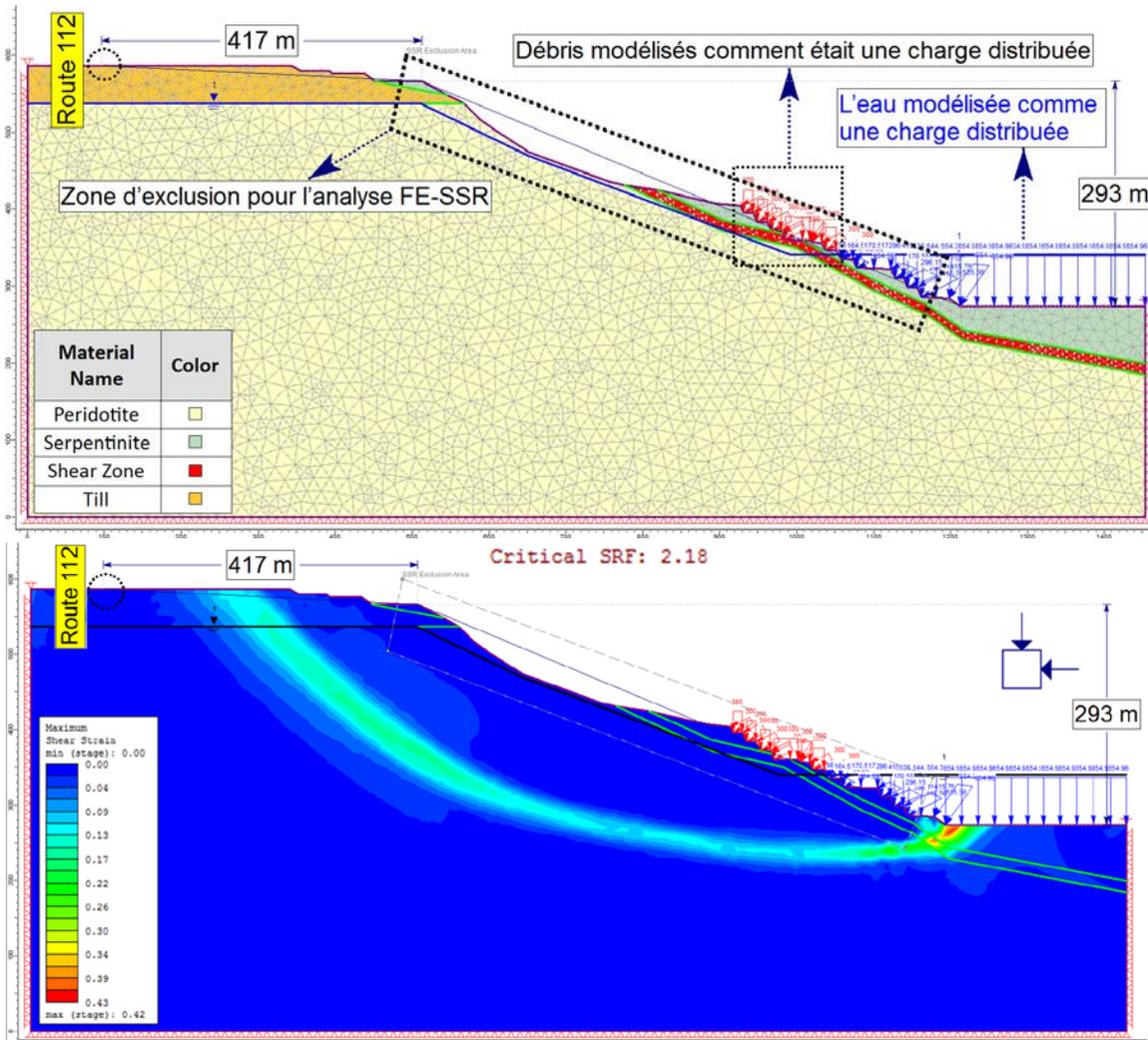


Figure 3-22 Analyse déterministe par la méthode FE-SSR de la section S6C en utilisant des zones d'exclusion.

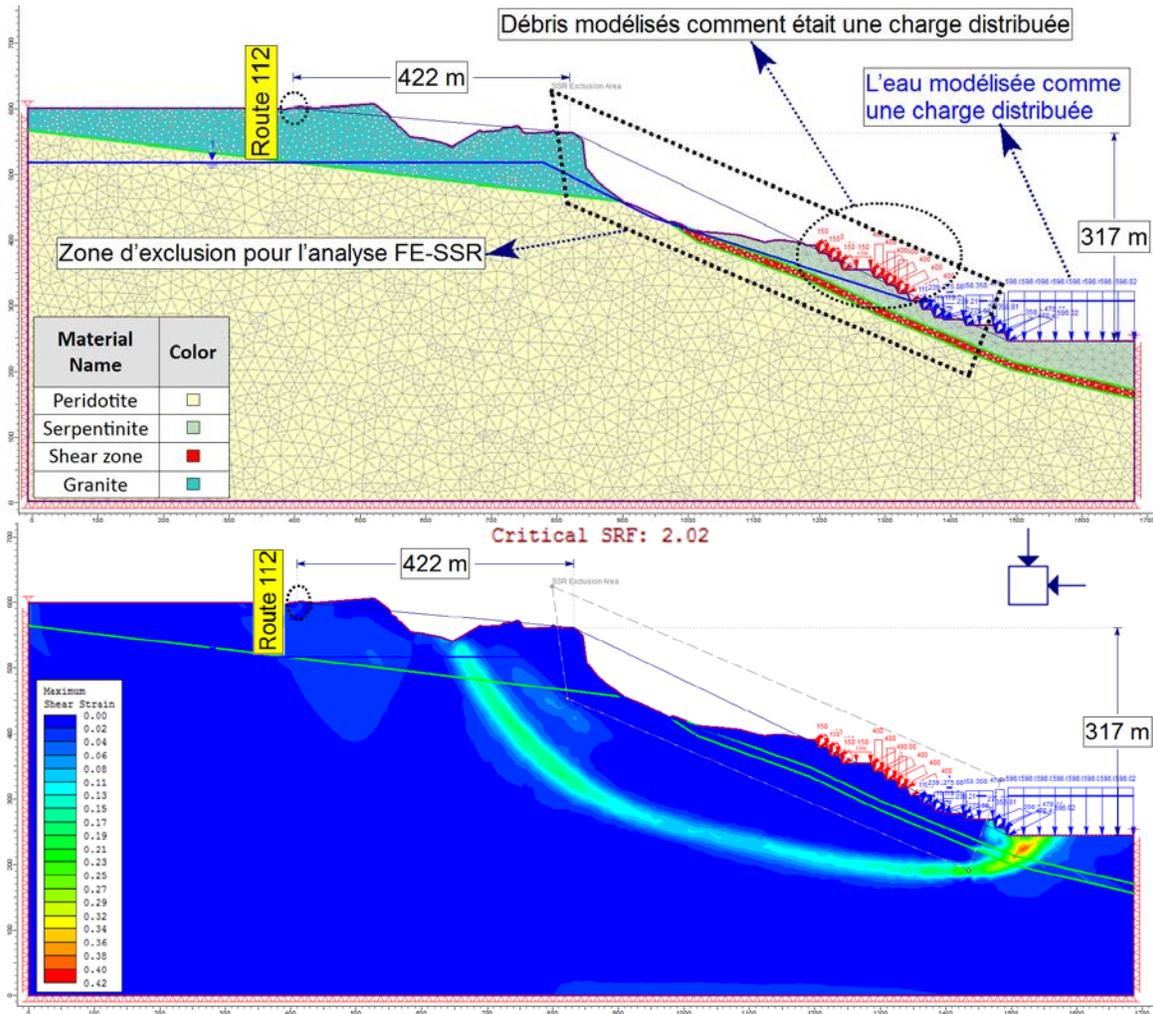


Figure 3-23 Analyse déterministe par la méthode FE-SSR de la section S3M1C en utilisant des zones d'exclusion.

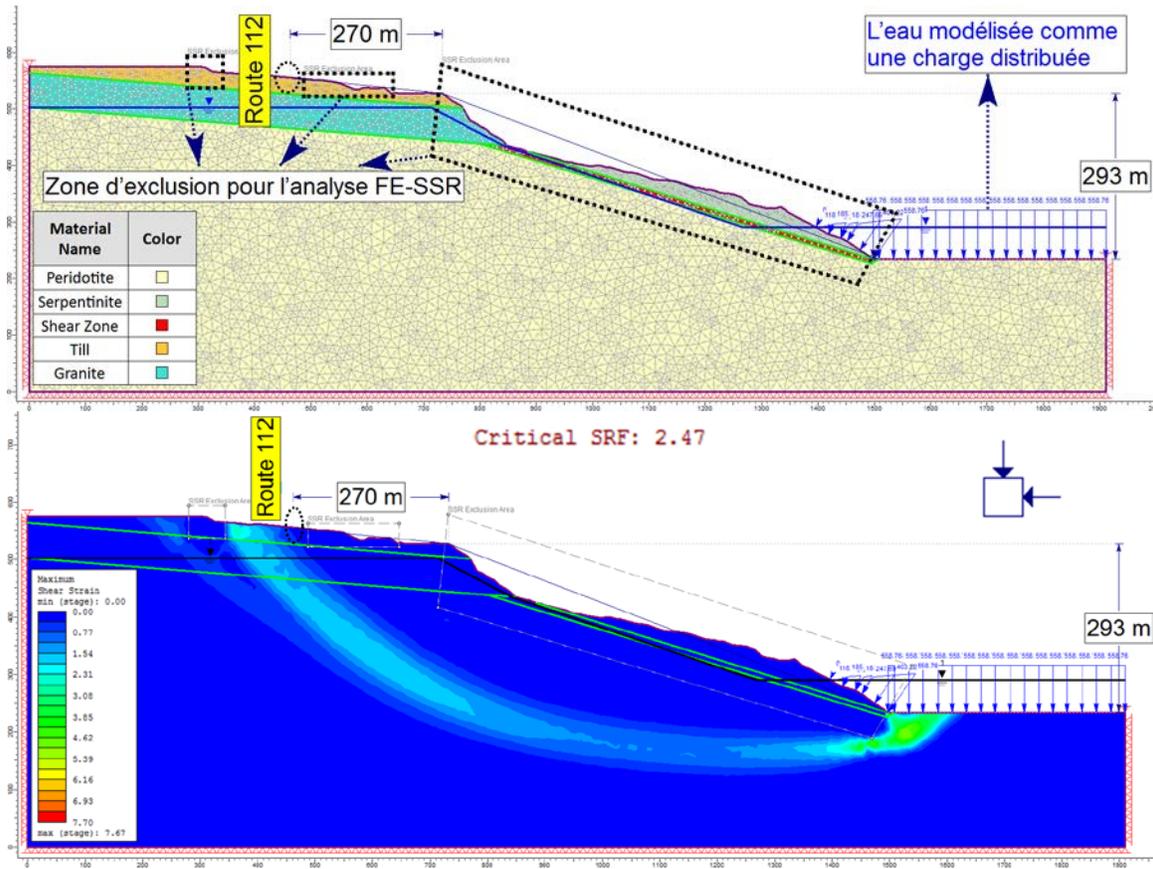


Figure 3-24 Analyse déterministe par la méthode FE-SSR de la section 5 en utilisant des zones d'exclusion.

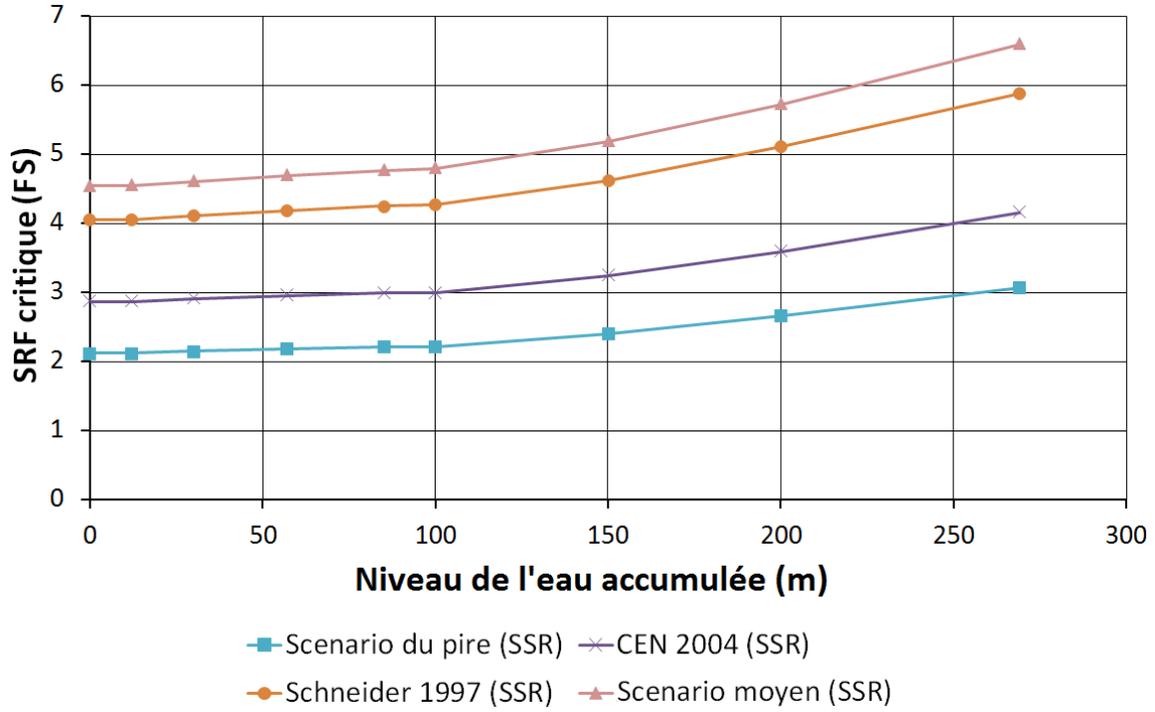


Figure 3-25 Résultats des analyses déterministes FE-SSR sur la section S6C.

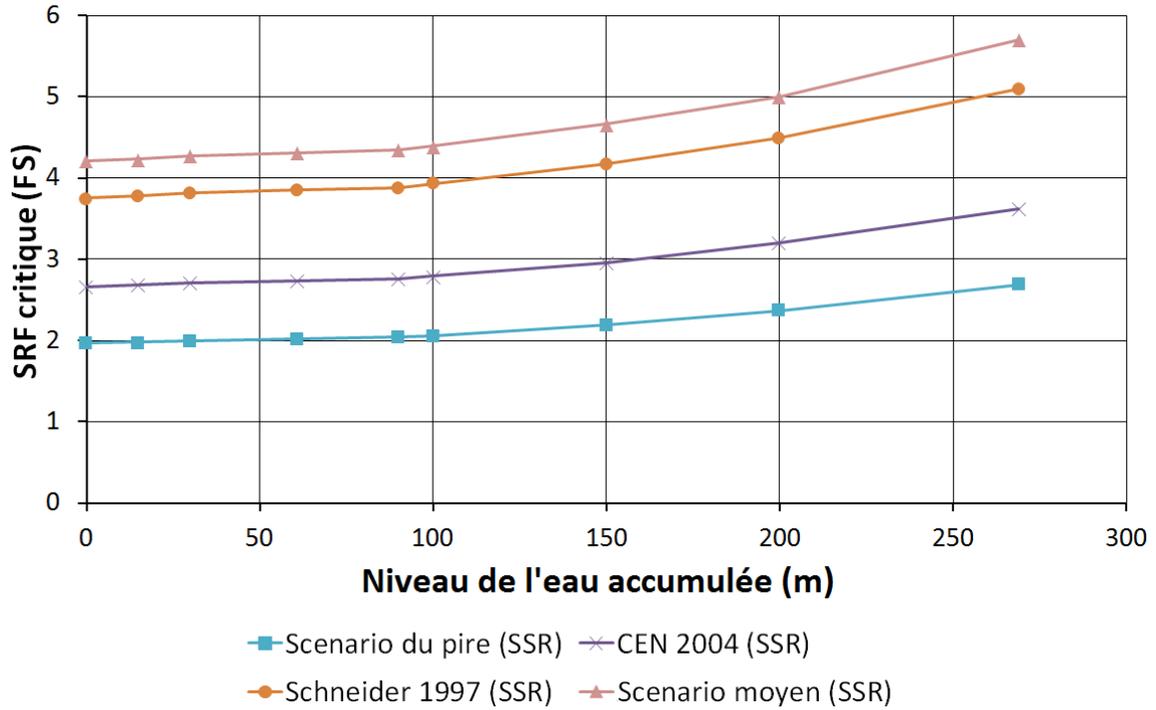


Figure 3-26 Résultats des analyses déterministes FE-SSR sur la section S3M1.

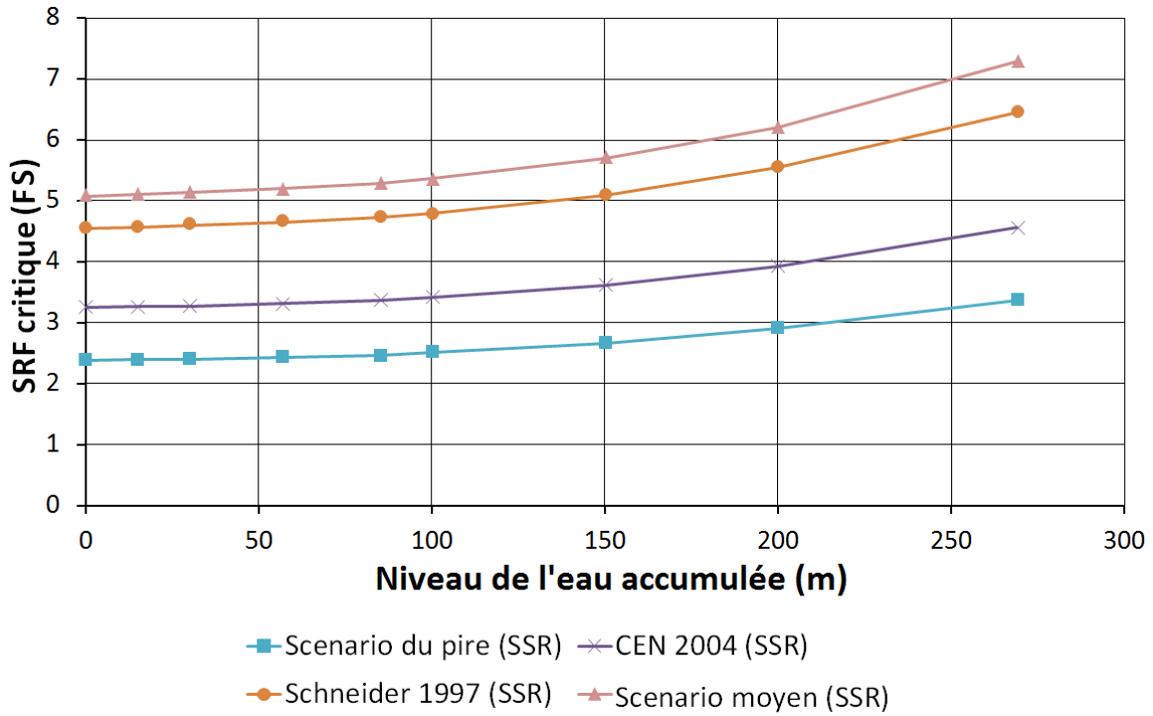


Figure 3-27 Résultats des analyses déterministes FE-SSR sur la section5.

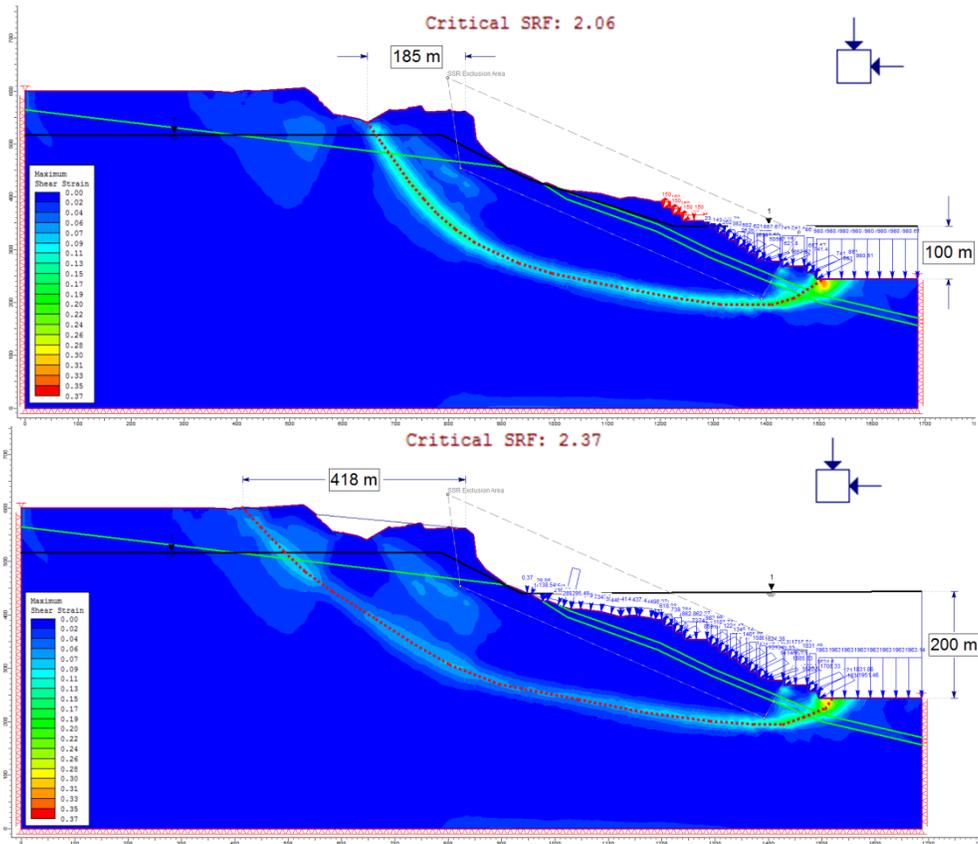


Figure 3-28 Effet du niveau de l'eau sur la position de la surface de rupture sur la coupe S6C.

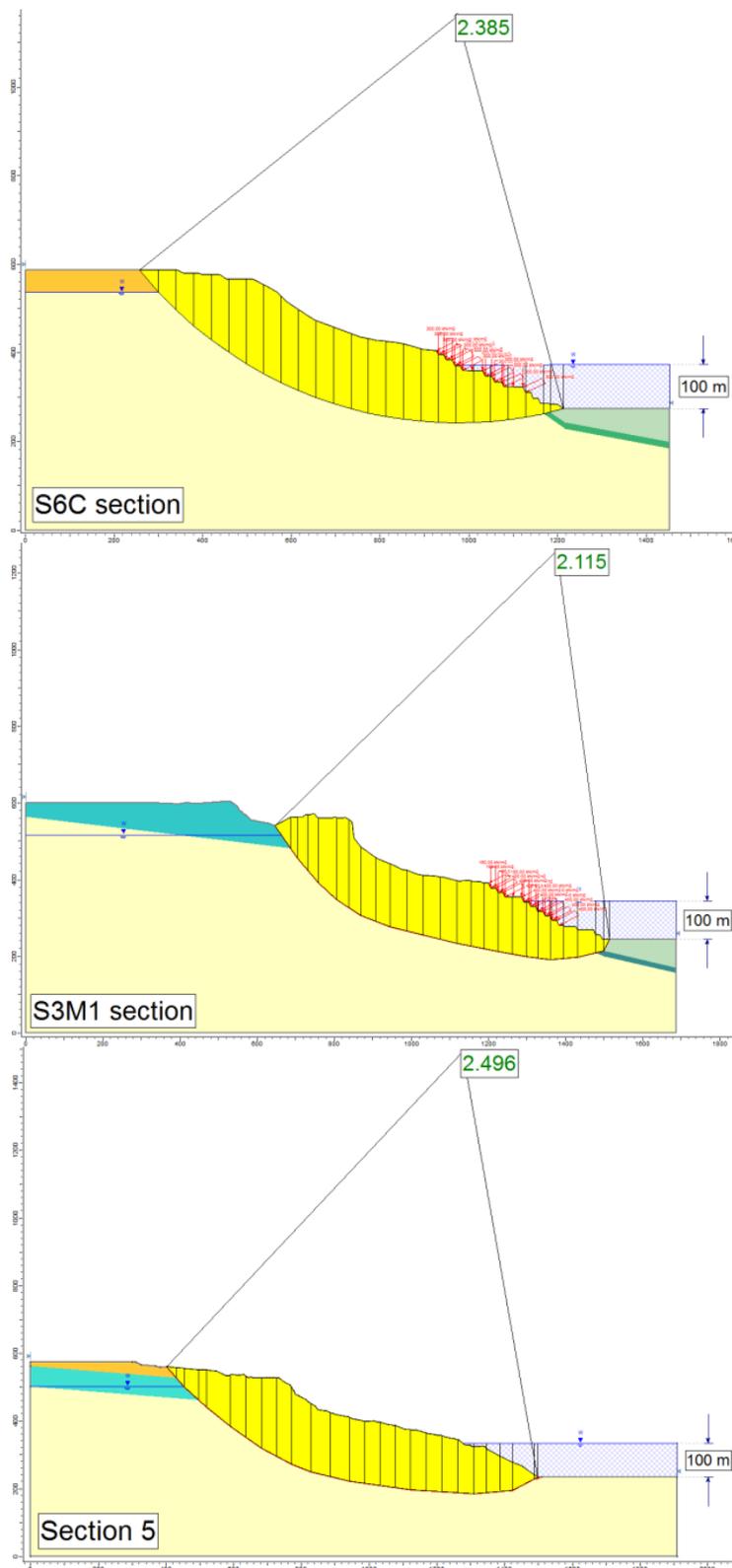


Figure 3-29 Analyse à l'équilibre limite pour les trois coupes en utilisant les pires conditions géomécaniques possibles.

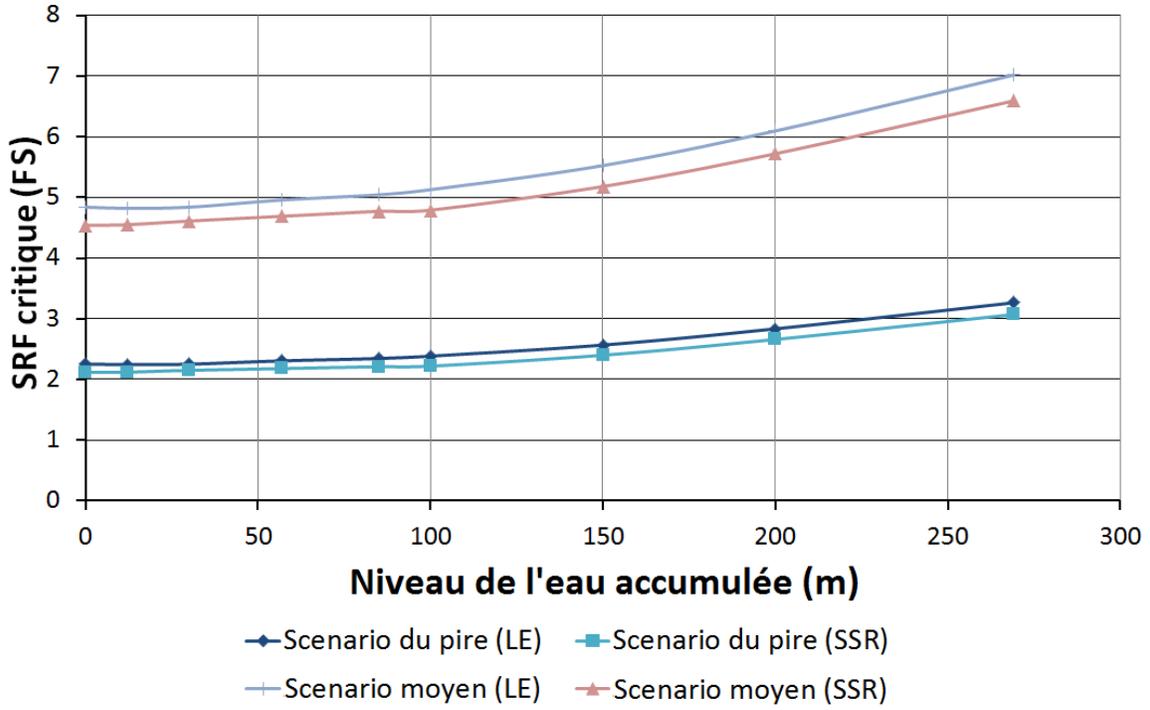


Figure 3-30 Analyse comparative des résultats obtenus par les méthodes FE-SSR et LE sur la coupe S6C

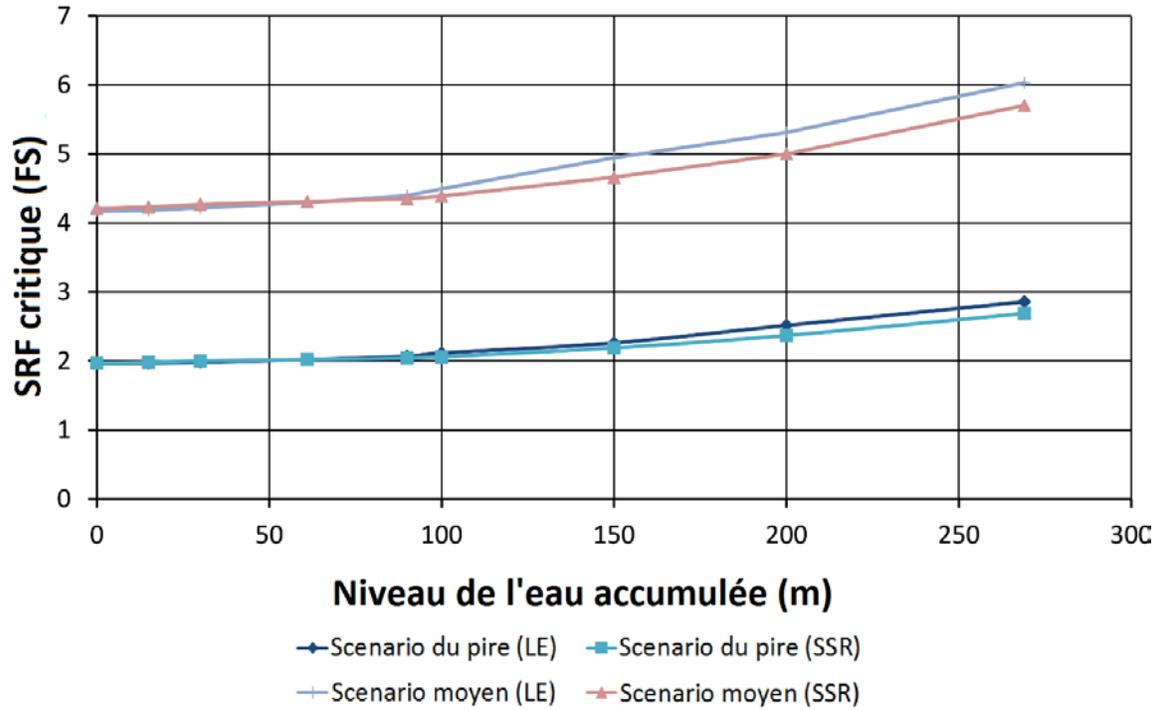


Figure 3-31 Analyse comparative des résultats obtenus par les méthodes FE-SSR et LE sur la coupe S3M1

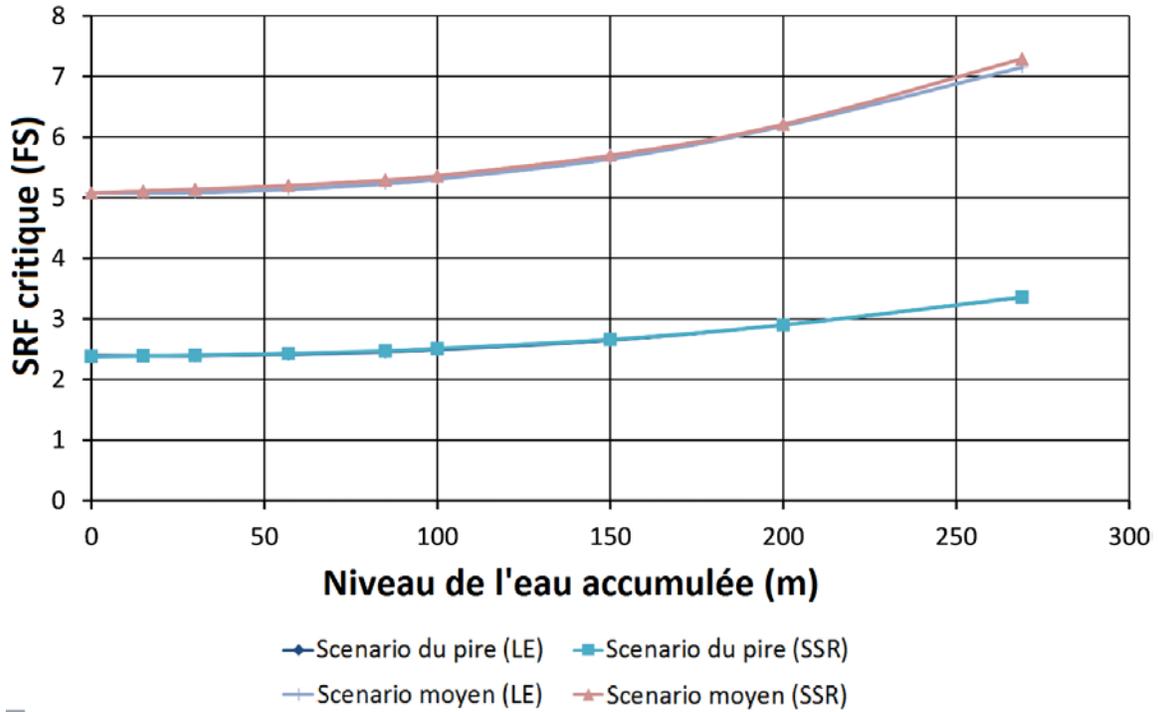


Figure 3-32 Analyse comparative des résultats obtenus par les méthodes FE-SSR et LE sur la coupe 5.

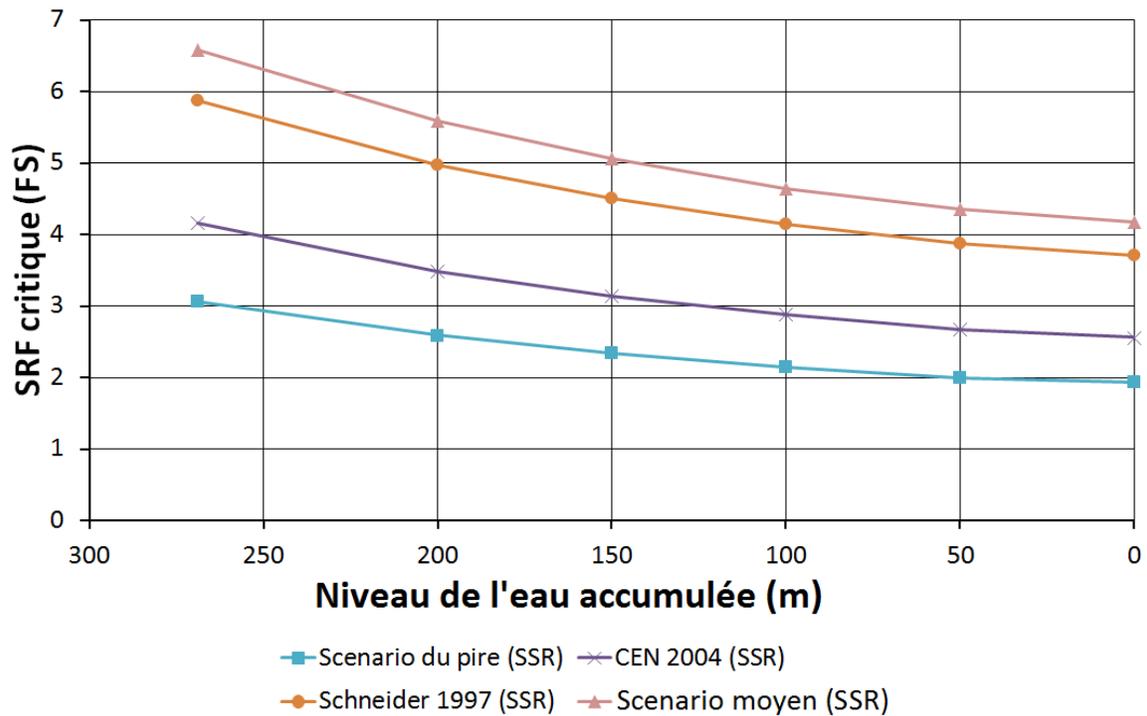


Figure 3-33 Effet d'un abaissement rapide du niveau d'eau pour la coupe S6C.

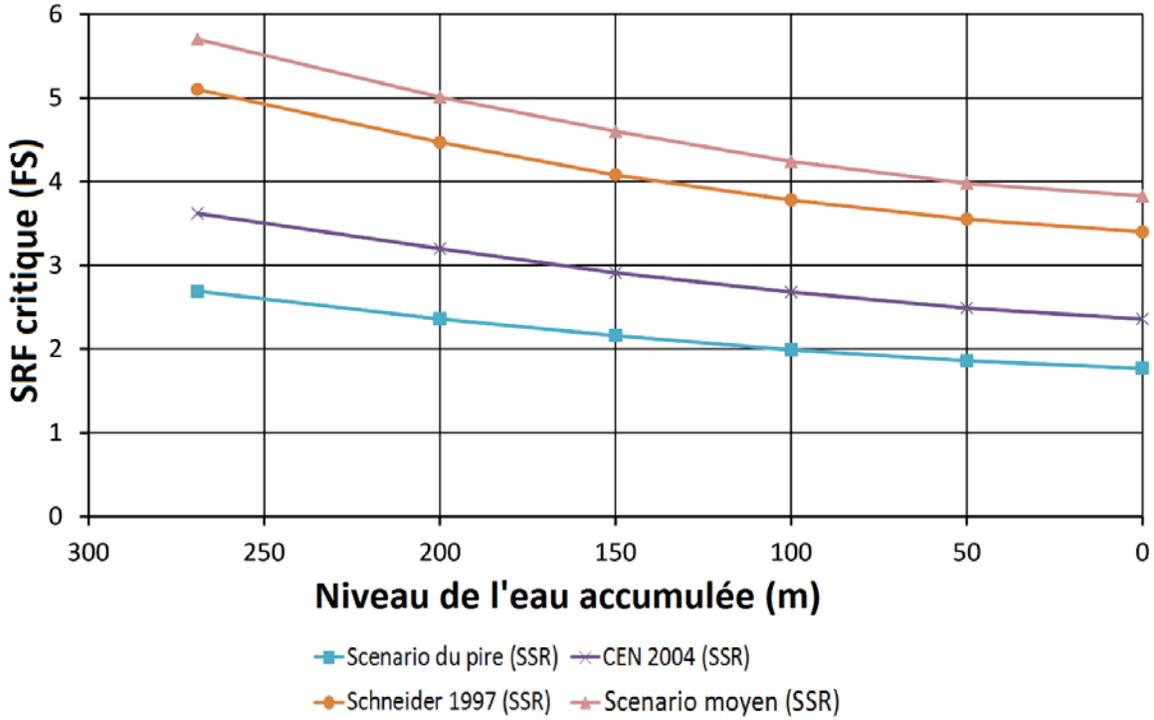


Figure 3-34 Effet d'un abaissement rapide du niveau d'eau pour la coupe S3M1.

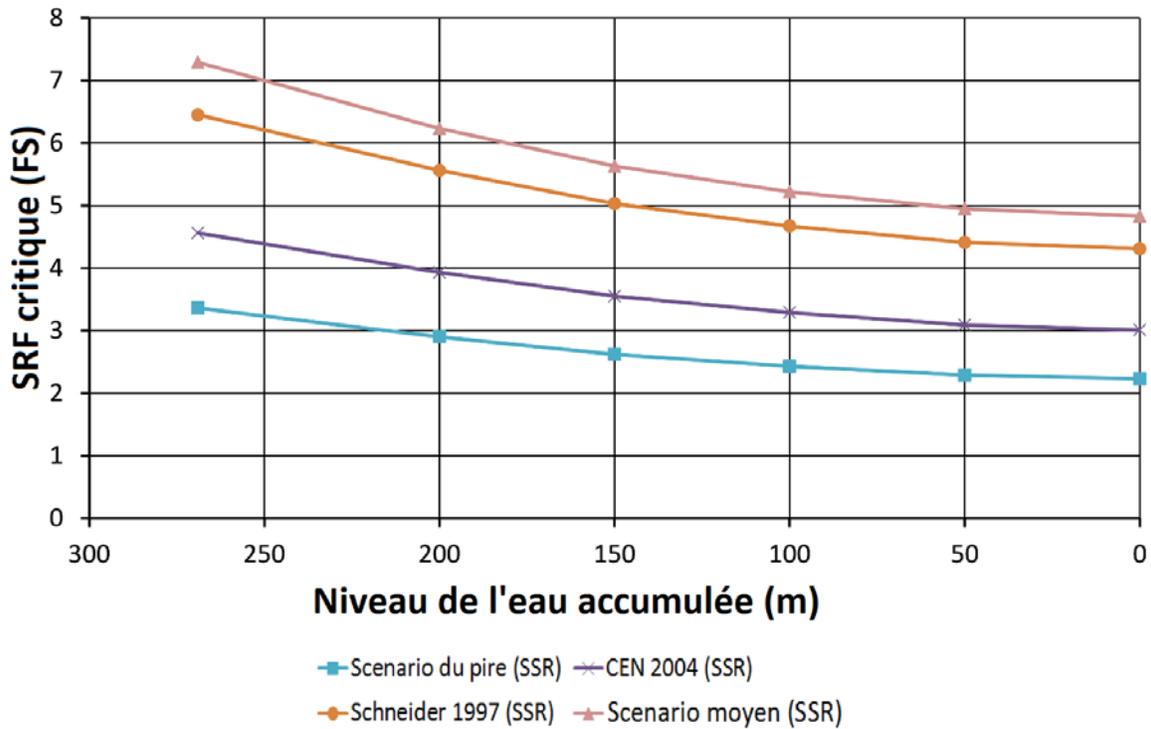


Figure 3-35 Effet d'un abaissement rapide du niveau d'eau pour la section 5.

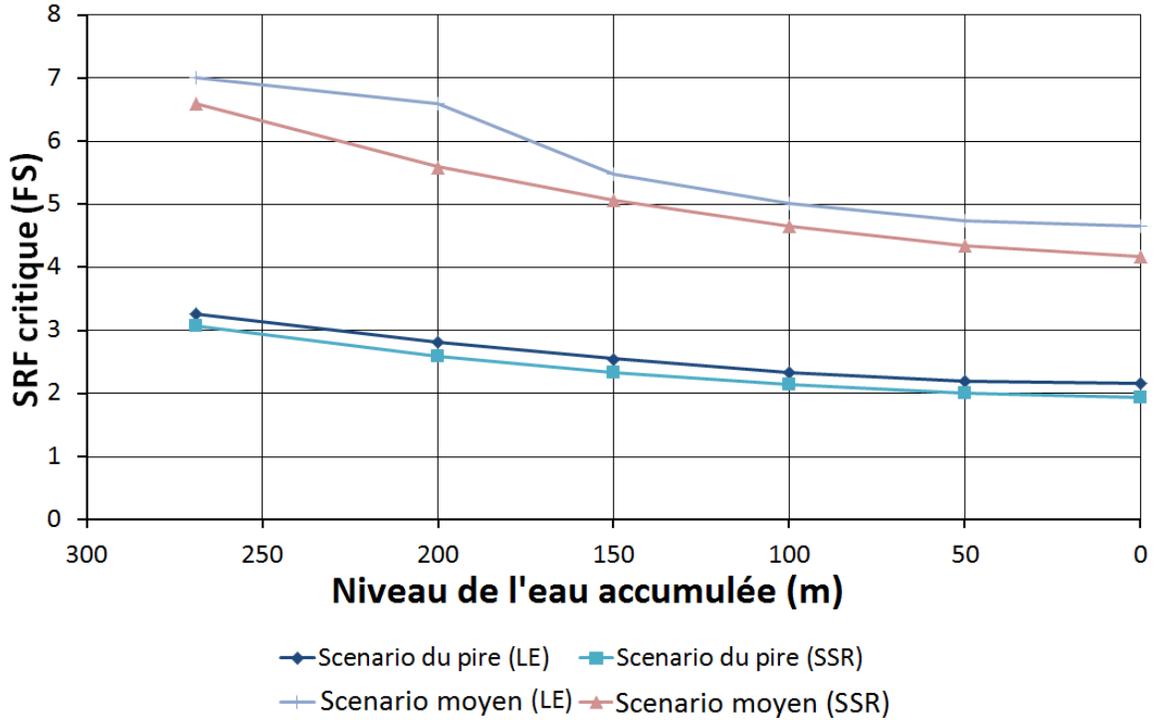


Figure 3-36 Analyse comparative des résultats obtenus sur la coupe S6C par la méthode LE et FE-SSR dans le cas d'un abaissement rapide du niveau d'eau.

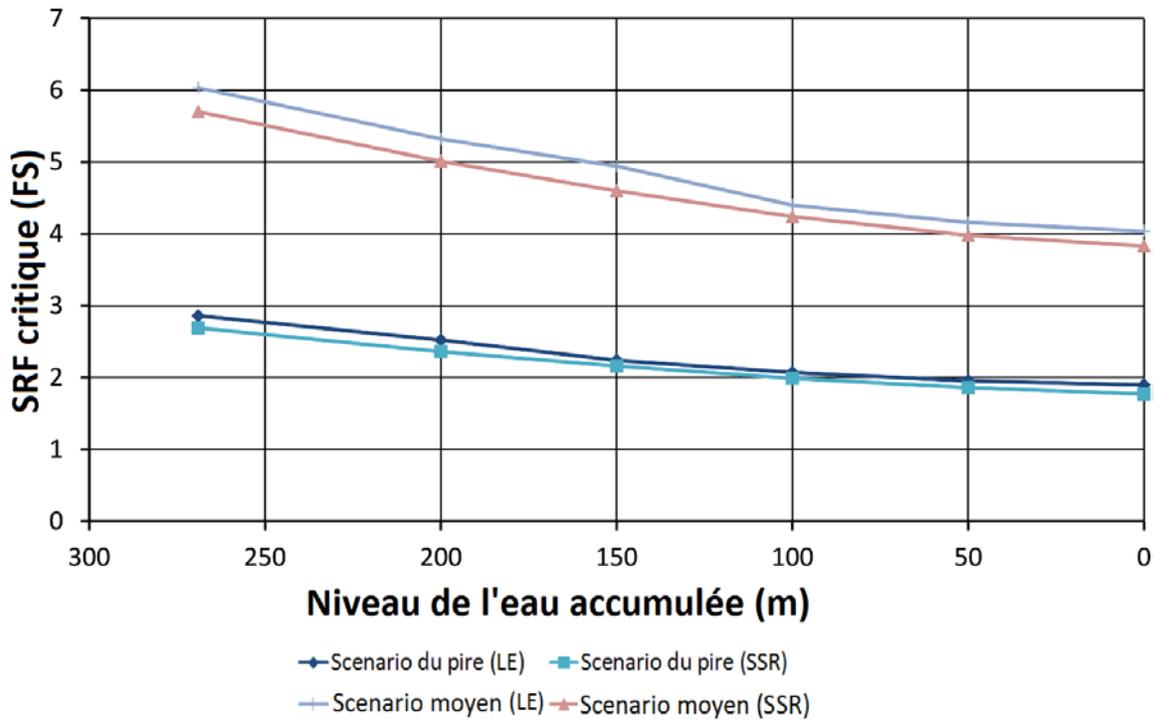


Figure 3-37 Analyse comparative des résultats obtenus sur la coupe S3M1 par la méthode LE et FE-SSR dans le cas d'un abaissement rapide du niveau d'eau.

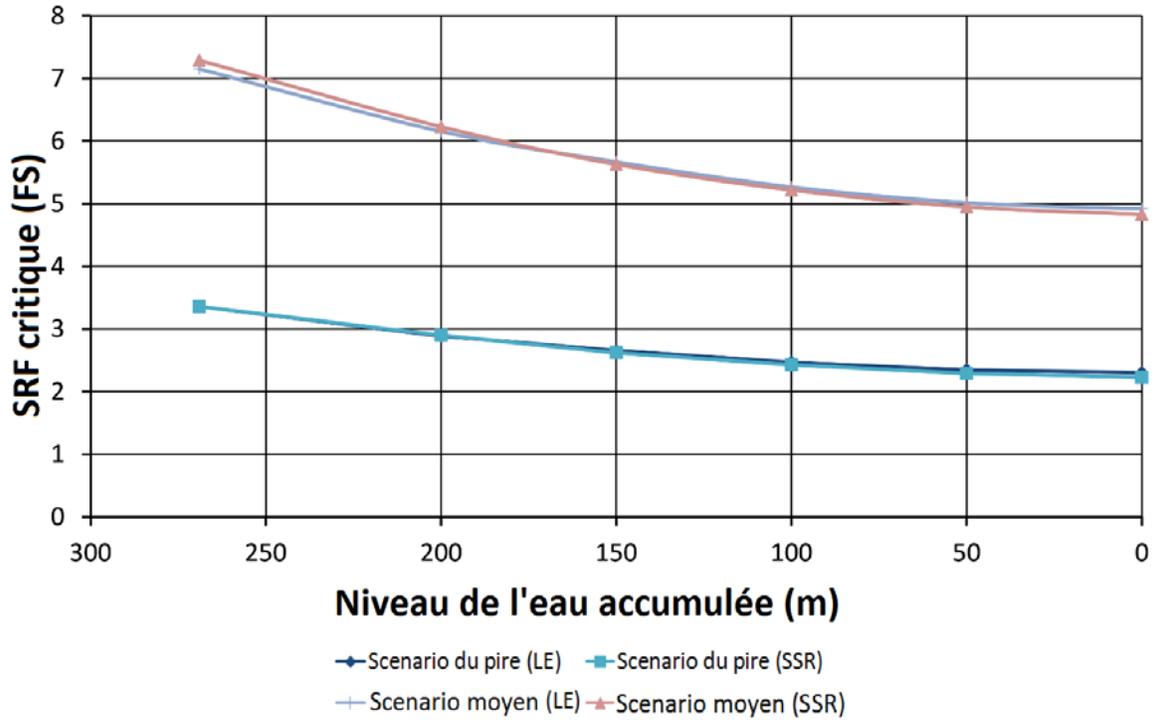


Figure 3-38 Analyse comparative des résultats obtenus sur la coupe 5 par la méthode LE et FE-SSR dans le cas d'un abaissement rapide du niveau d'eau.

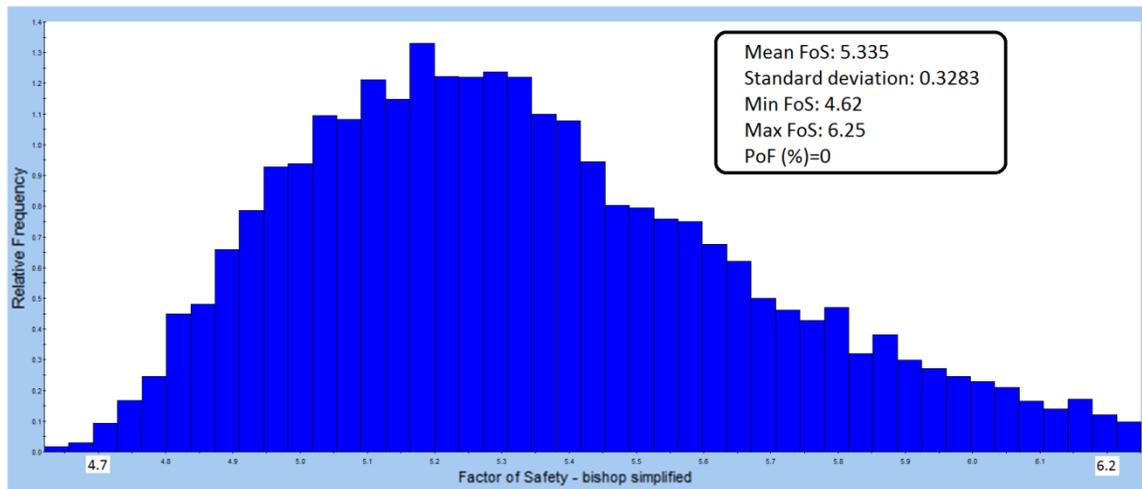


Figure 3-39 Histogramme des facteurs de sécurité obtenus par l'analyse probabiliste LE sur la section 5 avec un niveau d'eau à 100 m.

4. Comparaison avec les critères de conception

Deux types d'analyse prospective ont été menés, soit des analyses déterministes et probabilistes, et le résultat de ces analyses a été présenté au chapitre 3. Dans ce chapitre, nous reprendrons ces résultats et les comparerons aux critères de conception les plus sévères présentés au chapitre 2.

À titre de rappel, pour des analyses déterministes, le critère de design pour des pentes à proximité d'infrastructures publiques, considérant des intrants conservateurs lors de ces mêmes analyses, devrait être un facteur de sécurité de 2.0 tandis qu'une pente ayant un facteur de sécurité entre 1.5 et 2.0 serait qualifiée de tolérable, pourvu que l'incertitude sur les paramètres ne soit pas trop élevée. De plus, tel que spécifié à la section 2.2, lorsque les paramètres dérivés de l'Eurocode 7 sont utilisés, le facteur de sécurité de référence devrait être de 1.0. Pour les analyses à long terme, le FS devrait être supérieur à 3.

Pour les analyses probabilistes, le critère de design reposant sur la probabilité de rupture d'une pente dont la rupture aurait de graves conséquences devrait être une PoF maximale de 0.3 %. Pour une pente ayant un facteur de sécurité entre 1.5 et 2.0, et considérant que l'incertitude sur les paramètres n'est pas trop grande, une probabilité de rupture maximale de 1 % pourrait être tolérée.

4.1. Analyses déterministes

Les analyses de stabilité déterministes, pour tous les scénarios de niveau d'eau investigués, montrent un facteur de sécurité supérieur à 2.0. Le facteur de sécurité le plus faible est trouvé sur la coupe S3M1 (2 à 2.7) et ce en considérant un massif rocheux ayant les propriétés géotechniques les plus faibles (scénario du pire). Dans le cas d'une vidange rapide de la fosse, les résultats indiquent que lorsque le niveau d'eau atteindra 100 m, le facteur de sécurité descendra sous 2.0 pour les coupes S6C et S3M1, mais resteront dans l'intervalle compris entre 1.5 et 2.0. De plus, les scénarios utilisant les paramètres découlant de l'Eurocode 7 montrent des facteurs de sécurité au-delà de 2.0. Il peut donc être conclu, sur la base d'une analyse prospective déterministe et considérant les critères de conception les plus sévères, que la stabilité du mur Ouest n'est pas inquiétante, et ce même si les pires propriétés géotechniques (scénario du pire) sont utilisées. De plus, pour les analyses à long terme, le facteur de sécurité devrait être supérieur à 3, ce qui est le cas pour tous les scénarios analysés après le remplissage final, et ce même pour les plus faibles paramètres géotechniques (scénario du pire).

4.2. Analyse probabiliste

L'analyse des résultats des modèles probabilistes est simple puisque pour tous les scénarios analysés, la probabilité de rupture est égale à 0, autant pour les cas de mise en eau de la fosse, de la vidange rapide que pour les analyses à long terme. Il apparaît donc que les critères de design sont respectés pour tous les scénarios analysés. L'analyse probabiliste conclut, tout comme pour les analyses déterministes, que la stabilité du mur Ouest n'est pas problématique.

4.3. Critères basés sur la déformation

Tel que mentionné au chapitre 2, l'utilisation de critères basés sur la déformation serait possible, dans la mesure où des données de terrain devenaient disponibles. Les instruments installés dans le cadre de ce projet pourraient être utilisés à cette fin.

5. Conclusion

Dans le cadre de ce projet, l'analyse de la stabilité du mur Ouest de la mine LAB Chrysotile à Saint-Joseph de Coleraine a été effectuée, et les résultats ont été comparés aux critères de conception trouvés dans la littérature, afin de conclure sur la stabilité à court et long terme de ce mur. Seront rappelés dans ce chapitre les principaux critères trouvés dans la littérature qui pourront être utilisés comme point de départ pour l'élaboration d'un guide québécois de bonnes pratiques. Les conclusions quant à la stabilité du mur Ouest et la comparaison avec les critères seront par la suite présentées.

Trois catégories de critères sont recensées dans la littérature lorsque vient le temps de faire le design de routes à proximité de mines à ciel ouvert. La première catégorie, l'approche empirique ou géométrique consiste à projeter un plan, avec un pendage plus ou moins grand selon le type de massif rocheux, entre le fond de la fosse et la surface. Ce plan délimitera une zone où la construction d'infrastructures ne sera pas permise. En fonction de l'altération du massif rocheux, ce plan pourra avoir un pendage compris entre 25 et 60 degrés.

La deuxième catégorie demande une plus grande connaissance de la géologie et des propriétés géotechniques. Elle est basée sur le facteur de sécurité ou la probabilité de rupture. Le tableau 2-7 recense huit (8) études trouvées dans la littérature ou des critères de ce genre sont établis. Nous pouvons noter que, en fonction du type d'infrastructure et de la qualité des données géotechniques, si le FS est supérieur à 2 (1.5 dans certains cas) ou si la PoF est plus faible que 0.3% (1% dans certains cas), la stabilité devrait être assurée. Certains critères, tels que celui de Priest et Brown (1983), exigent autant un FS élevé qu'un PoF faible, tandis que pour d'autres, ces deux critères sont vus comme indépendants. Il est à noter qu'un raffinement de ces critères peut être utilisé pour évaluer la stabilité à long terme (> 100 ans) du massif rocheux. Deux options sont possibles, utiliser des valeurs plus faibles pour les intrants géomécaniques lors des analyses, ou utiliser des critères de conception plus stricts, par exemple des FS > 2.5 – 3 avec des PoF inférieures à 5%.

La troisième catégorie demande un suivi rigoureux des déformations à long terme. En fonction des déformations du massif rocheux, des modélisations pourraient être effectuées et des critères sur la déformation maximale admissible pourraient être imposés. Ces critères devraient être fonction de l'utilisation et de l'accès aux terrains à proximité d'une opération minière

Une étude de cas, portant sur la stabilité du mur Ouest de la mine LAB Chrysotile à Black Lake, a été réalisée. Le tracé de la nouvelle route 112 passera à quelques centaines de mètres de ce mur. L'analyse à rebours de deux glissements survenus sur ce mur (1993 et 2010) a été effectuée pour obtenir des valeurs de propriétés géotechniques à l'échelle de l'ouvrage pour deux unités géomécaniques constituant le domaine d'étude. Par la suite, l'analyse de stabilité prospective a été faite à l'aide de deux méthodes, la méthode LE (analyse à l'équilibre limite avec la méthode de Bishop simplifiée) ainsi que par la méthode FE-SSR (Analyse par éléments finis selon l'approche Shear Strength Reduction ou Diminution de la Résistance au Cisaillement). De plus, autant des analyses déterministes que des analyses probabilistes ont été effectuées. Ces analyses ont été effectuées pour plusieurs niveaux d'eau dans la fosse. Finalement, pour certaines analyses,

les propriétés géotechniques ont été modifiées pour analyser la stabilité à long terme du massif rocheux.

L'angle entre de pied de la pente et la route est de 17 degrés. Cet angle est inférieur au critère empirique le plus conservateur qui est de 25 degrés. Les analyses de stabilité déterministes, pour tous les niveaux d'eau investigués, montrent un facteur de sécurité supérieur à 2.0. Le facteur de sécurité le plus faible est trouvé sur la coupe S3M1 (2 à 2.7) et ce en considérant un massif rocheux ayant les propriétés géotechniques les plus faibles (scénario du pire). Les résultats des analyses probabilistes indiquent que pour tous les scénarios analysés, la probabilité de rupture avoisinera 0, autant pour les cas de mise en eau de la fosse, de vidange rapide que pour les analyses à long terme. Ces résultats indiquent, sur la base des critères et des scénarios utilisés, que le nouveau tracé de la route 112 ne sera pas affecté, à court ou à long terme, par un glissement profond sur le mur Ouest de la mine LAB.

6. Bibliographie

- Amoushahi, S., 2015, Slope stability analysis of the west wall of LAB Chrysotile mine in the vicinity of Road 112, Mémoire de Maîtrise, Département de génie des mines, de la métallurgie et des matériaux, Université Laval, 247 pp.
- Amoushahi, S., Grenon, M., Locat, J., et Turmel, D. (2014). "Assessment of the influence of the slope stability conditions of an inactive open-pit mine on the design of nearby highway". The Canadian Geotechnical Society (CGS), GeoHazards 6, June 15-18, Kingston, Canada.
- Beauchamp, Y., (1994-a). "Black Lake operations : presentation of the slope stability program". LAB Chrysotile, 21 p.
- Beauchamp, Y., (1994-b). "Rétro-analyse de l'instabilité de décembre 1993 à la paroi sud-ouest de la rampe principale". LAB Chrysotile, 19 p.
- CEN (Comité Européen de Normalisation). (2002). Eurocode- "Basis of structural design". EN-1990. Brussels, Belgium: CEN.
- CEN (Comité Européen de Normalisation). (2004). "Eurocode 7: Geotechnical Design: Part 1, General Rules". EN-1997-1. Brussels, Belgium: CEN.
- Coates, D.F., et Parsons, R.C. (1966). "Experimental criteria for classification of rock substances". In International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts (Vol. 3, No. 3, pp. 181-189). Pergamon.
- Darling, P. 2011. "SME Mining Engineering Handbook". 3rd ed. Englewood, Colo.: Society for Mining, Metallurgy, and Exploration, Chapter 8.9 (Mine Subsidence) and 13.9 (Sublevel Caving).
- Dawson, E.M., Roth, W.H., et Drescher, A. (1999). "Slope stability analysis by strength reduction". Geotechnique, 49(6), 835-840.
- Department of Industry and Resources (DoIR). (1997). "Safety bund walls around abandoned open pit mines- Guideline", Document No: ZMA048HA, Australia.
- Department of Minerals and Energy (DME). (1999). "Guideline of Geotechnical considerations in open pit mines", Western Australia.
- Duncan, J.M., et Wright, S.G. (2005). "Soil strength and slope stability". John Wiley & Sons, Inc., Hoboken, New Jersey (Chapters 12 & 13).
- Eberhardt, E. (2012). "The Hoek-Brown Failure Criterion". In The ISRM Suggested Methods for Rock Characterization, Testing and Monitoring: 2007-2014 (pp. 233-240). Springer International Publishing.

- Fleurisson, J.A., et Cojean, R. (2014). "Error reduction in slope stability assessment". Surface Mining Methods, Technology and Systems. Jayanta Bhattacharya, H. Lieberwirth and Bern Klein Ed., Wide Publishing, 1st edition, Volume 1, 41 pp.
- Gwynn, X.P., Ogorodnikov, S., Brown, M., McCracken, A., Mochalov, A., Norvatov, Y., Ilyinov, M., et Morozov, K. (2011). "Comparison between Russian Code of Practice and International Style Slope Stability Analysis". International Symposium on Rock Slope Stability in Open Pit Mining and Civil Engineering, Vancouver, Canada.
- Hartman, H.L. (1992). "SME Mining Engineering Handbook". Society for Mining Metallurgy.
- Hoek, E. and Bray, J.W. (1981). Rock Slope Engineering, Revised 3rd edition, The Institution of Mining and Metallurgy, London,
- Hoek, E. (2007). "Practical Rock Engineering", Notes available online at <http://www.roscience.com>.
- Hoek, E., Carranza-Torres, C., et Corkum, B. (2002). "Hoek-Brown failure criterion- 2002 edition". Proc. North Am. Rock Mech. Soc. Meeting, Toronto, 2002. 1, 267-273
- Hormazabal, E., Almarza, C., et Pizarro, E. (2011) "Slope design for Maricunga Mine in Chile". Slope Stability 2011, International Symposium on Rock Slope Stability in Open Pit Mining and Civil Engineering, Vancouver, Canada
- International Society for Rock Mechanics (ISRM)., (2008). "Mine closure and post-mining management- International State-of-the-Art".
- Juncal, A.S., et Mas Ivars, D. (2013). "Assessment of mining influence on the E4 Highway, Norra Karr Deposit". Technical Report, ITASCA Consultants AB.
- Lupo, J.F. (1997). "Progressive failure of hanging wall and footwall Kiirunavaara Mine, Sweden". International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 34(3), 184-e1.
- Marinos, P., Hoek, E., et Marinos, V. (2006). "Variability of the engineering properties of rock masses quantified by the geological strength index: the case of ophiolites with special emphasis on tunnelling". Bulletin of Engineering Geology and the Environment, 65(2), 129-142.
- Martin, C.D., et Stacey, P.F., (2013). "Pit slopes in weathered and weak rocks". Slope Stability 2013 – P.M. Dight (ed), Perth.
- McCracken, A., et Jones, G. A. (1986). "Use of probabilistic stability analysis and cautious blast design for urban excavation". In Rock engineering and excavation in an urban environment, proceedings of conference, Hong Kong, February 1986 (pp. 231-40).

- National Coal Board (NCB). (1975). "Subsidence Engineers' Handbook". National Coal Board, London, Mining Department.
- Nilsson, M. (2012). "Feasibility Study on Global Footwall Stability at the Kiirunavaara Mine". Luleå University of Technology, Technical Report.
- Nilsson, M., Saiang, D., et Nordlund, E. (2014). "Fracturing in the footwall at the Kiirunavaara mine, Sweden". In International Symposium on Block and Sublevel Caving, Caving 2014, Santiago, Chile.
- Peng, S.S. (1992). "Surface subsidence engineering". Society for Mining, Metallurgy and Exploration, Littleton, Colorado.
- PHASE2 (RS2), V. 9.007. Finite Element Package. Rocscience Inc., Toronto, Ontario
- Pine, R.J. (1992). "Risk analysis design applications in mining geomechanics". Transactions of the Institution of Mining and Metallurgy. Section A. Mining Industry, 101.
- Priest, S.D., et Brown, E.T. (1983). "Probabilistic stability analysis of variable rock slopes". Institution of Mining and Metallurgy Transactions, 92.
- Read, J. et Stacey, P., (2009). "Guidelines for open pit slope design", CSIRO Publishing, Collingwood, Australia.
- Rocscience Inc. (2004). "A new era in slope stability analysis: shear strength reduction finite element technique". RocNews.
- Rocscience, 2015. RocData (v. 6.0), Rocscience Inc., Toronto, ON, Canada.
- Sainsbury, B.N. (2012). "A model for cave propagation and subsidence assessment in jointed rock masses", The University of New South Wales, Ph.D. Thesis, 300 pp.
- Schneider, H.R. (1997). "Definition and determination of characteristic soil properties". 12th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Hamburg, Balkema.
- Sjöberg, J. (1996). "Large scale slope stability in open pit mining: A review". Technical Report 1996 :10T, Luleå University of Technology, 215 pp.
- Sjöberg, J. (2013). "Numerical analysis, slope design and in situ stress". Itasca Consultants AB, Swede. Slope Stability 2013, Brisbane, Australia.
- SLIDE, V. 6.033, 2D Limit Equilibrium Slope Stability Analysis, Rocscience Inc., Toronto, Ontario.
- Steffen, O.K.H., Contreras, L.F., Terbrugge, P.J., & Venter, J. (2008). "A risk evaluation approach for pit slope design". In The 42nd US Rock Mechanics Symposium (USRMS). American Rock Mechanics Association.

- Stöckel, B.M., Sjöberg, J., Mäkitaavola, K., et Savilahti, T. (2012). “Mining-induced Ground Deformations In Kiruna And Malmberget”. In ISRM International Symposium-EUROCK 2012. International Society for Rock Mechanics.
- Stöckel, B.M., Makitaavola, K., et Sjöberg, J. (2013). “Hangingwall and footwall slope stability issues in sublevel caving”. Slope Stability 2013, Australian Centre for Geomechanics, Perth, ISBN 978-0-9870937-5-2.
- Sullivan, T.D. (2006). “Pit slope design and risk-A view of the current state of the art”. In Proceeding of the Int. Symposium on Stability of Rock Slopes in Open Pit Mining and Civil Engineering Situations.
- Szczepanik, Z., Milne, D., Kostakis, K., et Eberhardt, E. (2003). “Long-term laboratory strength tests in hard rock”. In 10th ISRM Congress. International Society for Rock Mechanics.
- Turmel, D., Caudal, P., Locat, J., et Grenon, M., 2014, Projet Black Lake : Données historiques et analyse des mouvements au pourtour de la mine, en date du 30 novembre 2013. Rapport LERN-Black-Lake-2014-1.
- Villegas, T. (2008). “Numerical analyses of the hangingwall at the Kiirunavaara mine”. Luleå University of Technology, Thesis, 118 pp.
- Villegas, T., Nordlund, E., et Dahnér-Lindqvist, C. (2011). “Hangingwall surface subsidence at the Kiirunavaara Mine, Sweden”. Engineering Geology, 121(1), 18-27.
- Watts, D. (2007). “Slope stability guidelines”. A local Australian Guideline.
- Woo, I.K., Fleurisson, J.A., Park, Y.J., et Park, H.J. (2005). “Long-term slope stability with respect to weathering processes”. Geoline 2005, Lyon, France.
- Woo, K.S., Eberhardt, E., Rabus, B., Stead, D., et Vyazmensky, A. (2012). “Integration of field characterisation, mine production and InSAR monitoring data to constrain and calibrate 3-D numerical modelling of block caving-induced subsidence”. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 53 (1), 166-178.
- Woo, K.S., Eberhardt, E., Elmo, D., et Stead, D. (2013). “Empirical investigation and characterization of surface subsidence related to block cave mining”. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 61, 31-42.
- Wyllie, D.C., et Mah, C.W., (2004). “Rock slope engineering: civil and mining”. 4th ed. London: Taylor & Francis.