



**HAL**  
open science

# Analyse d'un glissement actif par suivi LiDAR et modélisation de la rupture : mine LAB Chrysotile à Black Lake (Québec)

Philippe Caudal

► **To cite this version:**

Philippe Caudal. Analyse d'un glissement actif par suivi LiDAR et modélisation de la rupture : mine LAB Chrysotile à Black Lake (Québec). Géotechnique. 2013. dumas-01119836

**HAL Id: dumas-01119836**

**<https://dumas.ccsd.cnrs.fr/dumas-01119836>**

Submitted on 24 Feb 2015

**HAL** is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.

CONSERVATOIRE NATIONAL DES ARTS ET MÉTIERS  
PARIS

MÉMOIRE

présenté en vue d'obtenir le

**DIPLÔME D'INGÉNIEUR CNAM**

SPECIALITÉ : Construction et aménagement

OPTION : Géotechnique

par

**Philippe CAUDAL**

5 juillet 2013

**ANALYSE D'UN GLISSEMENT ACTIF PAR SUIVI LIDAR  
ET MODÉLISATION DE LA RUPTURE :  
MINE LAB CHRYSOTILE À BLACK LAKE (QUÉBEC)**

**JURY**

PRÉSIDENT : Philippe DELMAS (Professeur Cnam)

MEMBRES : Martin GRENON (Professeur, ULaval, Québec)  
Denis FABRE (Professeur, Cnam)  
Olivier FOUCHÉ (Maitre de Conférences, Cnam)  
Véronique MERRIEN-SOUKATCHOFF (Professeur, École des Mines,  
Nancy)

Analyse d'un glissement actif par suivi LiDAR et modélisation de la rupture : mine LAB Chrysotile à Black Lake (Québec) : Mine à ciel ouvert, Rupture Circulaire, Rétro-Analyse, LiDAR Terrestre, LiDAR Aéroporté, MNT, Méthode des Tranches, Éléments Finis, SSR-FE, Analyse Prospective. Mémoire d'Ingénieur CNAM, Paris 2013.

---

## Résumé

La rupture du mur est de la mine à ciel ouvert LAB Chrysotile à proximité de la ville de Black Lake (Chaudière-Appalaches, Canada), a été analysée avec la méthode des équilibres limites (LEA), des éléments finis (FE) et de la réduction des contraintes de cisaillement (SSR-FE). La partie modélisation s'appuie sur un suivi des pentes, dont les profils sont extraits de modèles numériques de terrain (MNT) réalisés à partir des nuages de points de LiDAR terrestre (TLS) et aéroporté (ALS).

L'analyse numérique du glissement permet de confirmer que la rupture est de type circulaire dont le volume est estimé à  $22.10^6$  m<sup>3</sup>. De plus, la technique de rétro-analyse permet de préciser les paramètres géomécaniques du massif. À partir de ces données, une analyse prospective préliminaire permet de prévoir une instabilité de la zone au-delà des limites actuelles du glissement, ainsi que le volume de cette zone estimé à  $10^7$  m<sup>3</sup>.

**Mots clés :** Mine à ciel ouvert, rupture circulaire, rétro-analyse, LiDAR terrestre, LiDAR aéroporté, MNT, méthode des tranches, éléments finis, SSR-FE, analyse prospective

---

## Abstract

The slope failure in the east wall of the open pit LAB Chrysotile near the city of Black Lake (Chaudière-Appalaches, Canada) was analyzed with the limit equilibrium analysis (LEA), the finite element (FE) and the reduction shear Stress (SSR-FE). The modeling part is based on models of slopes extracted from digital elevation models (DEM) produced from point clouds of airborne (ALS) and terrestrial (TLS) LiDAR.

The numerical analysis confirms that the slope failure is circular whose the volume is estimated to  $22.10^6$  m<sup>3</sup>. In addition, a back-analysis clarifies the rock's geomechanical parameters. From these data, a preliminary prospective analysis predicts an instability of the area beyond the limits of the current slope failure, and the volume of this area is estimated at  $10^7$  m<sup>3</sup>.

**Keywords:** Open pit, circular failure, back analysis, terrestrial LiDAR, LiDAR Airborne, DEM, slices method, finite elements, shear strength reduction, prospective analysis

## REMERCIEMENTS

Je tiens tout d'abord à remercier Pr. Martin GRENON de m'avoir accepté au sein de son équipe de recherche du laboratoire « génie des mines » de l'université Laval (Québec). Je le remercie tout particulièrement pour la confiance qu'il m'a accordée dès le début en m'offrant de travailler sur un projet très intéressant en collaboration avec le MTQ et en me soutenant dans mon projet de vie au Québec.

Mes remerciements vont également au Pr. Denis FABRE pour m'avoir soutenu tout au long de mon projet de reconversion professionnelle et pour m'avoir fait confiance. Je lui dois ma rencontre avec le Pr. Martin GRENON.

Je continue mes remerciements en citant le Pr. Jacques LOCAT qui m'a grand ouvert l'accès de son laboratoire de Géologie de l'université Laval. Tous les membres de son équipe ont été d'une aide indiscutable. Je citerai François NOEL, Jonathan LEBLANC qui m'ont fait part de leur expérience terrain avec le LiDAR et m'ont informé sur les logiciels 3D. Je cite également Catherine CLOUTIER et Dominique TURMEL, toujours présents et enthousiastes pour partager leurs connaissances.

Les enregistrements LiDAR n'auraient pas été possibles sans collaboration. Avec les personnes déjà citées ci-dessus, je tiens à remercier Anne THOMAS, Nicolas KAGAMBEGA, Alexandre NORMANDEAU, Edmond ROUSSEAU et Sina AMOUSHABI qui m'ont accompagné sur le site de Black Lake et avec lesquels j'ai partagé de bons moments. Je n'oublie pas non plus Denis LESSARD et Pierre DORVAL du MTQ pour leur aide précieuse, ainsi que Michel VALLÉE et Gilles BONIN pour m'avoir facilité l'accès au site minier de Black Lake et aux archives de LAB Chrysotile.

Je termine cette page pour citer mes exceptionnels amis du CNAM et du CETE-IDF : Anne THOMAS, Amic de SABRAN-PONTEVES, Jean FIXOT, Franck DELESCLUSE, Jean-Pierre LEVACHER, Luc DESEYNE, Jacquemine de LOIZELLERIE, Anne GLEIZE, Emmanuel DUMONT, Samuel HEUMEZ, Guillaume FAUCHEUX, Vanessa BATLLE et Noëlle GAUDIN. Les soirées que nous avons partagées au Sully après les cours, avec notre ami commun Fred, restent inoubliables. Je tiens également à remercier les professeurs du CNAM, Philippe DELMAS, Laurent BRIANÇON et spécialement Olivier FOUCHE pour les excellents moments partagés (surtout le mémorable stage d'hydrogéologie). Que de bons souvenirs.

## LISTE DES ABRÉVIATIONS

ALS	Airborn LiDAR Survey
CETE-IDF	Centre d'Études Techniques de l'Équipement d'Île-de-France
CW	Continuous Wave method
FOS	Factor Of Security
LAQ	Lake Asbestos Of Québec Ltd
LEA	Limit Equilibrium Analysis
LiDAR	Light Detection And Ranging
MNT	Modèle Numérique de Terrain
MRMR	Mining Rock Mass Rating
MTQ	Ministère des Transports du Québec
RMR	Rock Mass Rating
RQD	Rock Quality Designation
TLS	Terrestrial LiDAR Survey
TOF	Time Of Flight method
SSR-FE	Finite Element analysis based on Shear Strength Reduction
SSR-FE-DFN	SSR-FE combined with Discrete Fracture Modelling
SRF	Strength Reduction Factor
UCS	Unconfined Compression Strength

# TABLE DES MATIÈRES

Résumé .....	2
REMERCIEMENTS .....	3
LISTE DES ABRÉVIATIONS .....	4
LISTE DES FIGURES .....	7
LISTE DES TABLEAUX .....	10
INTRODUCTION .....	12
I OBJECTIFS ET PROBLÉMATIQUE .....	14
I.1 CONTEXTE .....	14
I.2 ÉTAT DE L'ART .....	17
I.2.1 Principe du LiDAR .....	18
I.2.2 Techniques de numérisation d'un massif .....	19
I.2.3 Type de glissements et techniques d'étude de la fracturation .....	21
I.2.4 Surveillance d'un massif .....	23
I.2.5 Analyse de stabilité des pentes .....	24
I.3 HISTORIQUE DU GLISSEMENT .....	30
I.4 MÉTHODOLOGIE .....	33
II LE SITE .....	35
II.1 LOCALISATION .....	35
II.2 HISTORIQUE DE LA MINE .....	38
II.3 HYDROLOGIE .....	39
II.4 GÉOLOGIE DU MUR EST .....	44
II.5 HYDROGÉOLOGIE .....	46
II.6 DISCONTINUITÉS .....	50
II.7 GÉOTECHNIQUE .....	52
II.7.1 Identification géotechnique .....	52
II.7.2 Inclinomètres et piézomètres .....	54

III	SUIVI DU GLISSEMENT AVEC LE LIDAR.....	58
III.1	RELEVÉS LIDAR ET MNT RÉALISÉS.....	58
III.2	SECTIONS TRANSVERSALES.....	60
III.3	GÉOLOGIE PAR SECTION.....	64
III.4	MOUVEMENT DU GLISSEMENT.....	66
III.5	VECTEURS DÉPLACEMENTS.....	68
III.6	ANGLE DU HAUT DE LA SURFACE DE RUPTURE.....	72
IV	RÉTRO-ANALYSE DU GLISSEMENT.....	74
IV.1	MODÈLES DE PENTES DRAINÉES.....	75
IV.2	PARAMETRES GÉOMECHANIQUES.....	76
IV.3	MODÈLES DE PENTES NON DRAINÉES.....	78
IV.4	LEA PAR LA MÉTHODE DE CALCUL BISHOP SIMPLIFIÉ (LOGICIEL TALREN).....	81
IV.5	COMPARAISON QUALITATIVE DES DÉPLACEMENTS PAR LA MÉTHODE FE (LOGICIEL PHASE2).....	85
IV.6	MÉTHODE SSR-FE (LOGICIEL PHASE2).....	90
V	ANALYSE PROSPECTIVE PRÉLIMINAIRE.....	93
V.1	ÉVOLUTION DE LA SURFACE DE RUPTURE.....	93
V.2	ÉTENDUE DE LA ZONE DE GLISSEMENT.....	99
V.3	QUANTIFICATION DU VOLUME.....	100
	CONCLUSION.....	102
	BIBLIOGRAPHIE.....	105
	TABLE DES ANNEXES.....	111
	ANNEXE 1.....	112
	ANNEXE 2.....	123
	ANNEXE 3.....	127
	ANNEXE 4.....	128
	ANNEXE 5.....	137
	ANNEXE 6.....	138
	ANNEXE 7.....	141

# LISTE DES FIGURES

Figure 1 : Géométrie d'une mine à ciel ouvert [6].....	15
Figure 2 : Procédure pour définir la géométrie d'une pente [5].....	17
Figure 3 : Principe du LiDAR terrestre (TOF) [7] .....	18
Figure 4 : Principe du LiDAR aéroporté (CW) [7] .....	19
Figure 5 : Les quatre mécanismes de base d'instabilité des massifs rocheux [13] .....	21
Figure 6 : Photo du mur est (a) avant le glissement (11 juillet 2012) et (b) après glissement (2 août 2012).....	24
Figure 7 : Méthode d'analyse LEA Janbu simplifié avec le critère de rupture de Mohr-Coulomb (tiré de [6]).....	28
Figure 8 : Rupture d'août 2009 dans le mur est de la mine LAB Chrysotile à Black Lake .....	31
Figure 9 : Rupture du 12 juillet 2012 dans le mur est de la mine LAB Chrysotile à Black Lake ...	32
Figure 10 : Affaissement de la route 112 (2 août 2012).....	33
Figure 11 : Localisation de Black Lake par rapport à la ville de Québec [63, 64].....	35
Figure 12 : Black Lake fait partie de la municipalité de Thetford Mines [63, 64].....	36
Figure 13 : Mine LAB Chrysotile à proximité de la ville de Black Lake et de la route 112 (le glissement est localisé par la zone hachurée) [63, 64].....	37
Figure 14 : Lac « Black Lake » (a) en 1954, (b) aujourd'hui remplacé par le site minier de LAB Chrysotile [64, 67].....	38
Figure 15 : Localisation des quatre fosses et des matériaux [65].....	39
Figure 16 : Précipitations cumulées annuellement depuis 2009 .....	40
Figure 17 : Report des événements du suivi sur le graphique des précipitations mensuelles en 2009 .....	41
Figure 18 : Report des événements du suivi sur le graphique des précipitations mensuelles en 2010 .....	42
Figure 19 : Report des événements du suivi sur le graphique des précipitations mensuelles en 2011 .....	42
Figure 20 : Report des événements du suivi sur le graphique des précipitations mensuelles en 2012 .....	43
Figure 21 : (a) Péridotite et (b) Serpentinite fortement minéralisée.....	45
Figure 22 : Carte géologique de Black Lake [71] .....	45
Figure 23 : Légende lithologique extraite de la carte géologique (Figure 22) [71].....	46
Figure 24 : Altitude de la surface d'eau dans la fosse de l'ancienne mine située derrière les haldes de stérile (se référer à la Figure 32 pour l'échelle).....	47
Figure 25 : Localisation des forages réalisés pour le rapport de Stacey (1978) [56] (se référer à la Figure 32 pour l'échelle) .....	48
Figure 26 : Trois cas possibles de comportement de nappe .....	49
Figure 27 : Nombre de discontinuités le long du forage 77-683 [56] .....	51
Figure 28 : Taux de répartition des discontinuités le long du forage 77-683 .....	52
Figure 29 : Localisation des secteurs nord et sud du mur est, des inclinomètres et des piézomètres (ALS 2010) [60] (se référer à la Figure 32 pour l'échelle).....	55
Figure 30 : Premier modèle de surface de rupture dans le secteur nord proposé par le MTQ [60]..	56
Figure 31 : Premier modèle de surface de rupture dans le secteur sud proposé par le MTQ [60] ...	56
Figure 32 : Vue d'ensemble de la mine (a) en 2010 et (b) après la rupture survenue le 12 juillet 2012 [64] .....	59
Figure 33 : Sections du mur est 90°/160° espacés de 122 m (se référer à la Figure 32 pour l'échelle) .....	60
Figure 34 : Chronologie du glissement (se référer à la Figure 32 pour l'échelle).....	61
Figure 35 : Paramètres géométriques réels de la fosse en mètres et degrés (2010) [37].....	62
Figure 36 : Paramètres géométriques réels de la fosse en mètres et degrés (29 juin 2012) [37].....	63



Figure 37 : Géologie des sections E1, E2, E3 et E4, conformément aux plans fournis par LAB Chrysotile .....	65
Figure 38 : Profils élargis avec extrapolation de la géologie .....	65
Figure 39 : Visualisation 2D du principe de la mesure des volumes différentiels entre MNT .....	66
Figure 40 : Évolution du glissement au cours de la période de suivi 2012 .....	67
Figure 41 : Représentation des vecteurs déplacements pour le profil E1 .....	71
Figure 42 : Représentation des vecteurs déplacements pour le profil E2 .....	71
Figure 43 : Représentation des vecteurs déplacements pour le profil E3 .....	72
Figure 44 : Représentation des vecteurs déplacements pour le profil E4 .....	72
Figure 45 : Modèle Slide avec les surfaces de rupture .....	76
Figure 46 : Exemple de courbe de sensibilité pour le profil E1 .....	77
Figure 47 : Légende de la courbe de sensibilité (Figure 47) .....	78
Figure 48 : Variation de l'angle de rabattement de la nappe pour réaliser l'ABAQUE .....	80
Figure 49 : ABAQUE résultant du calcul du FOS pour différents angles de pente de rabattement de nappe .....	80
Figure 50 : Calcul du FOS avec Talren pour le profil E1 .....	82
Figure 51 : Calcul du FOS avec Talren pour le profil E2 .....	82
Figure 52 : Calcul du FOS avec Talren pour le profil E3 .....	83
Figure 53 : Calcul du FOS avec Talren pour le profil E4 .....	83
Figure 54 : Comparaison des vecteurs déplacements réels et modélisés pour E1 .....	87
Figure 55 : Comparaison des vecteurs déplacements réels et modélisés pour E2 .....	88
Figure 56 : Comparaison des vecteurs déplacements réels et modélisés pour E3 .....	89
Figure 57 : Comparaison des vecteurs déplacements réels et modélisés pour E4 .....	90
Figure 58 : Calcul du SRF pour le modèle E1 .....	91
Figure 59 : Calcul du SRF pour le modèle E2 .....	92
Figure 60 : Calcul du SRF pour le modèle E3 .....	92
Figure 61 : Calcul du SRF pour le modèle E4 .....	92
Figure 62 : Progression annuelle de la montée du niveau d'eau dans la fosse .....	94
Figure 63 : Échelle des FOS pour les Figure 64 à 67 .....	94
Figure 64 : Évolution des surfaces de rupture au cours de la période de remplissage de la fosse pour le profil E1 (Altitude niveau d'eau : 15, 85, 165 et 215 m) .....	95
Figure 65 : Évolution des surfaces de rupture au cours de la période de remplissage de la fosse pour le profil E2 (Altitude niveau d'eau : 15, 85, 165 et 215 m) .....	96
Figure 66 : Évolution des surfaces de rupture au cours de la période de remplissage de la fosse pour le profil E3 (Altitude niveau d'eau : 15, 85, 165 et 215 m) .....	97
Figure 67 : Évolution des surfaces de rupture au cours de la période de remplissage de la fosse pour le profil E4 (Altitude niveau d'eau : 15, 85, 165 et 215 m) .....	98
Figure 68 : Variation du FOS le long de la surface de rupture imposée, en fonction de l'altitude de l'eau .....	99
Figure 69 : Volume du glissement du 12 juillet 2012 .....	101
Figure 70 : Volume du glissement du 12 juillet 2012 et de la zone sous surveillance .....	101
Figure 71 : Décomposition du volume en mouvement (a) massif intact, (b) mouvement du glissement, (c) et (d) décomposition du volume en mouvement .....	114
Figure 72 : Variation des volumes différentiels (Va-) pour les sections E1 à E4 .....	116
Figure 73 : Superposition des profils de chaque date d'enregistrement, pour chaque section, et repositionnés dans l'espace .....	118
Figure 74 : Modèles 3D du glissement pour chaque TLS .....	119
Figure 75 : Décomposition du volume du 29 juin 2012 (zone marron : $V_{u1}$ et zone bleu : $V_{u2}$ ) .....	119
Figure 76 : Fosse du gisement N-E en date du 2 août 2012 .....	124
Figure 77 : Profil N-S de la fosse globale avec identification des volumes mesurés (les altitudes des fonds de fosse sont en fait les altitudes des surfaces ennoyées mesurées après la rupture) ..	125
Figure 78 : Superposition des profils du plan de section E1 .....	128
Figure 79 : Superposition des profils du plan de section E2 .....	128
Figure 80 : Superposition des profils du plan de section E3 .....	129
Figure 81 : Superposition des profils du plan de section E4 .....	129

Figure 82 : Effondrement de la route 112 sur le profil E1 .....	130
Figure 83 : Effondrement de la route 112 sur le profil E2 .....	130
Figure 84 : Effondrement de la route 112 sur le profil E3 .....	130
Figure 85 : Effondrement de la route 112 sur le profil E4 .....	131
Figure 86 : Identification des points de repère dans la zone basse du glissement (profil E1).....	131
Figure 87 : Identification des points de repère dans la zone basse du glissement (profil E2).....	132
Figure 88 : Identification des points de repère dans la zone basse du glissement (profil E3).....	132
Figure 89 : Identification des points de repère dans la zone basse du glissement (profil E4).....	132
Figure 90 : Calcul du Facteur de sécurité avec Slide le long de la surface circulaire défini avec Talren pour le profil E1 .....	139
Figure 91 : Calcul du Facteur de sécurité avec Slide le long de la surface circulaire défini avec Talren pour le profil E2 .....	139
Figure 92 : Calcul du Facteur de sécurité avec Slide le long de la surface circulaire défini avec Talren pour le profil E3 .....	140
Figure 93 : Calcul du Facteur de sécurité avec Slide le long de la surface circulaire défini avec Talren pour le profil E4 .....	140
Figure 94 : Déplacement à venir du massif de la zone E1 (Altitude niveau d'eau : 15, 85, 165 et 215 m).....	141
Figure 95 : Déplacement à venir du massif de la zone E2 (Altitude niveau d'eau : 15, 85, 165 et 215 m).....	142
Figure 96 : Déplacement à venir du massif de la zone E3 (Altitude niveau d'eau : 15, 85, 165 et 215 m).....	143
Figure 97 : Déplacement à venir du massif de la zone E4 (Altitude niveau d'eau : 15, 85, 165 et 215 m).....	144
Figure 98 : Surface de rupture pour calculer le FOS du modèle E1 dans le cadre de l'analyse prospective.....	145
Figure 99 : Surface de rupture pour calculer le FOS du modèle E2 dans le cadre de l'analyse prospective.....	145
Figure 100 : Surface de rupture pour calculer le FOS du modèle E3 dans le cadre de l'analyse prospective.....	146
Figure 101 : Surface de rupture pour calculer le FOS du modèle E4 dans le cadre de l'analyse prospective.....	146

# LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1 : Précipitations mensuelles depuis 2009 .....	40
Tableau 2 : Précipitations cumulées annuellement depuis 2009 .....	40
Tableau 3 : Récapitulatif du suivi du glissement depuis 2009 .....	41
Tableau 4 : Géolocalisation des trous de forages 77-683 et 77-684 [56] .....	51
Tableau 5 : Orientation des trois familles principales de discontinuités du massif.....	51
Tableau 6 : Intervalles des paramètres géomécaniques fournis par Golder Associates.....	53
Tableau 7 : Désignations recommandées par l’AFTES pour l’UCS, le RQD et le $m_i$ [57] et par Bieniawski pour le RMR.....	53
Tableau 8 : Profondeur des plans de rupture dans les secteurs nord et sud [60] .....	55
Tableau 9 : Identification des MNT .....	58
Tableau 10 : Dimensions de la fosse globale proposées en 1994 [65] .....	62
Tableau 11 : Dimensions de la fosse globale 2010 et 2012 (Figure 35 et Figure 36) .....	63
Tableau 12 : Volumes différentiels en prenant le TLS du 29 juin 2012 comme fosse de référence.	67
Tableau 13 : Vecteurs déplacements pour le profil E1 .....	69
Tableau 14 : Vecteurs déplacements pour le profil E2 .....	69
Tableau 15 : Vecteurs déplacements pour le profil E3 .....	69
Tableau 16 : Vecteurs déplacements pour le profil E4 .....	69
Tableau 17 : Localisation et orientation du haut de la surface de la rupture à partir des MNT du 13 juillet 2012.....	72
Tableau 18 : Localisation et orientation du haut de la surface de la rupture à partir des MNT du 12 novembre 2012 .....	73
Tableau 19 : Paramètres géomécaniques initiaux.....	75
Tableau 20 : Propriétés géomécaniques du stérile [56].....	75
Tableau 21 : Intervalles de valeurs des paramètres géométriques.....	77
Tableau 22 : Paramètres géomécaniques de Hoek et Brown.....	79
Tableau 23 : Paramètres géomécaniques Mohr-Coulomb équivalents.....	81
Tableau 24 : Comparaison des résultats des facteurs de sécurité de Slide et de Talren.....	84
Tableau 25 : Comparaison du FOS et du SRF.....	91
Tableau 26 : Hauteurs d’eau datées pour l’analyse prospective en tenant compte d’une période hors gel de 5,5 mois (section II.3).....	93
Tableau 27 : Volume de la zone déplacé en 2012 et celui déterminé par l’analyse prospective ....	100
Tableau 28 : Suivi de la montée de la surface du plan d’eau noyant la fosse du gisement N-E .....	113
Tableau 29 : Suivi de la montée de la surface du plan d’eau noyant la fosse principale si le glissement n’avait pas eu lieu .....	113
Tableau 30 : Volumes unitaires par section en $m^3$ .....	115
Tableau 31: Ratio k entre les volumes apparus et les volumes disparus pour chaque section .....	117
Tableau 32 : Volume $V_{a-}$ et $V_{Ta+}$ calculés à l’aide du logiciel Polyworks, à partir des MNT .....	118
Tableau 33 : Sous-volumes en $m^3$ du modèle simplifié, mesurés avec Surpac .....	119
Tableau 34 : Volumes calibrés en $m^3$ .....	120
Tableau 35: Calcul du coefficient de foisonnement pour chaque section .....	121
Tableau 36 : Calculs d’erreur (%) sur les volumes ( $m^3$ ).....	121
Tableau 37 : Vitesse de montée de la surface du plan d’eau noyant la fosse principale .....	123
Tableau 38 : Vitesse de montée de la surface du plan d’eau noyant la fosse du gisement N-E ....	124
Tableau 39 : Volumes des fosses d’après le MNT du 13 juillet 2012.....	125
Tableau 40 : Temps de remplissage.....	126
Tableau 41 : Différentes altitudes d’eau pour l’analyse prospective.....	127
Tableau 42 : Vecteurs déplacements pour le profil E1 .....	133
Tableau 43 : Vecteurs déplacements pour le profil E2 .....	134
Tableau 44 : Vecteurs déplacements pour le profil E3 .....	135

Tableau 45 : Vecteurs déplacements pour le profil E4 .....	136
Tableau 46 : Paramètres géomécaniques et FOS pour déterminer les surfaces de rupture pour un massif drainé.....	137
Tableau 47 : Centre et rayon des surfaces de rupture circulaires .....	138

# INTRODUCTION

Il est très courant de réaliser une analyse de stabilité après la rupture d'une pente. Cette technique, appelée « rétro-analyse », est régulièrement utilisée sur les sites miniers pour estimer les propriétés d'une pente au moment de la rupture. L'objet de ce mémoire concerne la rupture de pente d'une fosse minière située dans la région de la Chaudière-Appalaches, au sud de la ville de Québec (Canada).

Cette région du Québec est historiquement liée au secteur minier. L'exploitation minière a débuté au début du XIX<sup>e</sup> s. [1] pour extraire de l'or, du cuivre, du chrome et surtout de l'amiante [2]. La fermeture de la mine d'amiante LAB Chrysotile, en 2011, clôt deux siècles d'activité minière dans la région. Néanmoins, cette longue histoire a parsemé la région de mines à ciel ouvert majoritairement transformées en lacs. LAB Chrysotile est d'ailleurs en cours de remplissage par la nappe phréatique depuis l'arrêt des pompages en 2011.

La mine LAB Chrysotile est localisée à proximité d'une route très fréquentée (la route 112) et de la ville de Black Lake. En 2010, un glissement circulaire s'est produit dans le mur drainé ouest de la mine. En 2011, la fin de l'activité a entraîné la fin des pompages et, par conséquent, la remontée de la nappe phréatique. Depuis, un glissement lent toujours actif s'est produit dans le mur est, entraînant l'effondrement d'un tronçon de la route 112. Alors que la remontée de la nappe n'en est qu'à son début, il est essentiel de suivre cette zone pour prévoir l'évolution naturelle à venir quant à la géométrie de la mine et son incidence sur les risques qui lui sont associés. Qu'advierait-il de la ville de Black Lake et du nouveau tracé de la route 112 en cas de rupture brutale d'un mur si la fosse est remplie d'eau ? C'est pour répondre à cette question que le suivi de la mine sur le long terme est essentiel. Ce document peut être défini comme une étude qui initie cette démarche et dont les résultats seront repris et affinés lors d'analyses futures.

Cette étude préliminaire repose sur deux atouts. Le premier est lié à l'utilisation de la technologie LASER pour le suivi du glissement. Le deuxième est d'avoir réalisé le suivi, avant et après le glissement. La combinaison de ces deux atouts a permis de créer des modèles numériques de terrain (MNT) et de reconstituer la chronologie du glissement numériquement. Ces données offrent la possibilité de modéliser le phénomène en 3D.

Cependant, avant de passer à cette étape, il est préférable de réaliser une étude préliminaire à partir de modèles 2D.

C'est dans cette optique que ce document s'inscrit. En effet, quatre profils de pente sont extraits des MNT, selon des plans perpendiculaires au pendage de la pente. La première étape consiste à reconstituer la géométrie du mur instable au cours de la période de suivi ; l'objectif principal est de quantifier le mouvement en définissant des vecteurs déplacements. Cette information a son intérêt pour vérifier la fiabilité des résultats de la modélisation qui concerne la deuxième étape du projet.

La partie modélisation est divisée en deux phases. La première consiste à appliquer la méthode des tranches (LEA) sur chaque profil pour déterminer :

- les propriétés géomécaniques des matériaux constituant le massif ;
- la géométrie de la surface de rupture la plus probable ;
- la ligne piézométrique au moment de la rupture.

La deuxième phase consiste à utiliser la méthode des éléments finis en utilisant les paramètres géomécaniques définis précédemment, pour vérifier si :

- la surface de rupture obtenue à l'aide des éléments finis est conforme à celle obtenue à l'aide de la méthode LEA ;
- le déplacement modélisé est conforme aux déplacements réels.

Les modèles calibrés sont ensuite utilisés pour réaliser une analyse prospective afin de connaître l'évolution du glissement dans les mois et années à venir. Cette étude se termine par une synthèse des résultats, ainsi qu'une discussion et un récapitulatif des points à améliorer pour la suite du suivi.

Avant de commencer l'étude, il est important de présenter le site et le contexte bibliographique sur les sujets tels que le LiDAR (*Ligth Detection and Ranging*), les techniques de suivi par numérisation, les types de glissements, la cinématique en mécanique des roches et les techniques utilisées pour la rétro-analyse numérique dans le domaine minier.

# I OBJECTIFS ET PROBLÉMATIQUE

## I.1 CONTEXTE

Une mine à ciel ouvert est une excavation réalisée depuis la surface pour exploiter une zone minéralisée à faible profondeur. L'excavation souterraine est un autre moyen d'extraction, mais la conception d'une mine à ciel ouvert est privilégiée si certaines conditions sont réunies. En effet, moins coûteuse qu'une mine souterraine en termes économiques, elle est plus rentable pour exploiter des zones minéralisées proches de la surface. La mine de Palabora en Afrique du Sud est un bon exemple pour donner un ordre de grandeur de la profondeur limite pouvant être atteinte par une mine à ciel ouvert. Détentrice du record mondial de profondeur des excavations à ciel ouvert réalisées par l'homme, elle atteint 762 m de profondeur pour un diamètre de 2 km [3]. Malgré un massif rocheux de très bonne qualité, qui explique un si petit diamètre pour une telle profondeur, l'exploitation de la mine de Palabora a atteint sa limite de rentabilité [4]. Pour cette raison, la compagnie Rio Tinto, propriétaire de cette mine, a décidé de continuer l'exploitation en réalisant une mine souterraine qui devient, pour le coup, plus rentable [4]. Le cas particulier de Palabora est également un bon exemple pour montrer que la raison économique détermine le type d'excavation pour extraire le minerai. En effet, l'objectif étant d'optimiser les profits, la rentabilité est un des éléments déterminants quant au choix du type d'excavation à réaliser ; le contexte social et environnemental l'est tout autant. Une fois le choix d'une mine à ciel ouvert effectué, l'objectif de rentabilité devient le facteur qui induit les modifications de la géométrie de l'excavation tout au long de la durée de vie de la mine.

La géométrie d'une mine à ciel ouvert est de forme conique, et les murs sont constitués de deux éléments : les gradins et la rampe (Figure 1) [5, 6]. La hauteur des gradins se détermine en fonction de la nature du roc et de l'équipement d'exploitation

utilisé (ex. : hauteur maximale pouvant être atteinte par les godets des pelles). La largeur des gradins a deux fonctions, celle de sécuriser le chantier en retenant les éboulis mineurs et celle d'augmenter l'angle inter-rampe pour une meilleure stabilité de pente. La rampe est la surface utilisée par les véhicules de chantier pour accéder au fond de la mine et acheminer le minerai à l'usine de traitement. Ces deux principaux éléments dimensionnent la pente de la mine. Il faut commencer par trouver l'angle de pente des gradins tel que le facteur de sécurité soit de 1,1 [5], puis l'angle inter-rampe tel que le facteur de sécurité soit compris entre 1,15 et 1,3 [5] (Figure 1). L'angle global (*overall slope angle*) peut être défini pour un facteur de sécurité compris entre 1,3 et 1,5 [5]. L'étude de stabilité s'effectue selon la valeur de ces facteurs de sécurité, dont le choix dépend du niveau de sécurité recherché et de la rentabilité économique du projet.

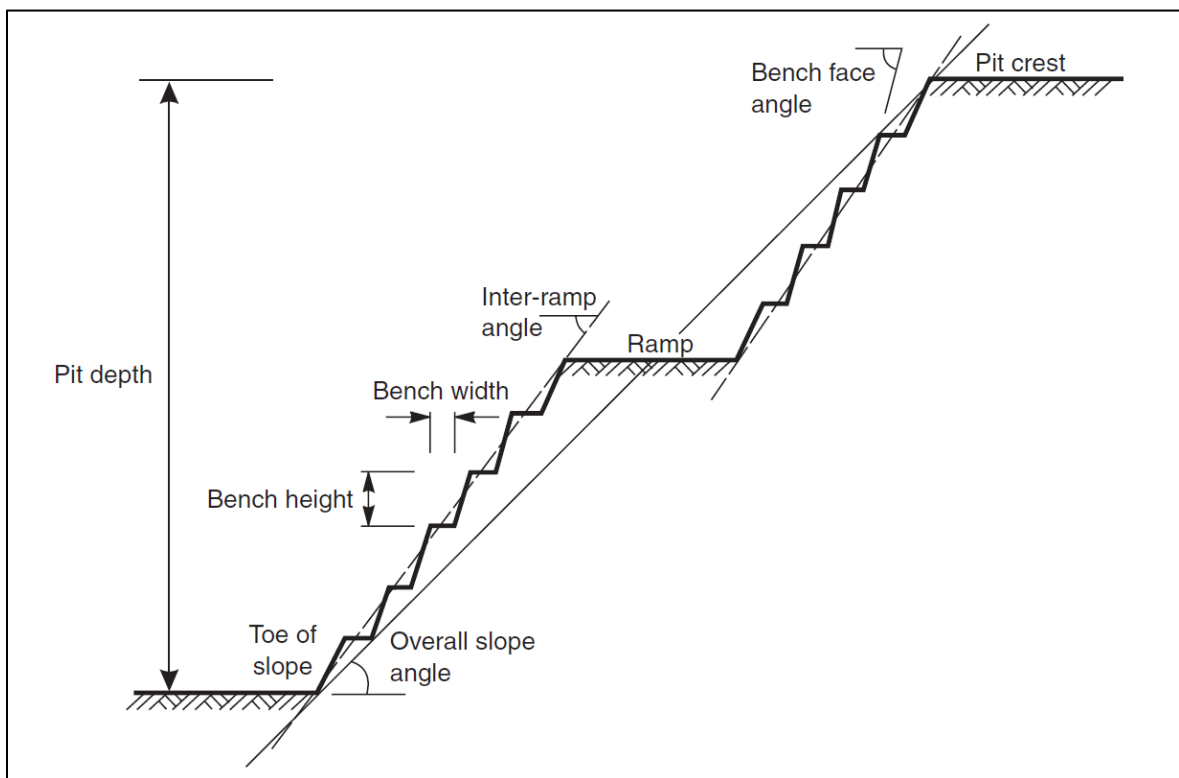


Figure 1 : Géométrie d'une mine à ciel ouvert [6]

À l'issue de cette étude de stabilité à trois niveaux (gradins, inter-rampe et pente globale), le paramètre économique devient déterminant. En effet, l'angle global doit être suffisamment élevé pour minimiser le volume de stérile qui recouvre la zone minéralisée, tout en assurant la stabilité des murs de la fosse. La recherche de l'angle global maximal est ainsi un compromis entre stabilité et rentabilité. Par conséquent, pour répondre à ces deux exigences, les pentes de la fosse sont conçues de manière à ce que le facteur de



sécurité reste dans un intervalle compris entre 1,3 et 1,5 [5]. Toute la complexité du problème réside dans cette optimisation. Pour atteindre cet objectif, il est essentiel de connaître au mieux la géologie, l'hydrologie, l'hydrogéologie et la structure géologique du site. Il faut également connaître les propriétés géomécaniques du roc intact ainsi que celles des discontinuités pour faire une étude à l'échelle du massif rocheux [5]. C'est en réalisant un modèle numérique, qui tient compte des informations citées précédemment, que l'angle global est calculé. Alors, il faut refaire une étude économique pour vérifier si la mine peut être rentable ou non.

La procédure telle qu'expliquée dans le paragraphe précédent est représentée par l'organigramme de la Figure 2. Cette démarche est la procédure conventionnelle adoptée par les compagnies minières pour déterminer si l'exploitation d'un site peut être rentable ou non. À l'issue de cette étude, la géométrie finale de la mine, dite « fosse ultime », est obtenue. Si la solution est économiquement rentable, les opérations d'exploitation sont lancées.

Les résultats de l'analyse préliminaire sont repris et affinés tout au long de la vie de la mine (Figure 2). Les pentes de la fosse peuvent être modifiées en fonction de l'amélioration des connaissances du site au cours de l'exploitation. En effet, le massif est surveillé en continu tout au long de la vie de la mine. Cette surveillance a pour but de détecter les déplacements qui peuvent se produire au cours de l'exploitation, l'intérêt étant de maintenir la viabilité du site pour des raisons de sécurité et d'ordre économique. Cette surveillance a également pour but d'assurer la sécurité des travailleurs.

Les données de cette surveillance sont exploitées par rétro-analyse, afin d'affiner l'analyse de la stabilité de la fosse. En effet, toutes les nouvelles informations concernant la géologie et les structures du massif, ainsi que celles liées aux déplacements, aux ruptures et à l'apparition de fractures de tension, permettent de préciser le modèle numérique. L'étude par rétro-analyse de chaque événement de ce type est essentielle pour sécuriser la zone d'exploitation et préserver la viabilité économique du projet. La rétro-analyse permet de préciser les propriétés géomécaniques du massif rocheux. Toute détection de déplacements informe que la zone en mouvement est à la limite de la rupture, c'est-à-dire que le facteur de sécurité est proche de 1. Cette information est importante pour calibrer un modèle numérique.

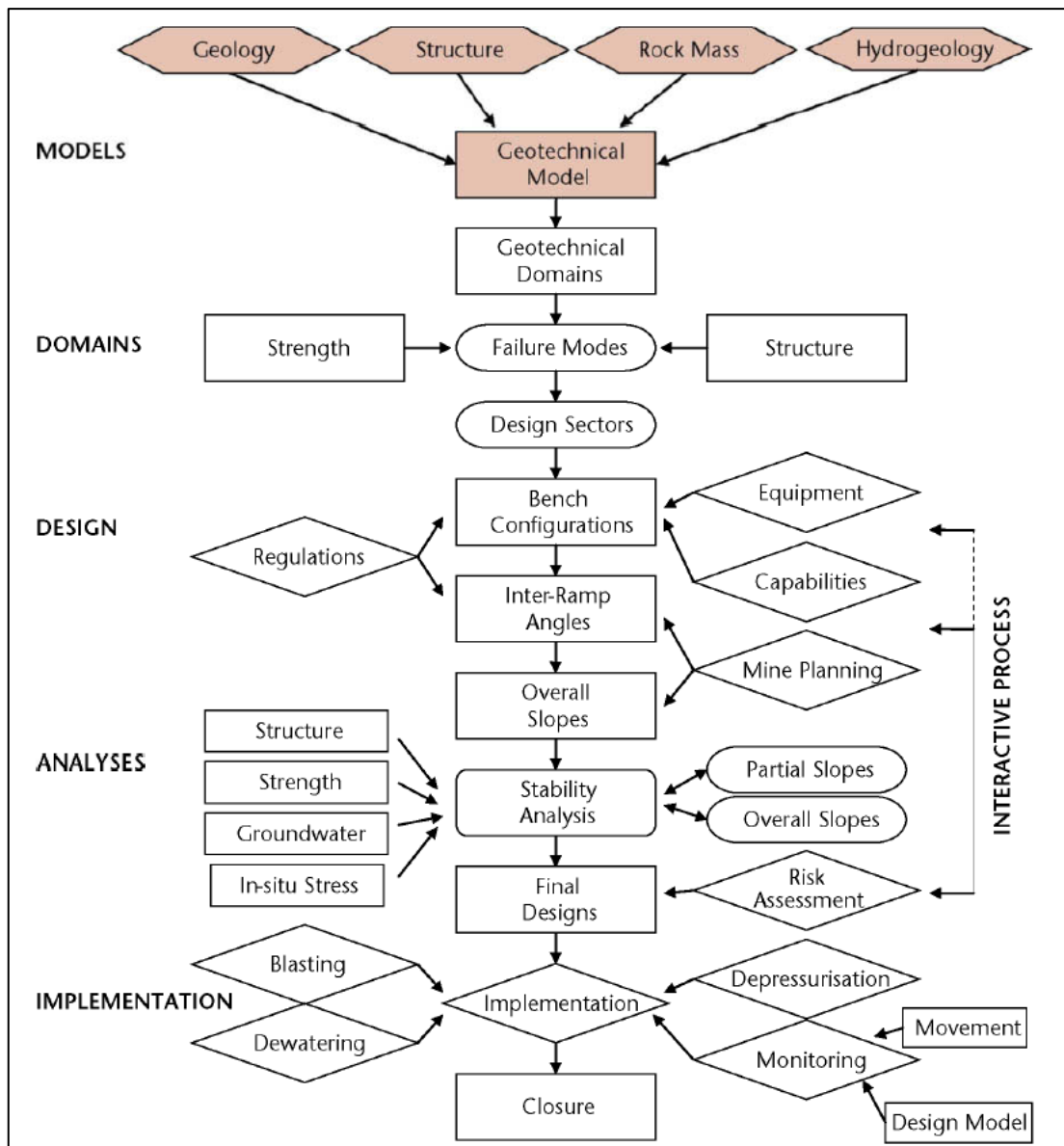


Figure 2 : Procédure pour définir la géométrie d'une pente [5]

## I.2 ÉTAT DE L'ART

L'objet de ce chapitre est d'introduire les concepts généraux de suivi et d'analyse de stabilité des pentes dans les mines à ciel ouvert. Le cas étudié concerne un glissement survenu dans le mur d'une mine à ciel ouvert. Son analyse repose sur un suivi utilisant la technologie LASER avec le LiDAR et sur le concept de rétro-analyse.

L'analyse bibliographique comporte cinq parties pour présenter les différents concepts qui ont été combinés pour l'étude du glissement de Black Lake. La première partie expose le principe des LiDAR terrestres et aéroportés, utilisés pour le suivi du

glissement. La deuxième partie concerne les techniques de suivi d'un massif par numérisation.

La troisième partie traite des glissements susceptibles de se produire dans un massif rocheux et de la méthode utilisée avec le LiDAR pour caractériser un massif rocheux. Cette étape amène à la quatrième partie qui a trait à la cinématique d'un glissement.

Enfin, dans la cinquième partie, le principe d'analyse de stabilité de pente, les méthodes numériques employées pour réaliser ce type d'analyse et le principe de rétro-analyse sont exposés.

### I.2.1 Principe du LiDAR

L'outil de mesure LiDAR utilise la technologie LASER pour numériser de larges surfaces. Deux méthodes de mesure [7] existent. La première consiste à mesurer le temps de vol (TOF) aller-retour d'une impulsion lumineuse. Des impulsions laser sont émises à intervalle régulier et le temps mis par l'impulsion pour faire le trajet aller-retour entre le LiDAR et la cible est mesuré par le détecteur du LiDAR (Figure 3). Le temps de parcours et la vitesse de la lumière étant connus, la distance entre le LiDAR et sa cible est calculée. Cette technique répétée des millions de fois permet d'obtenir un nuage de points. Cette méthode concerne essentiellement le LiDAR terrestre et les nuages de points sont nommés TLS (Terrestrial LiDAR Survey).

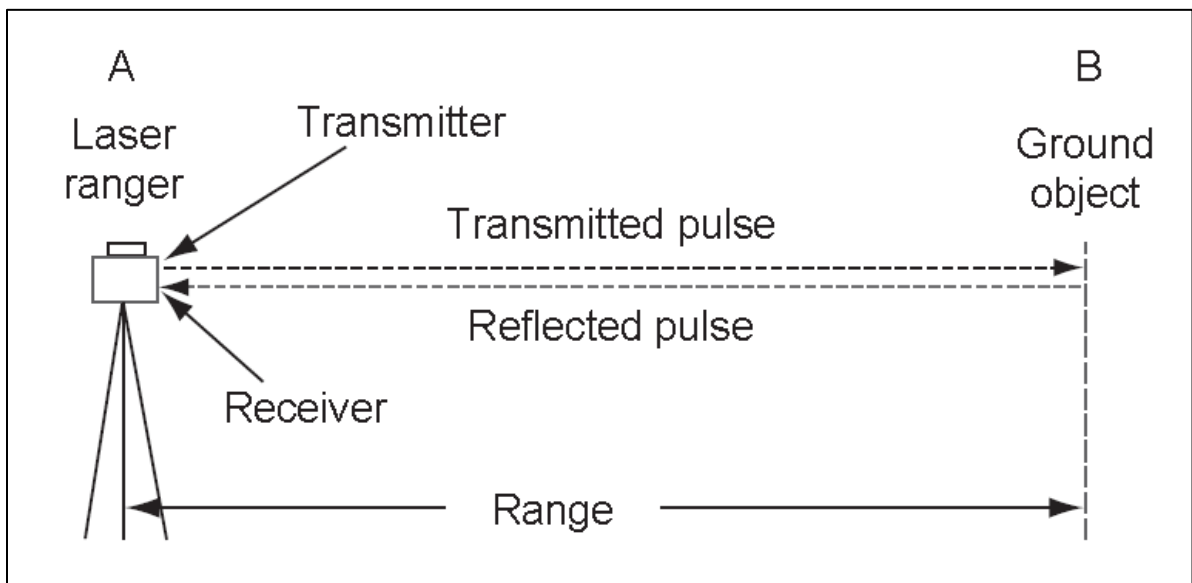


Figure 3 : Principe du LiDAR terrestre (TOF) [7]

La deuxième méthode consiste à émettre en continu des impulsions déphasées à fréquences multiples. Elles se distinguent à la réception par leur différence de phase et par leur fréquence propre. C'est la méthode dite « d'onde continue » (CW), laquelle concerne spécifiquement les LiDAR aéroportés [7] (Figure 4). Cette technique est plus rapide et permet d'obtenir un nuage de points nommé ALS (Airborn LiDAR Survey).

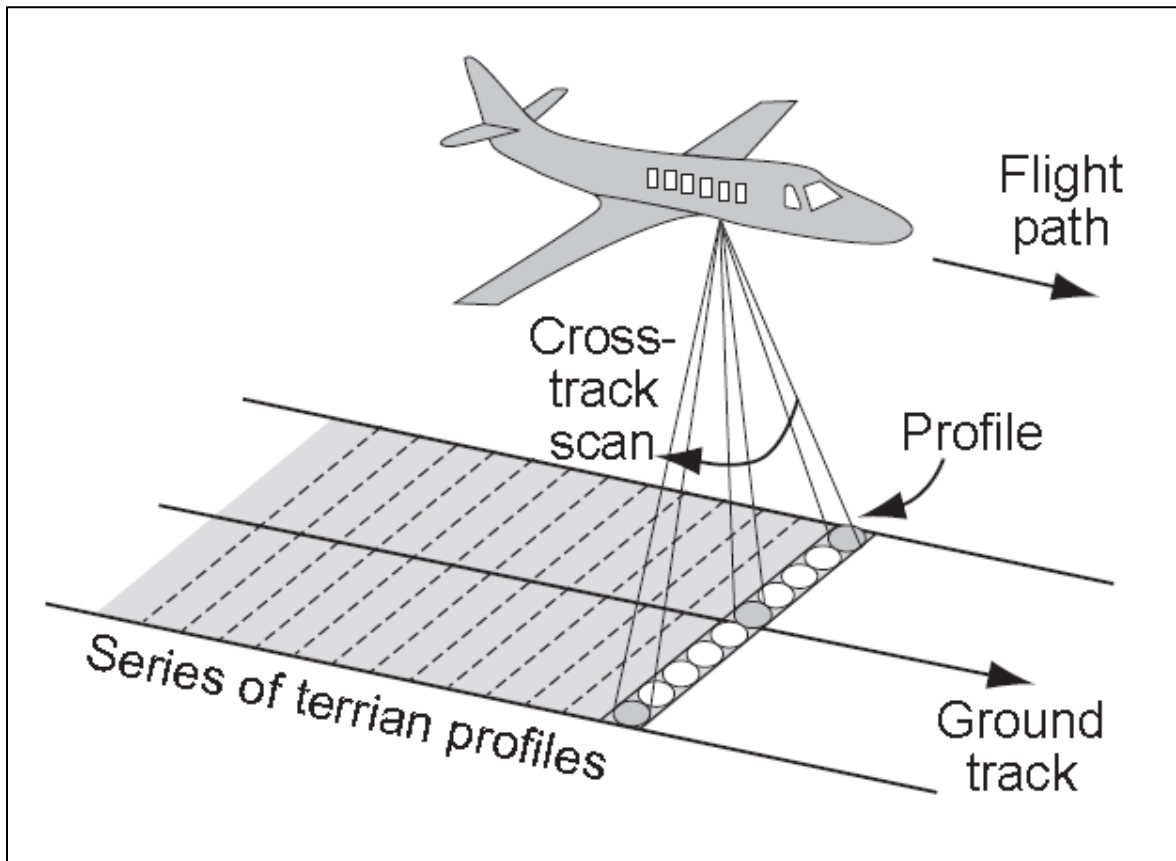


Figure 4 : Principe du LiDAR aéroporté (CW) [7]

Les MNT sont obtenus à partir des TLS et/ou ALS en utilisant des logiciels de traitement 3D. La puissance des ordinateurs a son importance pour un traitement efficace, compte tenu du nombre de données à traiter.

### **I.2.2 Techniques de numérisation d'un massif**

L'avantage du LiDAR est de calculer les distances très précisément en mesurant le temps de vol aller-retour d'une impulsion LASER [8] entre la position du LiDAR et chaque point du massif. De plus, si un massif est numérisé depuis trois positions géolocalisées, la géolocalisation du MNT est implicite. Un des principaux inconvénients du LiDAR est de perdre de son efficacité en temps de pluie et de neige : la résolution est

moindre si l'atmosphère est humide. De plus, le coefficient de réflectivité de la cible doit être pris en compte pour optimiser la distance entre la position du LiDAR et la cible [9]. Par exemple, la numérisation d'une surface asphaltée granuleuse, dont le coefficient de réflectivité est de 17 sur une échelle de 1 à 100 [9], ne fournit pas un bon résultat si la position du LiDAR est trop éloignée de la surface asphaltée. Il faut donc s'en rapprocher, réduisant du même coup la surface balayée par l'outil. Un massif humide, mouillé ou couvert d'eau altère la définition du MNT, alors qu'une surface sèche optimise la mesure. Il faut également tenir compte des zones non atteignables par le faisceau lumineux. Ces zones sont appelées « zones d'ombre ». Plusieurs positionnements du LIDAR terrestre sont parfois nécessaires pour pallier ces inconvénients.

Si le LiDAR aéroporté a l'avantage de balayer de grandes surfaces et de pouvoir interpréter les étendues d'eau (ce qui n'est pas le cas du LiDAR terrestre), sa position ne peut pas être modifiée pour pallier le problème des zones d'ombre. En combinant les ALS et les TLS, il est possible de rendre la procédure de mesure efficace. Il est possible de numériser la zone d'étude avec le LiDAR terrestre et de l'intégrer à un MNT tel que celui issu d'un ALS, qui couvre une plus grande surface. Le résultat final produit un MNT qui rend parfaitement compte du relief de la zone d'étude. Cette procédure a été utilisée pour réaliser la succession des MNT du glissement du mur ouest [10] de la mine LAB Chrysotile.

Une autre technique existe pour réaliser des MNT : la photogrammétrie. Avec l'avènement de la photographie numérique haute définition, cette technique s'est beaucoup améliorée. Son effet 3D associé aux logiciels de traitement d'images très performants permet de créer des MNT [11] précis. L'inconvénient de cette méthode est de devoir procéder à la géolocalisation de quelques points du MNT. L'utilisation de prismes est souhaitable, ce qui peut être complexe dans le contexte de surveillance d'un glissement actif, comme dans le cas d'étude qui fait l'objet de ce mémoire.

Finalement, la combinaison de plusieurs méthodes numériques est conseillée pour pallier les inconvénients des uns, par les avantages des autres. L'utilisation de la photogrammétrie et du LiDAR est la combinaison parfaite [12].

### I.2.3 Type de glissements et techniques d'étude de la fracturation

Dans un massif rocheux, quatre types de glissements sont observés : glissement circulaire, glissement planaire, glissement dièdre ou de basculement (Figure 5) [13]. Ces ruptures sont généralement très rapides. L'analyse de ces types de glissements passe par la caractérisation de la fracturation.

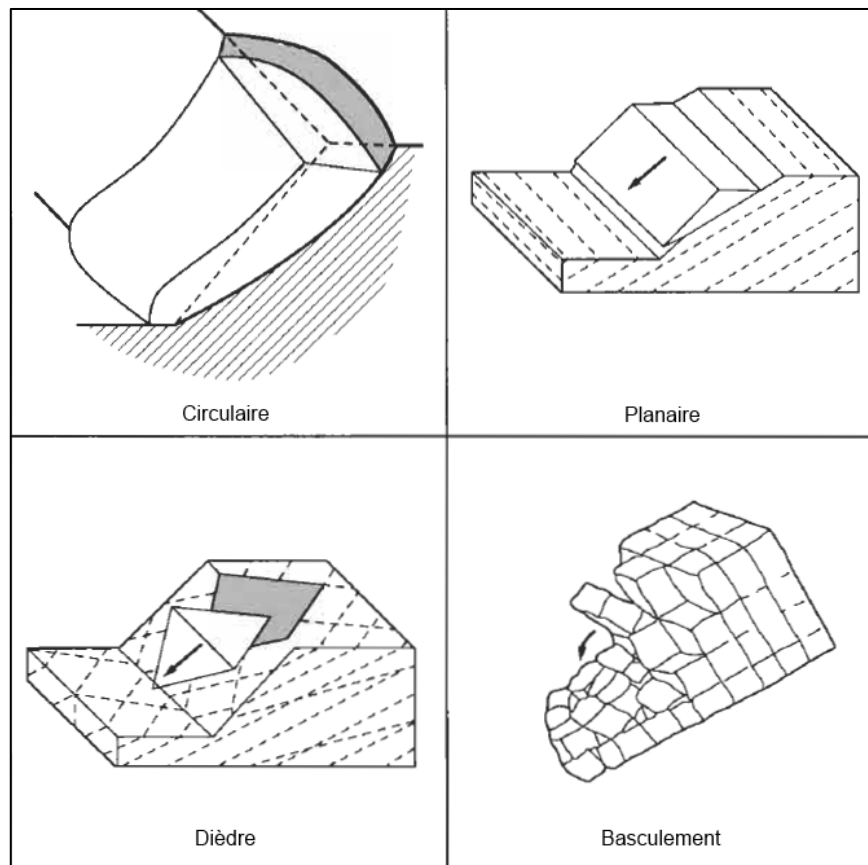


Figure 5 : Les quatre mécanismes de base d'instabilité des massifs rocheux [13]

Conventionnellement, les familles de discontinuités sont déterminées par des techniques de mesure manuelle sur le terrain ou en utilisant des échantillons de forages orientés. Ces deux approches combinées permettent de mesurer la direction des pendages, le pendage, la fréquence et la persistance des familles principales de discontinuités [6].

Le LiDAR permet également de caractériser un massif rocheux [14]. En effet, les logiciels de traitement des nuages de points sont suffisamment puissants pour déterminer automatiquement la normale des plans de discontinuité d'un massif et d'en extraire l'orientation des familles principales. Cette technique s'applique très bien pour les massifs au relief très contrasté, c'est-à-dire faisant ressortir nettement les plans de discontinuité. La

détection automatique atteint ses limites lorsque la surface du massif ne fait pas suffisamment ressortir les plans de discontinuité. Dans ce cas, il est préférable d'utiliser les méthodes conventionnelles. Il est cependant possible de définir les plans de fracturation à partir d'un MNT, même pour une pente sans relief, par la technique numérique. La condition est de travailler sur un nuage de points adéquat. Autrement dit, le travail de caractérisation d'un massif rocheux sans relief est réalisable avec les techniques numériques, si un bon compromis a été fait entre la densité du nuage de points et la surface couverte. Cette dernière doit avoir une taille adéquate par rapport aux discontinuités et le nuage de points doit être suffisamment dense pour faire ressortir la fracturation ; la conséquence est un traitement lourd en données et un long temps de traitement.

La technique de caractérisation d'un massif rocheux à l'aide de la photogrammétrie [11] est semblable à celle du LiDAR, excepté qu'il faut parler de résolution d'image plutôt que de densité du nuage de points.

De nombreux articles traitent de cas réels de glissements pour l'étude desquels des techniques numériques ont été employées. Le point commun des cas étudiés dans ces articles est que le glissement se produit le long d'un ou de plusieurs plans de fracturation [14-28]. Tous ces cas d'études montrent que ces techniques sont efficaces pour des glissements de type planaires, dièdres ou pour des basculements.

Concernant les glissements circulaires, plusieurs conditions doivent être réunies pour qu'ils se produisent. Elles concernent l'effet d'échelle, l'angle de la pente, la fracturation et les propriétés géomécaniques du roc intact. Une analyse très poussée n'est pas utile pour démontrer qu'un glissement de type circulaire peut se produire dans un massif très fracturé. Inversement, dans le cas d'une fracturation faible à l'échelle du massif, il est essentiel de connaître les propriétés géomécaniques du roc intact. Dans le cas où les conditions sont réunies pour qu'une rupture soit de type circulaire [10], il existe des méthodes empiriques permettant d'associer le massif à un continuum. Ces méthodes reposent sur des critères de rupture ajustés avec des paramètres empiriques qui qualifient le massif (ex. : Mohr Coulomb et Hoek et Brown généralisé) [6]. Un massif rocheux peut donc être associé à un continuum si le critère de rupture est bien calibré.

Les critères de rupture empiriques tiennent compte du fait que la rupture s'effectue le long d'une surface curviligne (circulaire pour les massifs très fracturés) dont la géométrie est une combinaison de plans de discontinuité et de plans de rupture du roc

intact. La surface de rupture trouve un chemin privilégié au travers du massif le long des discontinuités et des blocs cisailés [13].

#### **I.2.4 Surveillance d'un massif**

Concernant le domaine minier, deux méthodes sont utilisées couramment pour la surveillance d'un massif : l'arpentage et l'utilisation des prismes.

La technique d'arpentage consiste à localiser des points par rapport aux cibles références géoréférencées. La méthode des prismes consiste à en sceller un certain nombre dans le massif et à les géolocaliser périodiquement par GPS. Quelle que soit la méthode employée, l'objectif est de comparer la position des points ou des prismes entre deux dates. Une différence de positionnement permet de détecter les déplacements. Le massif ne pouvant pas être surveillé point par point, la pertinence de ces méthodes repose sur le choix des points à surveiller. Par conséquent, l'observation et l'expérience jouent un grand rôle dans le choix des points à localiser et l'emplacement des prismes.

Les nouvelles technologies telles que la photogrammétrie et le LiDAR permettent de faire un suivi quantitatif d'un massif [15, 29-32]. Le but est de réaliser des MNT espacés dans le temps et de les comparer les uns par rapport aux autres. Le moindre différentiel entre deux MNT est détecté et quantifiable en tant que volume positif ou volume négatif (cette notion est développée en section III.1).

Dans le cas d'un glissement lent, il existe des algorithmes pour générer les vecteurs déplacements automatiquement [33, 34]. En revanche, les déplacements doivent être petits pour que l'algorithme puisse identifier les points d'un MNT à l'autre [33, 34]. Cette approche est pertinente dans une démarche d'analyse prospective d'instabilité, car elle permet de quantifier précisément l'accélération d'une zone instable.

Dans le cas d'un glissement rapide, la succession de MNT va permettre d'étudier le glissement en s'appuyant sur le déplacement réel du massif. Les études sur le sujet [15, 30-32] concernent des cas réels ante- ou post-glissement. Il est très rare d'obtenir des MNT enregistrés avant et après le glissement.

En se reportant à la procédure présentée en Figure 2, l'étape de surveillance est celle suivie pour réaliser cette étude. Alors que la surveillance d'un massif s'effectue conventionnellement pour prévenir d'un glissement potentiel, elle peut également être utilisée pour étudier un glissement qui s'est déjà produit [35]. En effectuant un



enregistrement LiDAR périodique, le but est de mieux comprendre les raisons qui ont provoqué la rupture [10] et de prévoir son évolution en s'appuyant sur les mesures LiDAR. C'est dans ce contexte que l'étude du glissement du mur est de la mine LAB Chrysotile (Figure 6) s'inscrit.



Figure 6 : Photo du mur est (a) avant le glissement (11 juillet 2012) et (b) après glissement (2 août 2012)

## I.2.5 Analyse de stabilité des pentes

### I.2.5.1 Généralités

Il existe plusieurs méthodes numériques pour modéliser le comportement d'un massif rocheux [36]. La plus éprouvée est la méthode LEA, qui utilise des critères de rupture pour assimiler le massif à un continuum [6, 35]. Elle existe depuis 40 ans et a été perfectionnée avec l'avènement de l'informatique. Elle permet de calculer le facteur de sécurité (FOS) d'une pente [37-40] sur des modèles plus complexes et plus précisément qu'auparavant.

Une méthode plus récente est également très utilisée pour analyser la stabilité des pentes. Elle combine la méthode des éléments finis (FE) et la diminution des contraintes de cisaillement (*Shear Strength Reduction*) [41-43], c'est la méthode SSR-FE. Elle s'applique également à un massif qui peut être assimilé à un continuum auquel est appliqué un critère de rupture. Outre le fait que cette méthode reprend tous les avantages de la méthode LEA, elle permet également d'obtenir [44] la représentation de la déformation du massif, la distribution des contraintes, les vecteurs déplacements, etc.

Les logiciels intégrant la méthode FE-SSR permettent d'ajouter des réseaux de joints (*Discrete Fracture Network*) au modèle pour s'approcher au plus près de la réalité si

le critère de rupture choisi n'intègre pas de paramètre empirique qui qualifie la fracturation du massif (ex. Mohr-Coulomb). Cette méthode est appelée « SSR-DFN-FE » [45-48].

D'autres méthodes numériques existent. L'une d'elles est la méthode de calcul par éléments distincts (DEM), où chaque bloc du massif, considéré rigide, est reconstitué pour élaborer le modèle [27, 49]. Ces blocs sont caractérisés par les propriétés géomécaniques du roc intact. De plus, l'interaction entre chaque élément du massif doit être prise en compte, d'où l'importance de connaître les propriétés géomécaniques des fractures. Cette méthode permet de calculer les moments des éléments rigides et de déterminer les déplacements de chacun des blocs par rapport aux autres. L'effet global permet d'obtenir le comportement du massif lorsque chaque élément qui le constitue est supposé rigide.

Une autre méthode, dite « hybride », combine les avantages du traitement par éléments finis avec ceux des éléments distincts. Elle se nomme « DEM-FE » [49-52] et permet de considérer que les blocs constituant le massif ne sont plus rigides, mais subissent des déformations. Le but est de respecter les mécanismes physiques réels permettant de réaliser un modèle s'approchant au plus près du comportement réel. Évidemment, le modèle parfait n'existe pas. Toutefois, les méthodes DEM et DEM-FE ont le mérite de tenter de le faire. Cependant, la prise en compte de la fracturation du massif et des hypothèses sur les propriétés géomécaniques pour chacun des blocs nécessitent un temps conséquent pour l'élaboration du modèle.

D'autres méthodes existent [53], mais elles ne sont pas développées dans ce document, car seules les méthodes LEA, FE et SSR-FE sont utilisées dans le cadre de cette étude. Il est à noter que le choix d'utiliser ces trois méthodes s'explique par le fait qu'il est raisonnable d'utiliser une représentation continue du massif étudié.

#### I.2.5.2 Critères de rupture

Pour ce cas d'étude, le critère de rupture d'Hoek et Brown généralisé et celui de Mohr-Coulomb sont utilisés. Le premier critère de rupture utilisé pour cette étude est celui de Mohr-Coulomb. Très approprié pour les sols ou les massifs très fragmentés, il est appliqué aux haldes de stérile qui surplombent le mur est de la mine sur une hauteur moyenne de 140 m. Le critère de rupture de Mohr-Coulomb est formulé comme suit [6, 54] :

$$\tau = c' + \sigma \times \tan \varphi' \quad (I.1)$$

Avec  $c'$  la cohésion et  $\varphi'$  l'angle de friction du matériau à l'échelle du massif.

La formulation du critère de rupture Hoek et Brown généralisé [6] est la suivante :

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} \left( m_b \frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a \quad (I.2)$$

Avec  $\sigma'_1$  et  $\sigma'_3$  les contraintes verticales et horizontales,  $\sigma_{ci}$  la résistance maximale en compression uniaxiale du roc intact obtenue en laboratoire avec le test UCS. Puis les paramètres  $m_b$ ,  $s$  et  $a$  du critère Hoek et Brown généralisé (I.2) déterminés de la manière suivante [6, 54] :

$$m_b = m_i e^{\left(\frac{GSI-100}{28-14D}\right)} \quad (I.3)$$

$$s = e^{\left(\frac{GSI-100}{9-3D}\right)} \quad (I.4)$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left( e^{-\frac{GSI}{15}} - e^{-\frac{20}{3}} \right) \quad (I.5)$$

où le GSI [6, 54] est un paramètre empirique qualifiant le massif.

$D$  est le facteur de perturbation (*Disturbance factor*) [6]. Il permet d'ajuster les paramètres du critère de rupture en tenant compte des dommages produits dans le massif par la technique d'exploitation employée. Il prend la valeur 0,7 pour une exploitation mécanique et 1 pour une exploitation à l'explosif [6]. La mine de Black Lake ayant été exploitée par dynamitage,  $D$  prend la valeur 1.

Le système d'évaluation du massif utilisé pour cette étude est le MRMR (*Mining Rock Mass Rating*). Ce système prend la valeur du RMR et l'ajuste en tenant compte des contraintes *in situ* et induites du contexte minier, telles que les changements de contraintes liés aux effets du dynamitage et aux intempéries [55]. Les valeurs du MRMR datant de 1978, reposent sur le calcul du  $RMR_{76}$  [56]. D'après la littérature, il convient de poser que le GSI est égal au  $RMR_{76}$ . Pour la suite de l'étude, le GSI est considéré équivalent au MRMR.

Pour calculer le paramètre  $m_b$ , il faut connaître  $m_i$  [6, 57]. Cette constante, dépendant de la nature de la roche, reflète les caractéristiques de friction des grains et des composants minéraux du roc intact. Il se mesure à l'aide d'essais triaxiaux et correspond à

la pente de la zone linéaire de la courbe  $\sigma_1'$  vs.  $\sigma_3'$ . Selon les recommandations de l'AFTES [57], le paramètre  $m_i$  peut être assimilé à l'indice de fragilité (ratio entre la résistance en compression uniaxiale et la résistance en tension du roc intact :  $\frac{\sigma_{ci}}{\sigma_t}$ ).

Comme le module d'Young n'a pas pu être mesuré sur des échantillons réels, il est estimé à l'aide des relations proposées par Hoek [54] :

$$\text{Si } \sigma_{ci} \leq 100 \text{ MPa} \quad E_m(\text{GPa}) = \left(1 - \frac{D}{2}\right) \sqrt{\frac{\sigma_{ci}}{100}} \cdot 10^{\left(\frac{GSI-10}{40}\right)} \quad (\text{I.6})$$

$$\text{Si } \sigma_{ci} > 100 \text{ MPa} \quad E_m(\text{GPa}) = \left(1 - \frac{D}{2}\right) \cdot 10^{\left(\frac{GSI-10}{40}\right)} \quad (\text{I.7})$$

Il faut noter qu'un des rapports fournis par le bureau d'étude LAB Chrysotile fait état de la rétro-analyse d'un glissement survenu dans le mur sud-ouest de la mine LAB Chrysotile en décembre 1993 [58]. Le critère utilisé est celui de Hoek et Brown.

### I.2.5.3 Analyse par la méthode des tranches (LEA) : Janbu simplifié (logiciel slide)

La méthode Janbu simplifié est une méthode des tranches [6] adaptée aux glissements dont la surface de rupture ne décrit pas un arc de cercle parfait. Elle consiste à diviser en tranches le volume du glissement et à calculer les forces motrices et résistantes de chacune d'elles pour obtenir le facteur de sécurité FOS.

La méthode des tranches s'effectue uniquement avec le critère de rupture de Mohr-Coulomb [6, 54]. Il est toutefois possible d'utiliser les paramètres Hoek et Brown généralisé pour calculer le FOS par le biais de la méthode LEA. En effet, il suffit d'établir un couple  $(c', \varphi')$  équivalents [6, 54] en utilisant les formules proposées par Hoek. Finalement, un critère de rupture Mohr-Coulomb est défini en fonction des paramètres Hoek et Brown généralisé (Figure 7).

En fait, les couples  $(c', \varphi')$  équivalents sont calculés en fonction des critères empiriques Hoek et Brown pour chaque tranche (Figure 7). Puis, en utilisant la formule du FOS (noté FS sur la Figure 7), le logiciel fait converger les FOS de part et d'autre de l'égalité. Lorsque les deux FOS ont convergé, le résultat donne le FOS de la pente. C'est de cette manière que l'analyse LEA est effectuée par la méthode de Janbu simplifié [37].

Il existe également la méthode Bishop simplifié [6] qui s'articule de la même manière, mais en passant directement par le critère de Mohr-Coulomb. Son utilisation

concerne les ruptures parfaitement circulaires et est associée aux haldes de stérile pour l'analyse de stabilité.

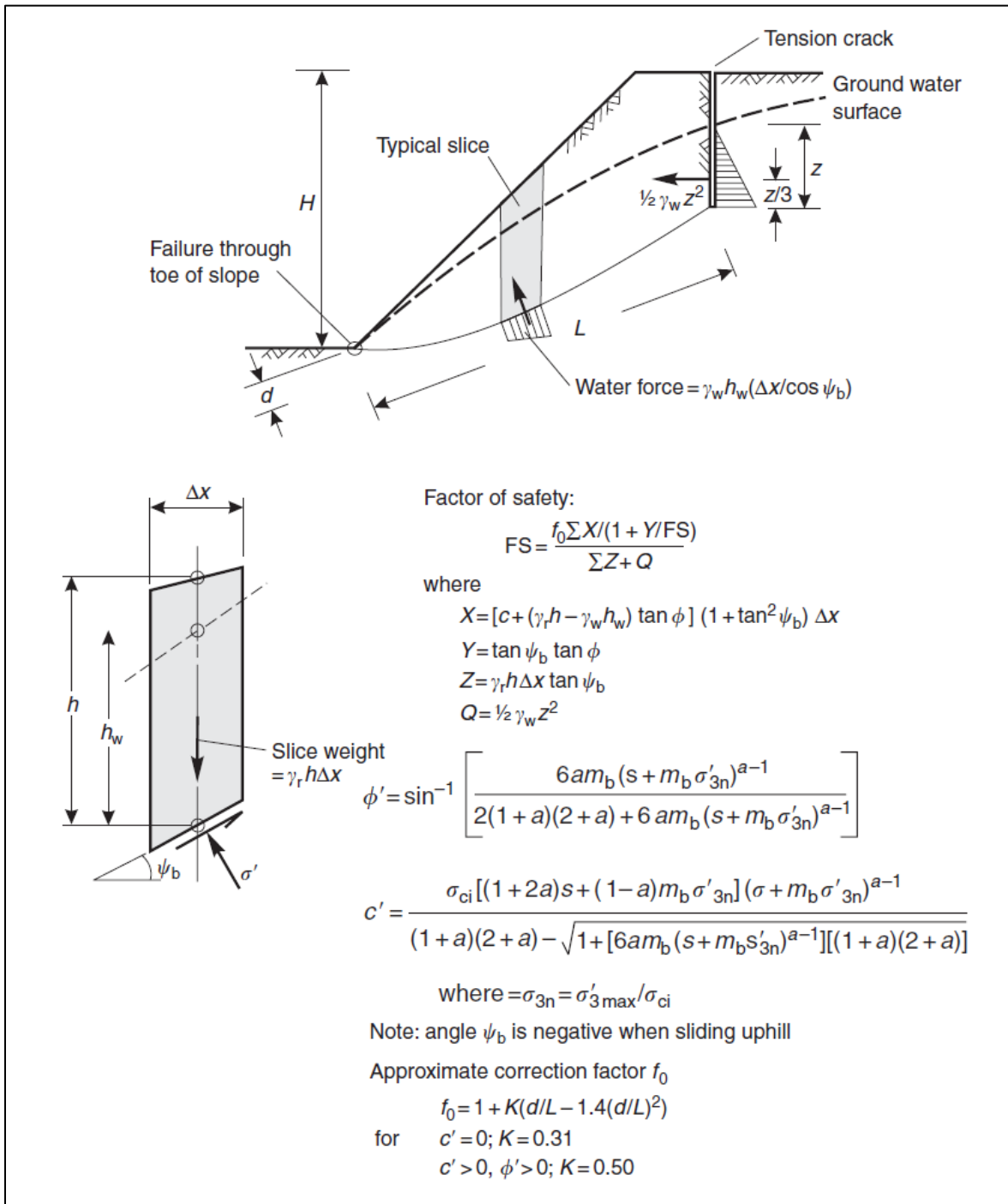


Figure 7 : Méthode d'analyse LEA Janbu simplifié avec le critère de rupture de Mohr-Coulomb (tiré de [6])

#### I.2.5.4 Analyse par la méthode SSR-FE (logiciel phase2)

La méthode SSR-FE consiste d'abord à réaliser un maillage du massif en imposant les conditions aux limites, c'est-à-dire à sélectionner les surfaces qui ne subissent pas de déplacements. À partir de là, le programme calcule les contraintes  $\sigma_1'$  et  $\sigma_3'$  en fonction des propriétés géomécaniques et du critère de rupture associé à chaque matériau. Une fois cette étape terminée, les déformations des éléments du maillage sont calculées en fonction de la contrainte normale ( $\sigma_n'$ ) et celle de cisaillement ( $\tau'$ ) calculée à partir de  $\sigma_1'$  et  $\sigma_3'$ . Le résultat permet de restituer, entre autres, la déformation du massif pour un modèle donné.

Cette méthode permet également d'itérer la procédure décrite dans le paragraphe précédent, pour trouver le SRF limite vers lequel le modèle converge. Plus précisément, la technique consiste à faire converger deux relations en faisant varier le SRF (autre terme pour FOS). Tant que la relation n'a pas convergé, la valeur est soit diminuée, soit augmentée. La convergence permet d'obtenir le SRF de la pente.

Concernant le critère de Mohr-Coulomb, la relation (I.8) est celle qui permet de calculer le SRF par itération [40, 41, 43].

$$\frac{c'}{\text{SRF}} + \frac{\tan \varphi'}{\text{SRF}} = c^* + \tan \varphi^* \quad (\text{I.8})$$

Avec  $c^* = \frac{c'}{\text{SRF}}$  et  $\varphi^* = \frac{\tan \varphi'}{\text{SRF}}$ , les paramètres factorisés de Mohr-Coulomb

À chaque itération, le couple de paramètres factorisés de Mohr-Coulomb ( $c^*$ ,  $\varphi^*$ ) est estimé et remplace le couple ( $c'$ ,  $\varphi'$ ) pour l'itération suivante. Cette opération est itérée jusqu'à l'obtention d'une égalité entre les couples ( $c'$ ,  $\varphi'$ ) et ( $c^*$ ,  $\varphi^*$ ) avec une tolérance de 0,001.

Concernant le critère Hoek et Brown généralisé, la technique reste la même avec une relation différente (I.9) [40] :

$$(\sigma_1' - \sigma_3') \frac{\sqrt{1 + a m_b \left[ m_b \frac{\sigma_3'}{\sigma_{ci}'} + s \right]^{-1}}}{2 + a m_b \left[ m_b \frac{\sigma_3'}{\sigma_{ci}'} + s \right]^{-1}} \frac{1}{\text{SRF}} = (\sigma_1' - \sigma_3') \frac{\sqrt{1 + a^* m_b^* \left[ m_b^* \frac{\sigma_3'}{\sigma_{ci}^*} + s^* \right]^{-1}}}{2 + a^* m_b^* \left[ m_b^* \frac{\sigma_3'}{\sigma_{ci}^*} + s^* \right]^{-1}} \quad (\text{I.9})$$

À la différence de la relation (I.8), les paramètres factorisés Hoek et Brown ( $\sigma_{ci}^*$ ,  $m_b^*$ ,  $s^*$  et  $a^*$ ) sont deux fois plus nombreux et donc plus difficiles à estimer lors d'une approche probabiliste [40].

#### I.2.5.5 Principe de la rétro-analyse

La rétro-analyse consiste à utiliser les méthodes d'analyse de stabilité des pentes en utilisant les informations fournies par une instabilité réelle du massif. Dans le cas d'une pente, si un glissement se produit, le facteur de sécurité peut être estimé aux alentours de 1 au moment de la rupture (l'intervalle de valeurs compris entre 0,9 et 1,1 est communément utilisé). C'est en s'appuyant sur cette condition nécessaire et suffisante que le principe de rétro-analyse repose pour étudier le comportement d'un massif.

Alors que la finalité d'une analyse de stabilité de pente est d'assurer un facteur de sécurité suffisamment élevé pour minimiser les ruptures, celle de la rétro analyse est de définir les propriétés et le comportement d'un massif à partir d'une rupture effective. Le but est donc de trouver les paramètres géomécaniques du massif permettant de valider les critères de rupture (relations (I.8) et (I.9)) pour un facteur de sécurité (FOS ou SRF) égal à 1.

### I.3 HISTORIQUE DU GLISSEMENT

L'objet de ce mémoire concerne l'étude d'un glissement actif dans le mur est de la mine d'amiante LAB Chrysotile à Black Lake. Le 11 août 2009 survient un glissement localisé dans le mur est. Cette rupture de 60 m de longueur et 90 m de hauteur entraîne une portion de la route 112 [59], dont le tracé suit le contour est de la fosse (Figure 8). À la suite de cet événement, la route est fermée par le MTQ et son tracé redéfini en dehors de la zone à risque. Il est décalé de plusieurs mètres vers l'est. Ce nouveau tracé, appelé chemin temporaire [59], est réalisé au cours de la période hivernale 2009-2010 et achevé en juin 2010 [59].

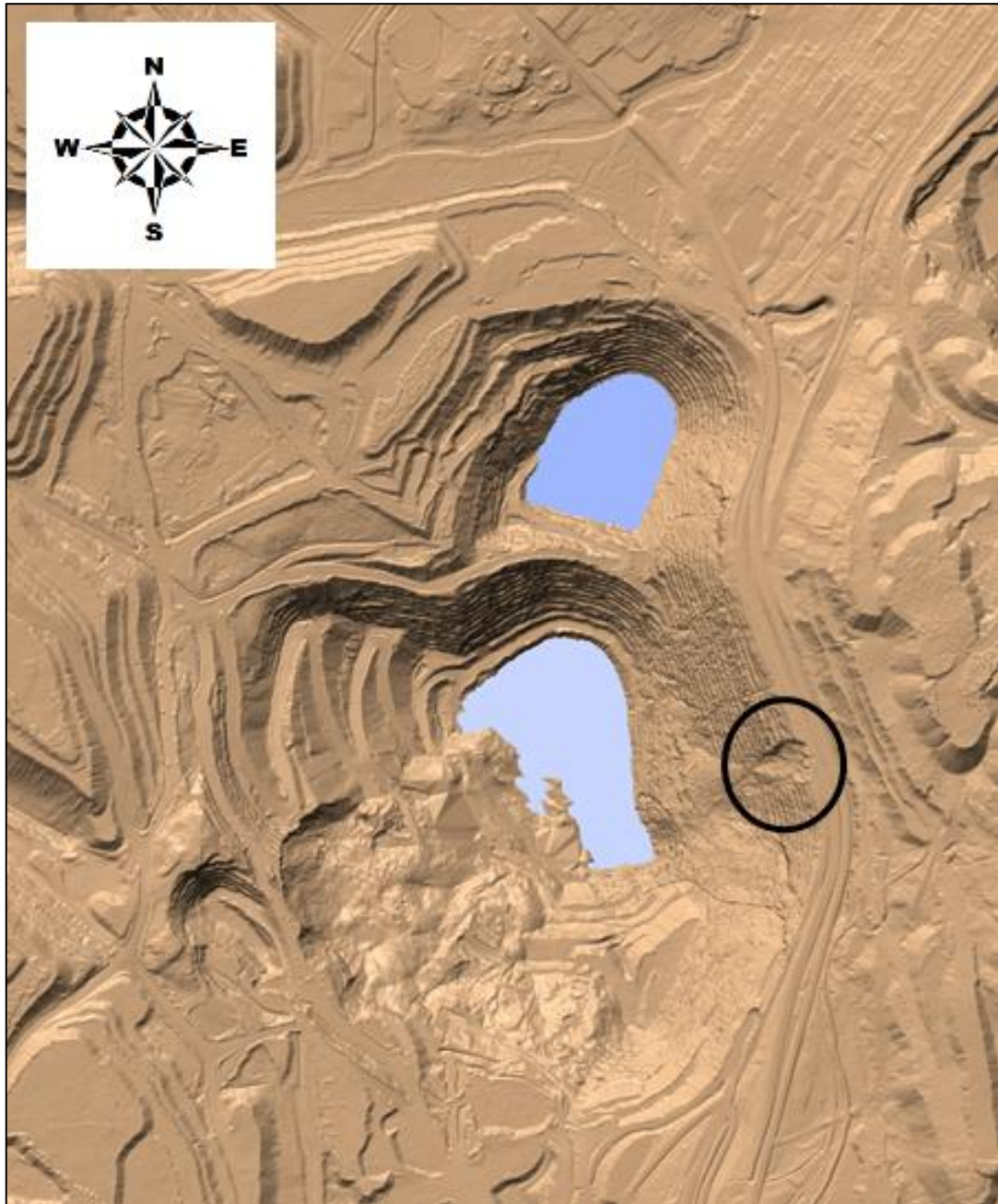


Figure 8 : Rupture d'août 2009 dans le mur est de la mine LAB Chrysotile à Black Lake

Suite à la rupture d'août 2009, le secteur est mis sous surveillance par le MTQ, qui détecte de nouvelles déformations de la chaussée du chemin temporaire après la fonte printanière [60] et les fortes précipitations du mois de mai 2009. Entre le 19 mai et le 31 mai 2011, les déformations s'amplifient. Suite à ce constat, le MTQ prend la décision de fermer définitivement la route 112 à la circulation [60].

L'élargissement des fissures sur la chaussée du chemin temporaire s'amplifie au printemps 2012 et, le 6 juillet 2012, les mouvements s'accélèrent. Le glissement survient le



12 juillet 2012 emportant un tronçon de plus de 500 m de long de la route 112 (Figure 6 et Figure 9).

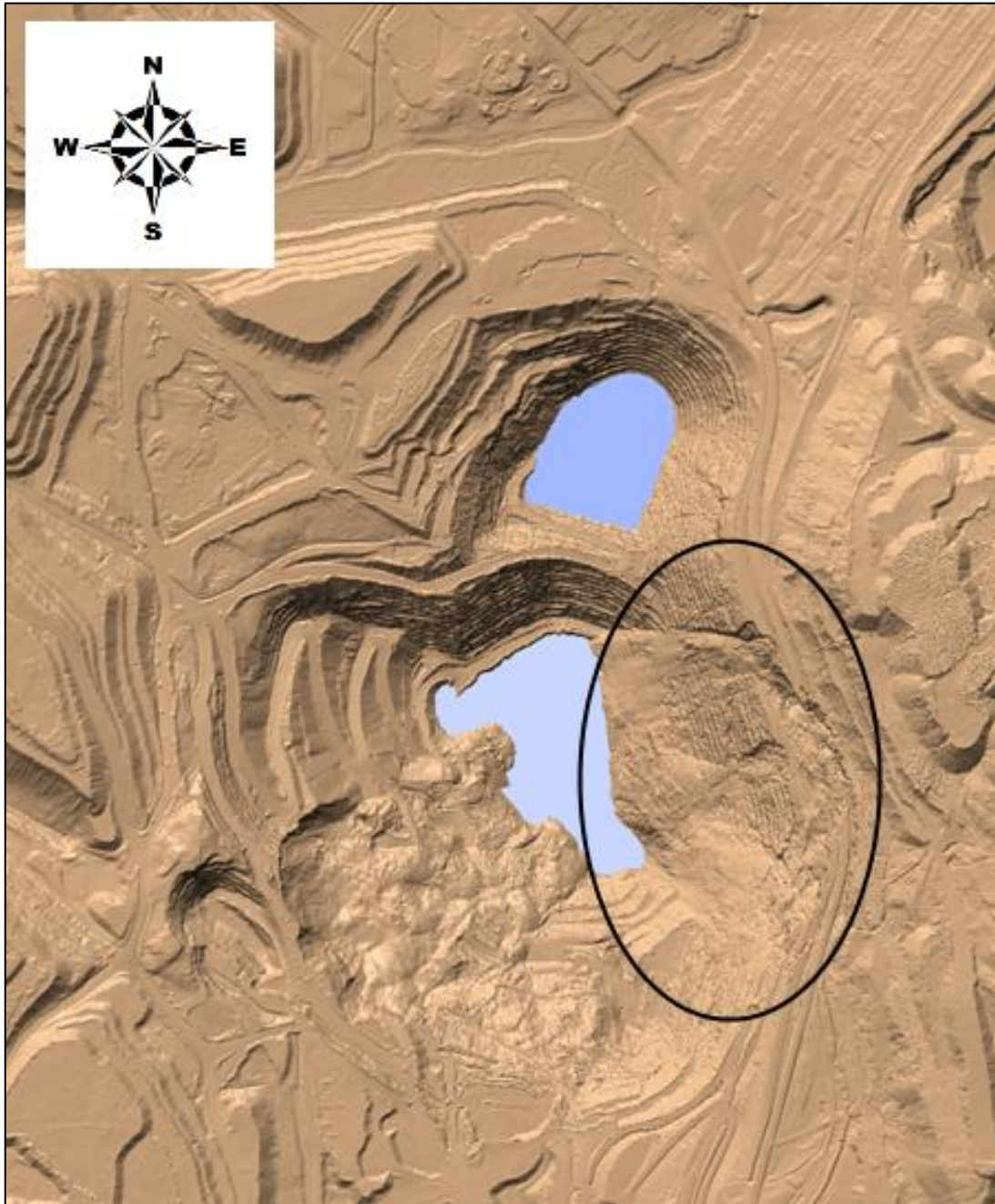


Figure 9 : Rupture du 12 juillet 2012 dans le mur est de la mine LAB Chrysotile à Black Lake

En juin 2012, le laboratoire de mécanique des roches de l'université Laval, sous la responsabilité de Martin GRENON, propose un suivi du mouvement en enregistrant des MNT périodiques à l'aide d'un LiDAR terrestre. Avec deux enregistrements LiDAR aéroportés (ALS) fournis par le MTQ et six enregistrements LiDAR terrestres (TLS)

capturés entre le 29 juin 2012 et le 12 novembre 2012, les périodes ante- et post-glissement sont couvertes.

La nécessité de comprendre ce glissement est liée à la proximité de la ville de Black Lake et de la route 112 (Figure 10). De plus, les pompages pour assécher la mine ayant été stoppés depuis deux ans, les eaux de ruissellement, les drains et la nappe phréatique remplissent les fosses en jouant un rôle important dans l'évolution du glissement.



Figure 10 : Affaissement de la route 112 (2 août 2012)

## I.4 MÉTHODOLOGIE

Le suivi du glissement est réalisé à l'aide d'un LiDAR terrestre ILRIS-3D-ER d'OPTECH [61]. Les données issues du suivi LiDAR ont été traitées par le biais du logiciel 3D Polyworks [62] pour créer des MNT de la zone instable. Avec deux ALS fournis par le MTQ, deux MNT couvrant la surface de la mine ont été réalisés. L'association des ALS et des TLS a permis de reconstituer les séquences du glissement sur toute la surface de la mine sur une durée de six mois.

Afin de réaliser une analyse 3D du glissement, une approche préliminaire 2D est proposée et constitue le contenu de ce document. Le but est d'abord de faire un suivi des déplacements, puis une rétro-analyse et de terminer sur une analyse prospective

préliminaire. Pour ce faire, quatre sections de la zone instable sont extraites des MNT. C'est avec ces profils de pentes qu'il est possible de détecter des points de repère et déterminer des vecteurs déplacements. Une fois la cinématique définie pour chaque profil, une rétro-analyse par la méthode LEA, complétée à l'aide des méthodes FE et SSR-FE, est réalisée pour répondre à trois objectifs. Le premier est de définir les valeurs des paramètres géomécaniques permettant de satisfaire aux conditions de rupture suivant une surface de rupture prédéterminée. Le deuxième est de caractériser une ligne piézométrique respectant les conditions hydrogéologiques (section II.5) et les conditions de rupture (section I.2.5.5). Le troisième objectif est de montrer la cohérence entre les résultats obtenus par modélisation et la réalité.

L'étude se termine par une analyse prospective préliminaire en utilisant les méthodes LEA et FE pour déterminer les zones susceptibles de produire un autre glissement au cours de la remontée de la surface du plan d'eau noyant la fosse.

## II LE SITE

### II.1 LOCALISATION

Situé à 120 km au sud de Québec, Black Lake est un arrondissement de la ville de Thetford Mines dans la région de Chaudière-Appalaches (Figure 11). La principale richesse économique de cette région a longtemps été liée à l'exploitation de l'amiante. C'est la raison pour laquelle de nombreux sites miniers apparaissent sur la carte de la Figure 12 [63, 64]. L'un d'eux correspond à la mine LAB Chrysotile. Elle se situe au sud de Black Lake, à la frontière des municipalités de Thetford Mines au nord et de St-Joseph-de-Coleraine au sud (Figure 12). Comme le montre la Figure 13 [63, 64], le tracé de la route 112 longe le haut du mur est de la mine LAB Chrysotile. De plus, les premiers bâtiments de la ville de Black Lake sont situés à moins de 300 m du site minier et à moins d'un kilomètre de la zone de glissement (Figure 13). Le périmètre de la fosse globale, associé à la mine, est délimité par une ligne rouge sur la Figure 13. Sa superficie est de 2 078 158 m<sup>2</sup> [63, 64].

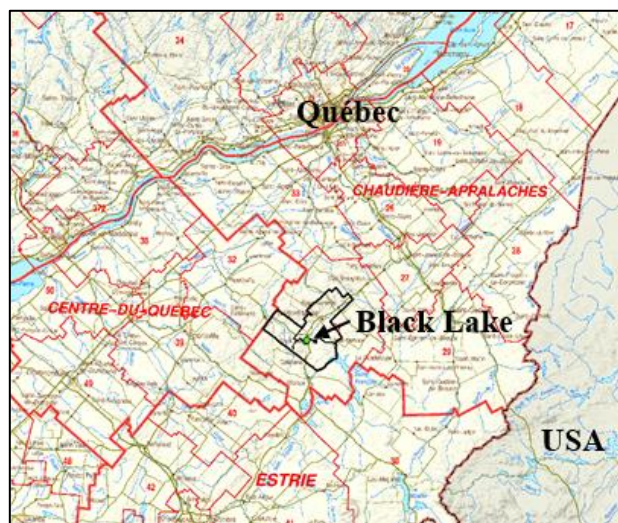


Figure 11 : Localisation de Black Lake par rapport à la ville de Québec [63, 64]

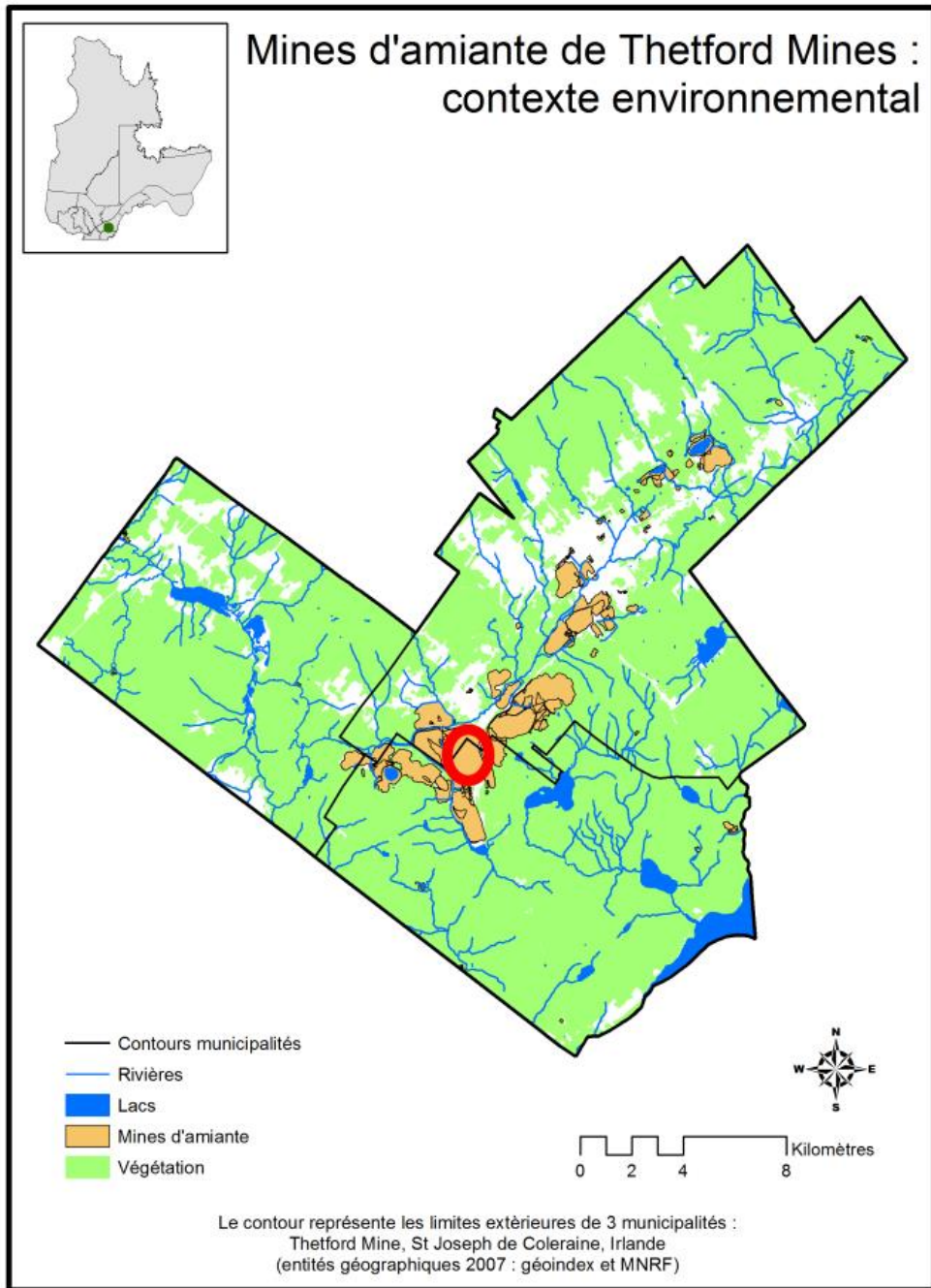


Figure 12 : Black Lake fait partie de la municipalité de Thetford Mines [63, 64]

## Urbanisation autour de la mine Lab Chrysotile Black Lake

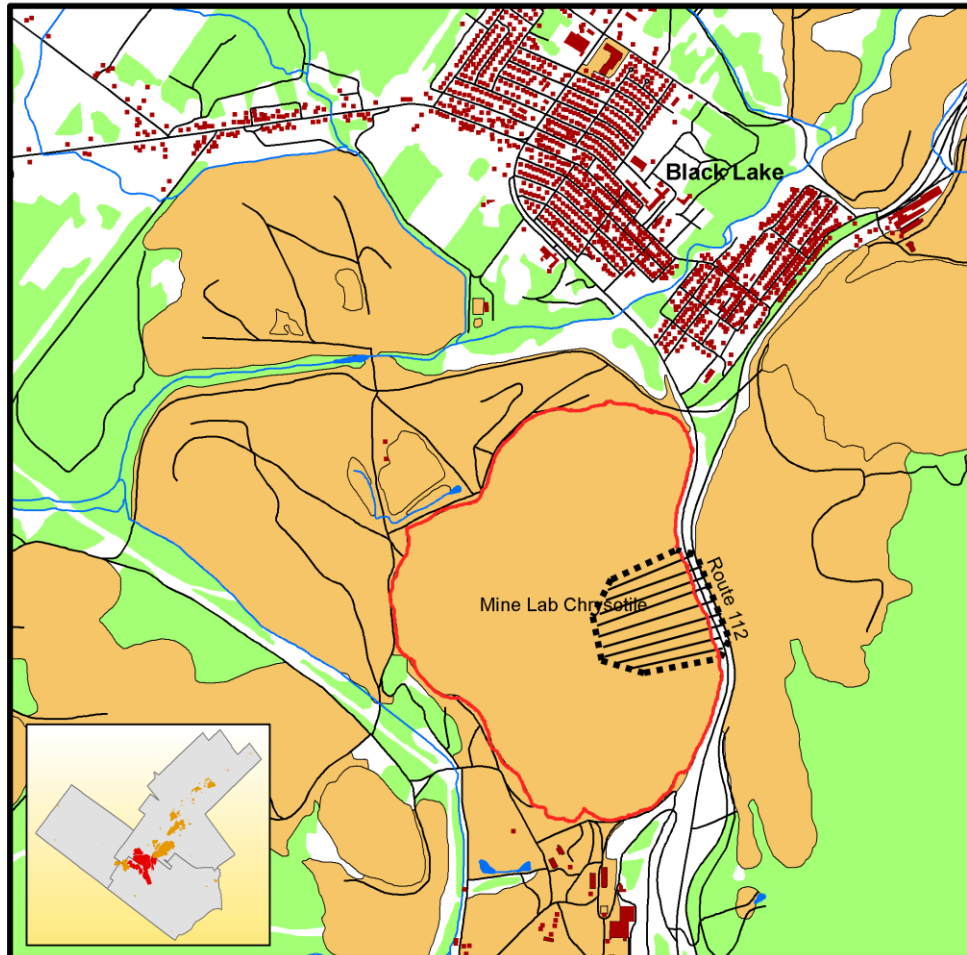


Figure 13 : Mine LAB Chrysotile à proximité de la ville de Black Lake et de la route 112  
(le glissement est localisé par la zone hachurée) [63, 64]

## II.2 HISTORIQUE DE LA MINE

Les droits miniers de la zone de Black Lake ont été acquis par la compagnie United Asbestos en 1948. L'exploration du site a débuté dès l'acquisition des droits jusqu'en 1955 [65]. Des forages ont été réalisés autour du lac « Black Lake » [66] depuis sa surface (Figure 14 (a)). La superficie originelle de ce lac, aujourd'hui disparu (Figure 14 (b)), était de 244 hectares.

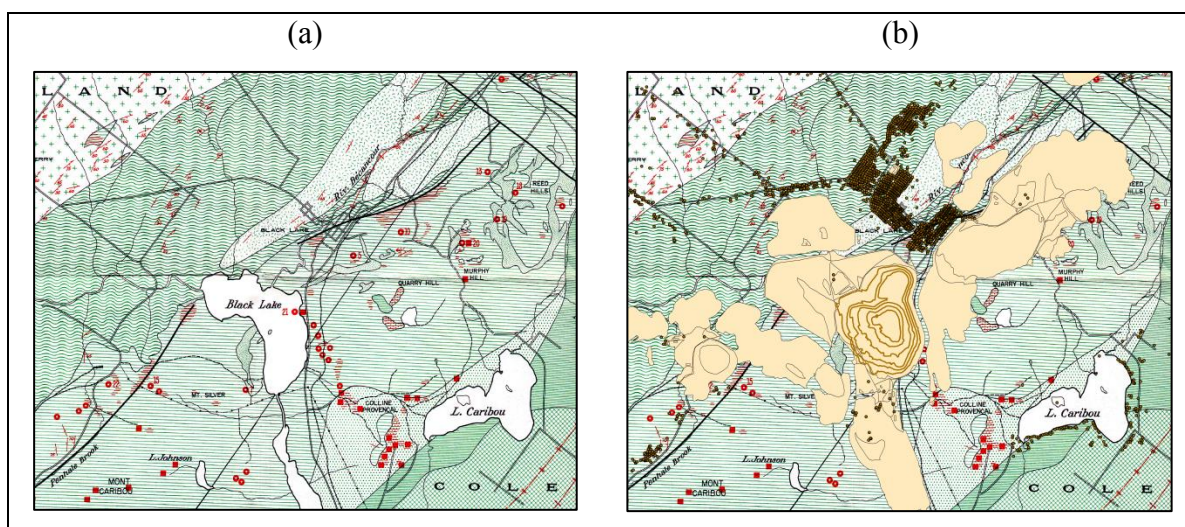


Figure 14 : Lac « Black Lake » (a) en 1954, (b) aujourd'hui remplacé par le site minier de LAB Chrysotile [64, 67]

En 1954, la compagnie d'exploration United Asbestos signe un accord avec la compagnie d'exploitation minière LAQ. Cet accord permet à cette dernière de développer et d'exploiter le site minier tout en partageant les profits avec United Asbestos [66].

La préparation du site a débuté en 1955 pour se terminer en 1959. Au cours de ces quatre années, il a d'abord fallu construire un système hydraulique très élaboré pour assécher le lac et dévier le lit de la rivière Bécancour (Figure 14 (a)). Puis, il a fallu draguer 27,5 millions de mètres cubes de sédiments et les transporter à plus de 8 km de distance. Ce n'est qu'en 1958, une année avant la fin de la phase de développement, que l'exploitation commence.

En 1978, la compagnie LAQ change de nom pour devenir Lac d'Amiante du Québec Ltée. Enfin, en 1986, elle fusionne avec les compagnies Bell Asbestos Mines Ltd et Asbestos Corporation Limited pour devenir la compagnie LAB Chrysotile, Inc. En 1994, cette nouvelle compagnie exploite trois mines à ciel ouvert et une mine souterraine [65].

Concernant la mine de Black Lake, quatre gisements ont été exploités. Ils ont été nommés « A », « B », « C » et « N-E » (Figure 15). L'exploitation du gisement « A » a débuté en 1960, et la fosse d'exploitation de ce gisement est localisée au sud de la fosse du gisement « B ». Actuellement, les gisements « B » et « C » font partie de la fosse principale. Le gisement « N-E » est associé à l'extension nord de la fosse principale [65].

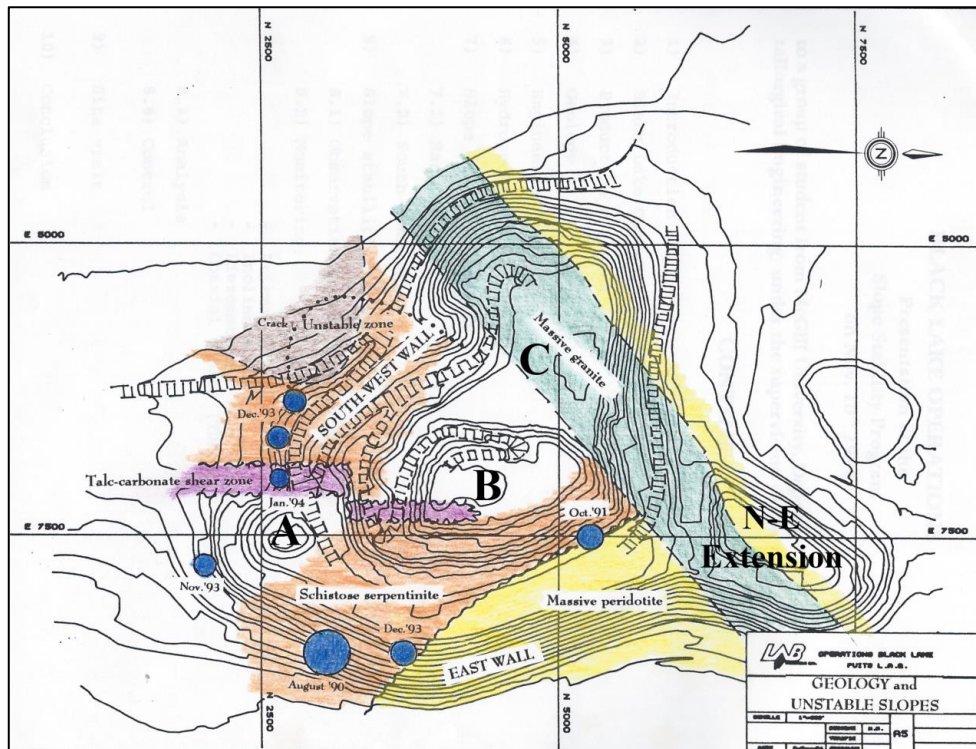


Figure 15 : Localisation des quatre fosses et des matériaux [65]

## II.3 HYDROLOGIE

La région de la Chaudière-Appalaches se situe au sud du 50<sup>e</sup> parallèle de l'hémisphère nord. Le climat est de type continental humide. Il se caractérise par un été chaud, légèrement humide, et par un hiver long et froid. La moyenne des températures annuelles se situe entre 2,5 à 5°C dans les basses-terres du Saint Laurent et le sud du territoire. L'amplitude des températures au cours d'une année est approximativement de 30°C. La saison de croissance (hors gel) varie entre 180 et 209 jours [68].

Les précipitations annuelles sont abondantes sur tout le territoire et varient entre 1 000 et 1 300 mm par an. Une recherche de données hydrologiques a été effectuée pour répertorier le niveau de précipitations mensuelles depuis 2009 jusque fin 2012 pour la ville



de Black Lake [69]. Ces données sont récapitulées dans le Tableau 1. Le Tableau 2 récapitule les précipitations mensuelles cumulées annuellement depuis 2009.

Tableau 1 : Précipitations mensuelles depuis 2009

Famille	Précipitations (mm)			
	2009	2010	2011	2012
Janvier	55,2	75,5	19,4	70,1
Février	64,8	6,9	70,7	43,6
Mars	35,9	67,8	120,6	71,4
Avril	103,8	49	95	77,8
Mai	209,2	70,8	170,1	172,2
Juin	144,2	112,3	80,4	123,3
Juillet	133,9	137	118,7	25,8
Août	80,9	81	192,7	74,6
Septembre	63,2	178,6	124,1	131,8
Octobre	114,7	120,6	102,9	112,2
Novembre	112,6	108,2	44,2	26,3
Décembre	96,5	75,4	93,2	93,8

Tableau 2 : Précipitations cumulées annuellement depuis 2009

Famille	Précipitations (mm)			
	2009	2010	2011	2012
Janvier	55,2	75,5	19,4	70,1
Février	120	82,4	90,1	113,7
Mars	155,9	150,2	210,7	185,1
Avril	259,7	199,2	305,7	262,9
Mai	468,9	270	475,8	435,1
Juin	613,1	382,3	556,2	558,4
Juillet	747	519,3	674,9	584,2
Août	827,9	600,3	867,6	658,8
Septembre	891,1	778,9	991,7	790,6
Octobre	1005,8	899,5	1094,6	902,8
Novembre	1118,4	1007,7	1138,8	929,1
Décembre	1214,9	1083,1	1232	1022,9

En reportant les données du Tableau 2, on obtient le graphique suivant, qui permet de constater que les précipitations annuelles sont bien comprises dans l'intervalle de 1 000 à 1 300 mm par an sur le site de Black Lake.

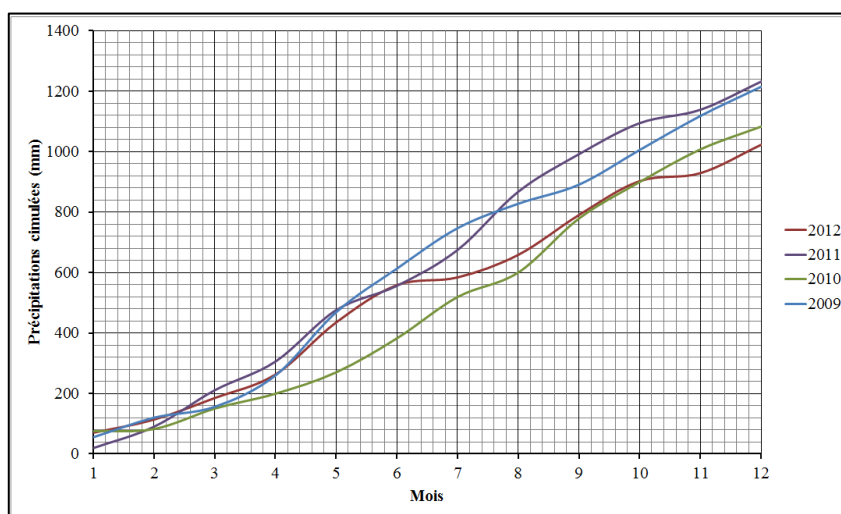


Figure 16 : Précipitations cumulées annuellement depuis 2009

Le Tableau 3 récapitule les événements principaux du suivi du glissement (section I.2.5.5). Après avoir associé des ID à ces événements sur un graphique, ils sont reportés sur le graphique des niveaux de précipitations mensuels depuis 2009 (Figure 20),

Tableau 3 : Récapitulatif du suivi du glissement depuis 2009

Année	Date	ID	Description
2009	11-août	E1	Glissement de 60 m de haut et de 90 de long
2010	31-mars	E2	Élargissement des fissures dans le secteur nord
	01-avr	E3	Affaissement secteur sud
	01-oct	E4	Nouveaux mouvements
2011	19 au 31-mai	E5	Accélération des déformations et début d'affaissement dans le secteur nord
2012	29-juin	E6	1 <sup>re</sup> sortie LiDAR : mesure de référence
	06-juil	E7	Accélération du glissement dièdre dans le secteur nord
	11-juil	E8	2 <sup>e</sup> sortie LiDAR
	13-juil	E9	Affaissement secteur nord et sud cumulés
	02-août	E10	3 <sup>e</sup> sortie LiDAR
	29-août	E11	4 <sup>e</sup> sortie LiDAR
	27-sept	E12	5 <sup>e</sup> sortie LiDAR
12-nov	E13	6 <sup>e</sup> sortie LiDAR	

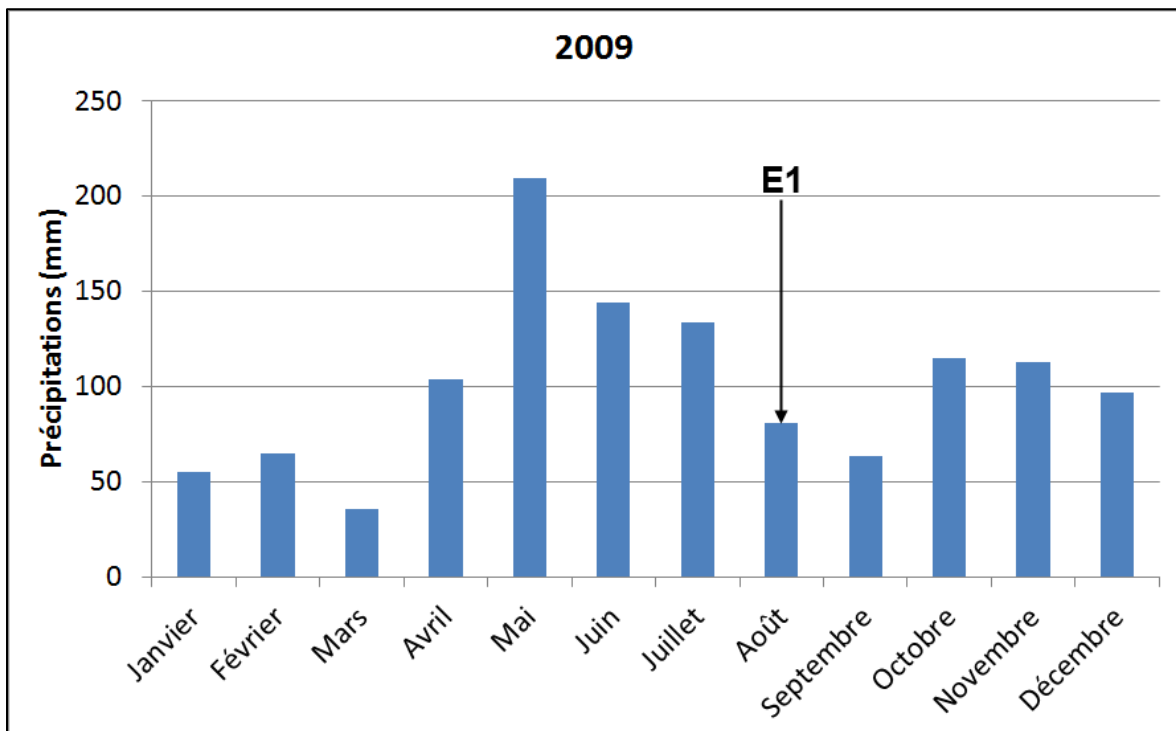


Figure 17 : Report des événements du suivi sur le graphique des précipitations mensuelles en 2009

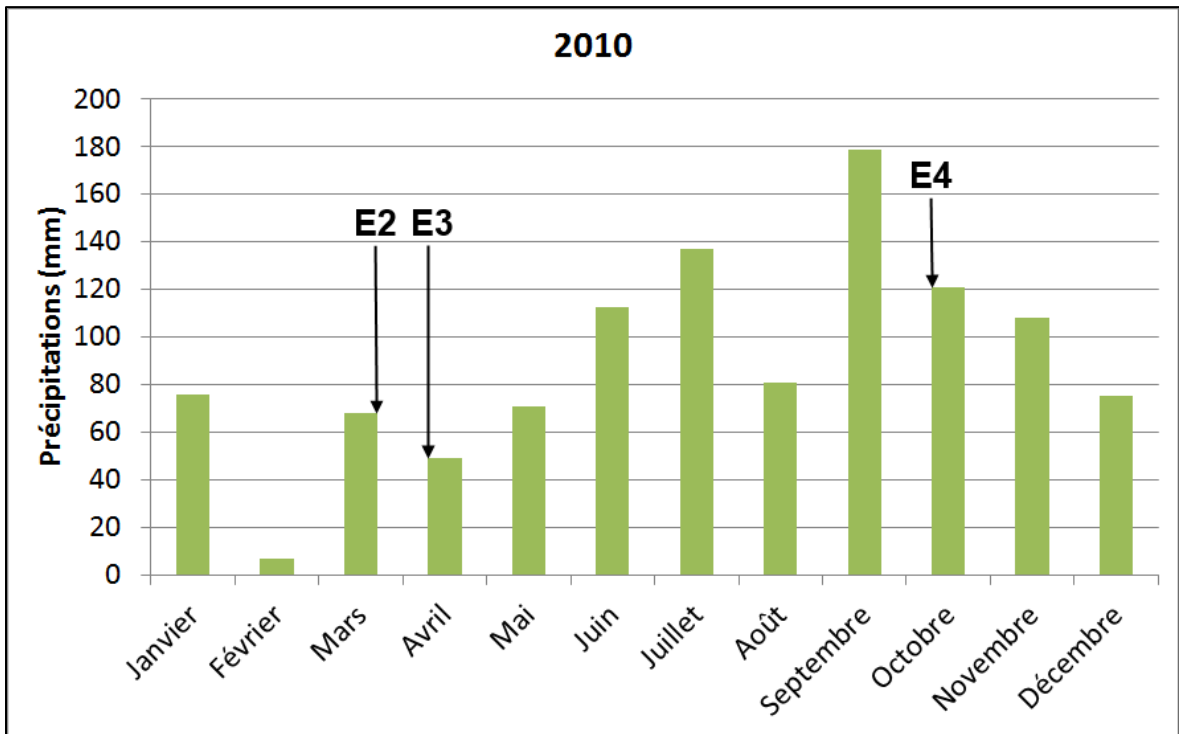


Figure 18 : Report des événements du suivi sur le graphique des précipitations mensuelles en 2010

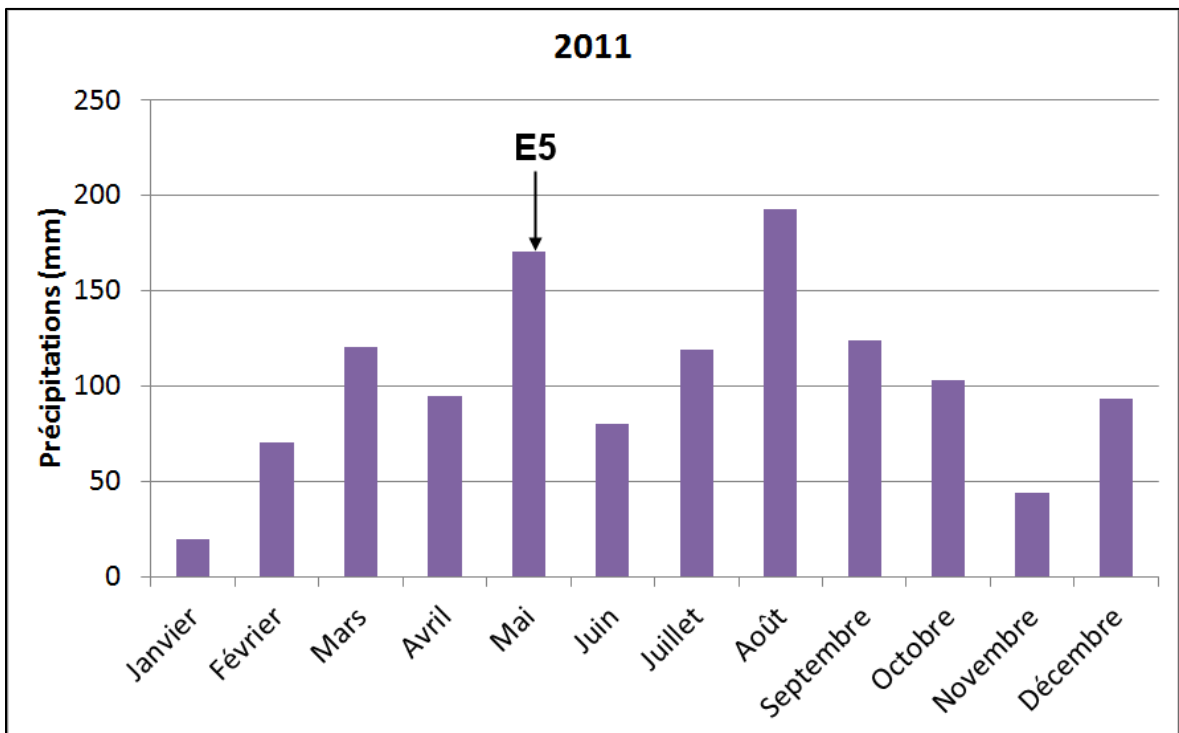


Figure 19 : Report des événements du suivi sur le graphique des précipitations mensuelles en 2011

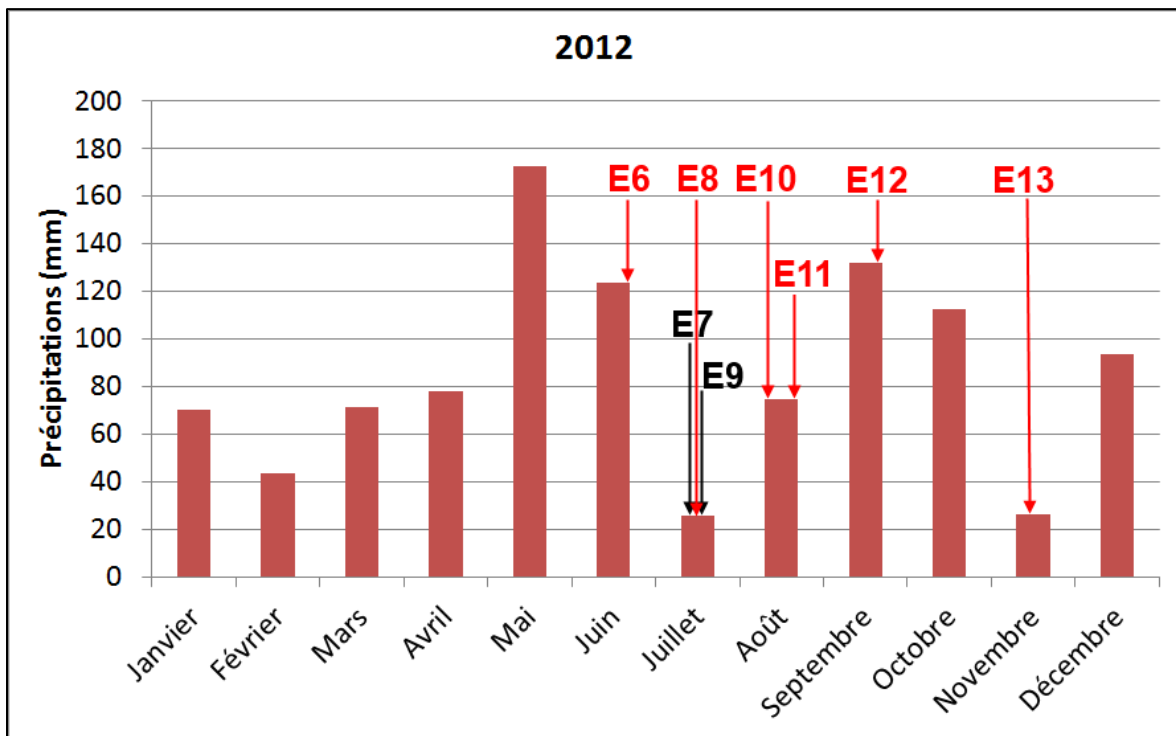


Figure 20 : Report des événements du suivi sur le graphique des précipitations mensuelles en 2012

La Figure 20 montre bien le pic de fortes précipitations au cours du mois de mai 2009, comme décrit dans la section I.2.5.5. L'événement E1 survenu au mois d'août 2009 est très probablement lié à ces fortes précipitations. On retrouve le même schéma pour l'année 2010 (Figure 18) où l'événement E4 survient après le pic de précipitations de septembre. Concernant les événements E2 et E3 de fin mars et début avril 2010, ils peuvent être associés à la fonte des neiges, mais également aux effets vibratoires dus aux tirs d'explosifs. Des événements sont sûrement survenus en septembre 2011 (Figure 19) suite au pic de précipitations d'août 2011 (reste de l'ouragan Irène), mais ils ne sont pas répertoriés ; les informations fournis par le MTQ s'arrêtent fin mai 2011. En 2012 (Figure 20), les événements E7 et E9 surviennent également après un mois de mai et juin très pluvieux.

En considérant que la superficie mesurée en section II.1 est celle du bassin versant associé à la fosse globale, il est intéressant de calculer le volume d'eau annuel drainé par ce bassin versant. En prenant un niveau moyen de 1 138 mm de précipitations annuelles sur 4 ans, le calcul du volume horaire moyen drainé par la fosse donne un résultat de 270 m<sup>3</sup>. À l'aide de la Figure 15, la couverture de la fosse principale est estimée à 80 % de la superficie de la fosse globale. Par conséquent, le volume drainé par la fosse globale par heure est capté pour 80 % par la fosse principale (216 m<sup>3</sup>) et le reste par la fosse du

gisement N-E (54 m<sup>3</sup>). Une étude hydrologique détaillée n'est pas développée dans ce document. En revanche, une étude du cycle de l'eau dans le secteur de Black Lake est prévue pour calculer le volume d'eau lié aux précipitations et estimer les volumes participant à la montée de la surface du plan d'eau noyant la fosse. Quoiqu'il en soit, une approche de calcul de la vitesse de la montée de la surface du plan d'eau noyant la fosse en m<sup>3</sup>/h est proposée ANNEXE 1 et 2. Cette approche repose uniquement sur les informations fournies par le LiDAR et inclut implicitement l'apport des volumes d'eau liés au ruissellement.

## II.4 GÉOLOGIE DU MUR EST

Les roches prédominantes du mur est de la mine de Black Lake sont la péridotite et la serpentinite (Figure 15 et Figure 21).

La péridotite (Figure 21 (b)) est une roche magmatique de couleur vert-noirâtre, riche en minéraux ferromagnésiens (90 à 100 %), où l'olivine est prédominante. Les péridotites sont fréquemment altérées par serpentinisation pour donner de la serpentinite. Cette transformation peut également se faire par métamorphisme [65, 70].

C'est à son degré de minéralisation que l'exploitation de la serpentinite doit son intérêt [66]. Les gisements proprement dits du secteur de Black Lake sont profitables à partir d'une minéralisation de 50 % (serpentinite dite semi-schistose). Il est fréquent de trouver de la serpentinite encore minéralisée à 100 % (dite schistose).

La serpentine est le minéral constituant de la serpentinite (Figure 21 (b)). Elle se présente sous la forme de minéraux filandreux permettant de produire les fibres d'amiante, aujourd'hui prohibées par la majorité des pays. La serpentinite est une roche « *compacte, tendre, verte avec des tons variés, sombres et clairs en plages irrégulières rappelant une peau de serpent, d'où son nom.* » [70]

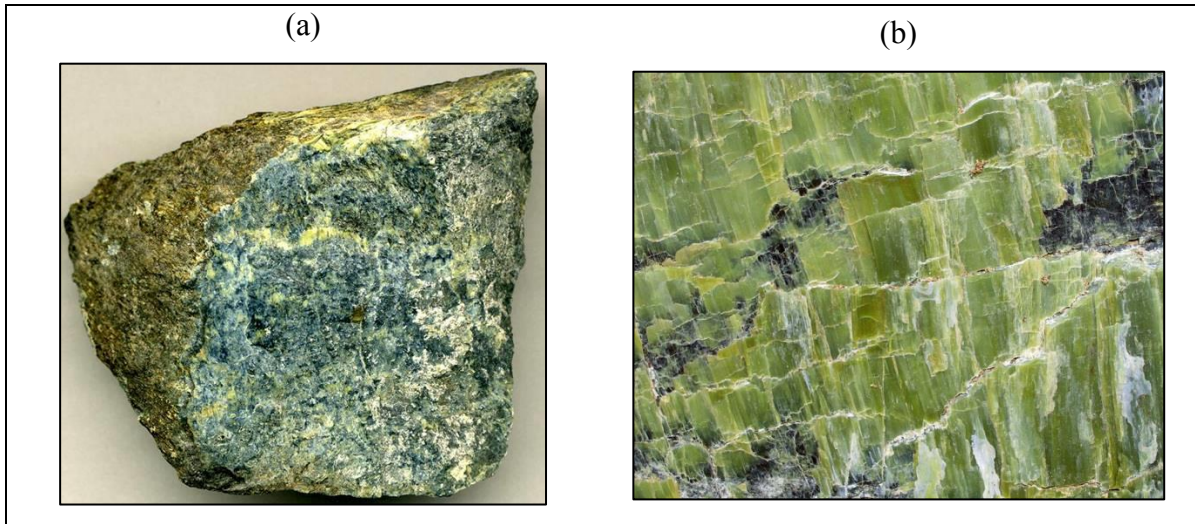


Figure 21 : (a) Péridotite et (b) Serpentinite fortement minéralisée

La serpentinite peut également se transformer en talc. Un tel gisement est présent au sud-ouest de la mine (Figure 15). L'autre roche présente sur le site est le granite. Il apparaît sous la forme de petits dykes localisés un peu partout dans la mine. Cette particularité permet de ne pas en tenir compte. Il existe tout de même une exception qui concerne la zone séparant la fosse principale de la fosse du gisement « N-E ». Un dyke de granite très important constitue un mur très stable entre les deux fosses. On retrouve ce dyke en rouge sur l'extrait de la carte géologique produite par le ministère des ressources naturelles et faunes du Québec (Figure 22) [71]. Comme cet extrait de carte géologique est présenté à titre indicatif pour des raisons de format, seule une partie de la légende est montrée (Figure 23). L'important est de montrer que la mine de Black Lake est située dans la zone de péridotite et de serpentinite.

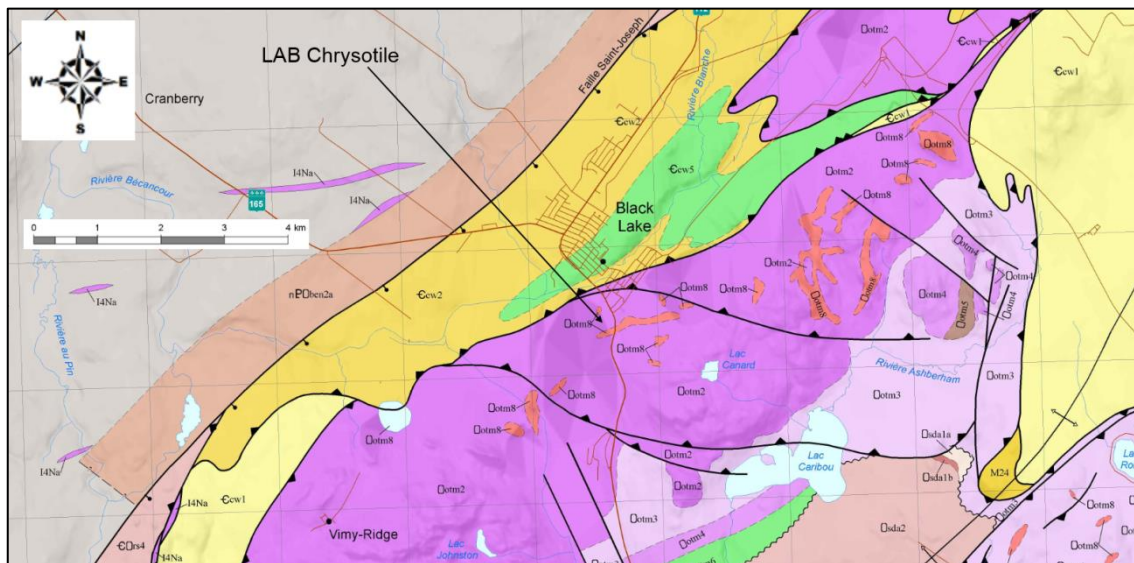


Figure 22 : Carte géologique de Black Lake [71]

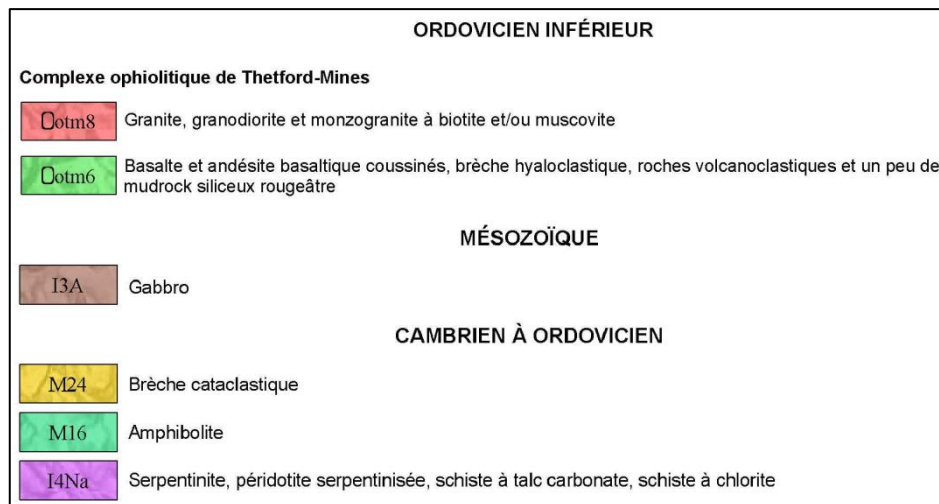


Figure 23 : Légende lithologique extraite de la carte géologique (Figure 22) [71]

## II.5 HYDROGÉOLOGIE

Une synthèse du modèle hydrogéologique du mur est a été formulée par Beauchamp [65] à partir d'études effectuées dans le années 70 :

- un niveau de nappe phréatique élevé avec une faible pente résultant de l'excavation de la fosse elle-même ;
- une forte et continuelle recharge de la nappe phréatique en provenance des haldes de stérile surplombant le mur est et longeant la route 112 ;
- la péridotite est localisée dans la section haute des murs nord et sud. Il existe une forte anisotropie concernant la perméabilité dont la conductivité verticale est plus grande que la conductivité horizontale. La raison de cette anisotropie est probablement le reflet du fort pendage des joints dans la péridotite ;
- la serpentinite est localisée dans la section basse des murs nord et sud. Il existe également une anisotropie concernant la perméabilité. Cette fois, la conductivité est plus forte dans la direction est, inclinée vers le bas. Cette orientation est probablement associée au plan de foliation de la serpentinite schisteuse ;
- la connexion entre ces deux régimes est faible, reflétant peut-être la présence d'un plan de rupture entre la péridotite, la serpentinite schisteuse et les zones altérées associées.

On suppose que l'altitude du toit de la nappe est identique à celle de la surface d'eau dans la fosse de l'ancienne mine située derrière les haldes de stérile qui surplombent le mur ouest (Figure 24). L'altitude mesurée est de 250 m. Cette valeur est donc prise comme référence et invariante pour cette étude. Le niveau de cette fosse est stabilisé.

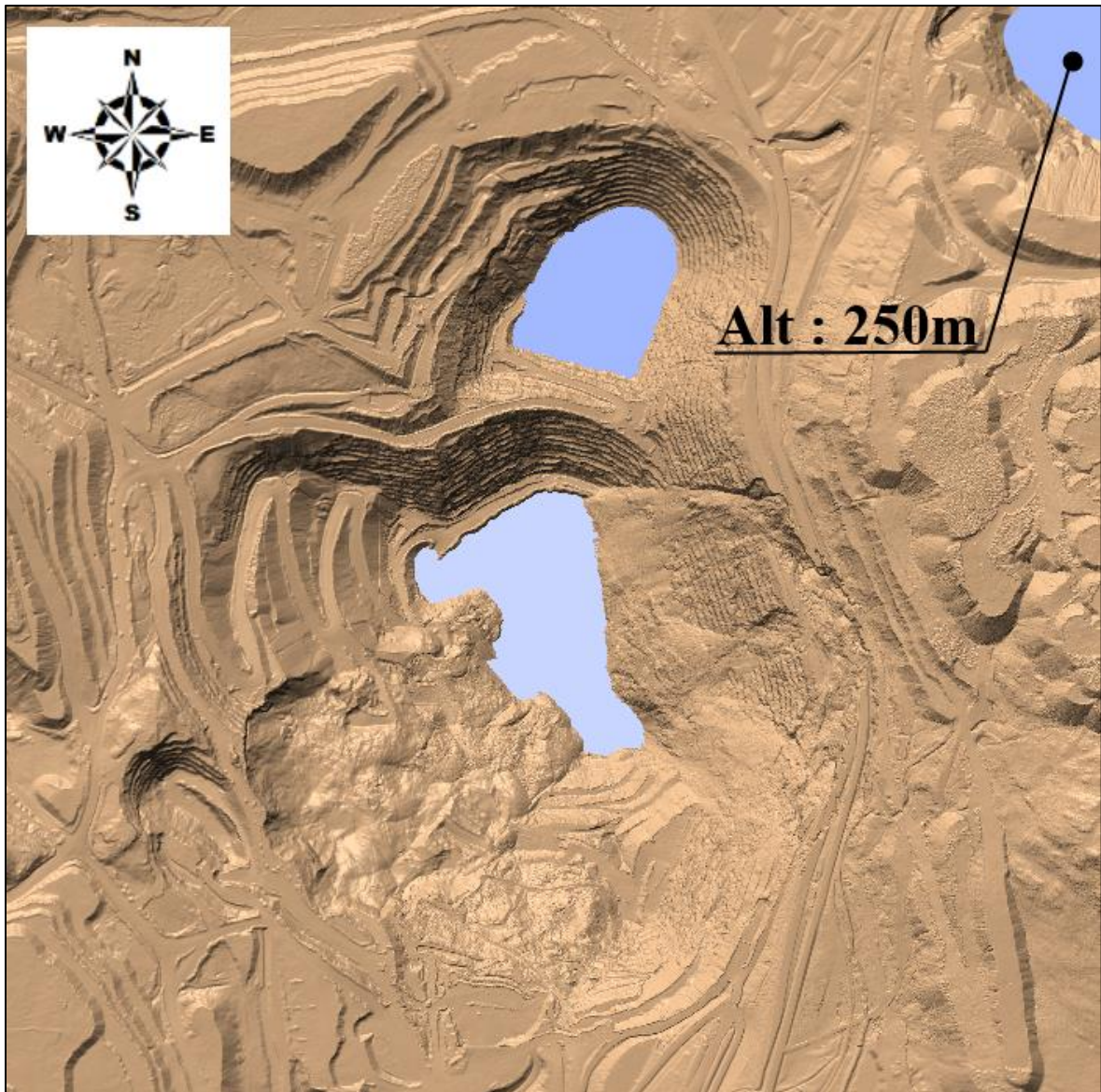


Figure 24 : Altitude de la surface d'eau dans la fosse de l'ancienne mine située derrière les haldes de stérile (se référer à la Figure 32 pour l'échelle)

Le régime structural a été décrit par Stacey [56] et fait référence à deux forages identifiés par les numéros 77-683 et 77-684 (1978). Ils ont été réalisés au-dessus du mur est de la mine (Figure 25). Pour les replacer dans le contexte des données déjà traitées [64], les coordonnées horizontales x et y ont été replacées dans le système de coordonnées



associé au système de projection MTM-NAD 83 CSRS. Concernant l'altitude  $z$ , c'est le système de coordonnées altimétrique NGVD\_1929 qui a été utilisé [72].

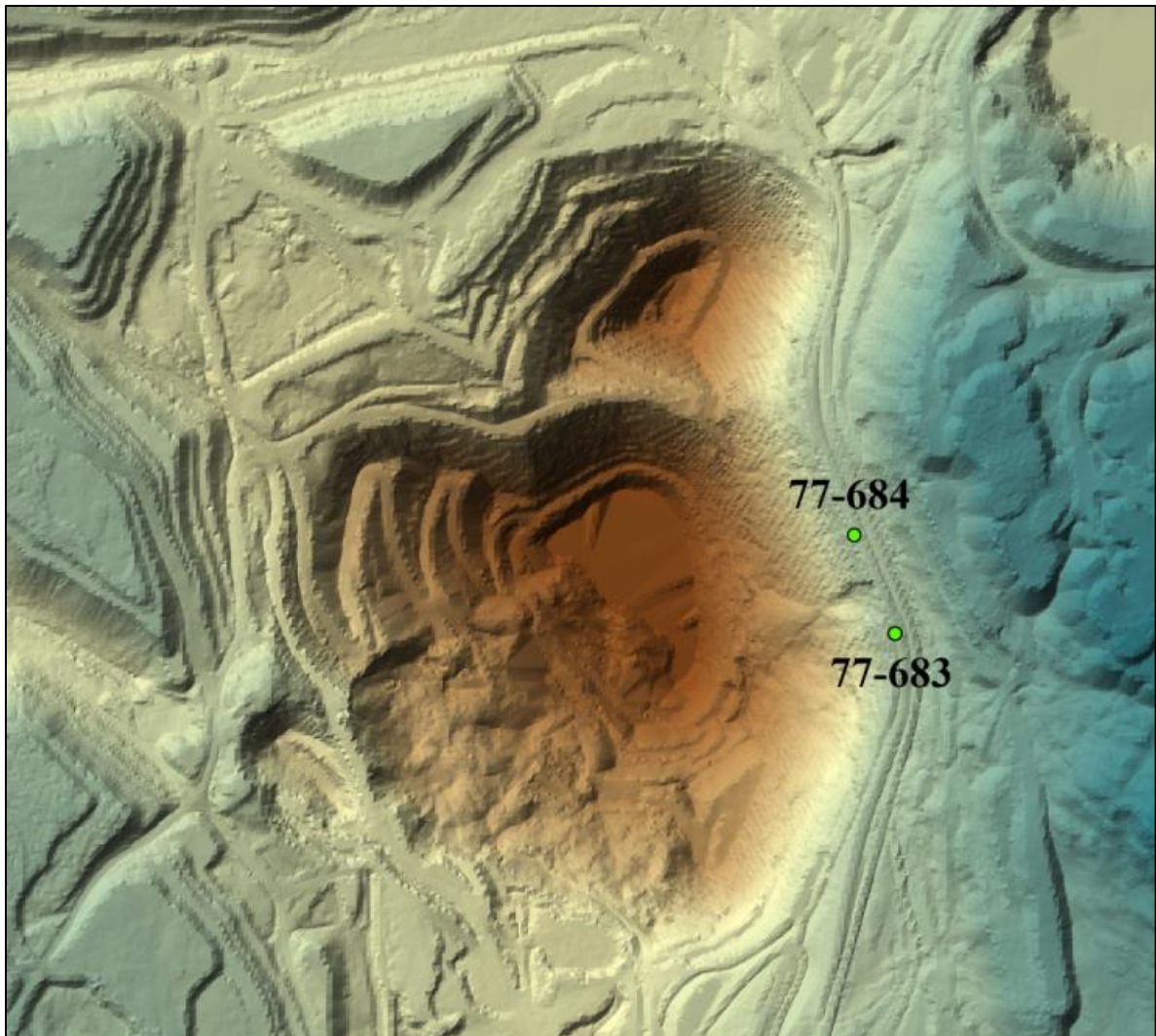


Figure 25 : Localisation des forages réalisés pour le rapport de Stacey (1978) [56]  
(se référer à la Figure 32 pour l'échelle)

Peu d'éléments sont fournis pour établir précisément le comportement de la nappe phréatique. Trois cas de comportements sont à priori possibles (Figure 26).

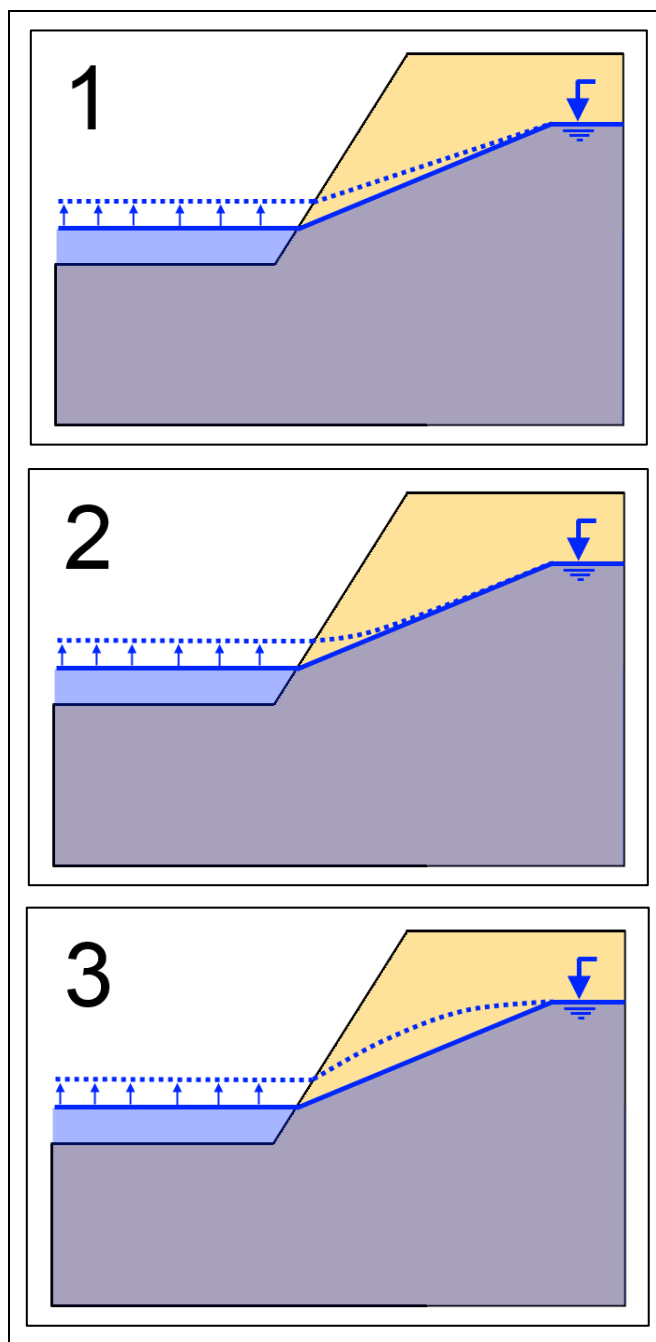


Figure 26 : Trois cas possibles de comportement de nappe

Le premier cas représente la montée de la surface du plan d'eau noyant la fosse qui suit la montée de la nappe. Dans ce cas précis, les drainages (de la fosse elle-même et des forages horizontaux) sont suffisamment efficaces pour que le toit de la nappe reste localisé à la même distance du mur au cours de la période de remplissage. Il est à noter que la géométrie de la nappe est simplifiée et ne suit pas la forme parabolique conventionnelle. Cette approximation est acceptable si on tient compte de la conductivité verticale supérieure à la conductivité horizontale. Dans ce cas, la forme parabolique peut être assimilée à une forme linéaire comme affichée dans le cas 1 de la Figure 26.

Le deuxième cas représente une remontée de la surface du plan d'eau noyant la fosse plus rapide que le retour à l'équilibre de la nappe. Ce cas peut se produire si :

- les drainages sont suffisamment efficaces et profonds pour faire converger une importante quantité d'eau ;
- les eaux de ruissellement sont directement transférées dans la fosse, avec une percolation et une évaporation négligeables.

Enfin, le troisième cas montre un massif suffisamment perméable pour que le toit de la nappe se rapproche du mur pendant la remontée de la surface du plan d'eau noyant la fosse. Dans ce cas précis, les drainages de la fosse et des forages horizontaux ne suffisent pas au rabattement de la nappe.

Dans le cadre de cette étude préliminaire, le cas 1 est choisi pour analyser le glissement. En effet, le cas 3 est exclu, car, d'après les informations, de nombreux forages horizontaux ont été réalisés avant l'arrêt des pompes. Il est donc pertinent de supposer que le volume d'eau drainé n'est pas moins important que celui fourni par le débit de la nappe. Le choix entre le cas 1 et 2 s'est fait en fonction des premiers résultats de l'analyse. Il s'avère que dans le cas 2, les propriétés géomécaniques doivent être diminuées trop fortement pour rester dans les intervalles de valeurs fournis par le bureau d'étude de LAB Chrysotile. C'est donc le cas 1 qui a été choisi pour analyser le glissement.

## **II.6 DISCONTINUITÉS**

La structure géologique a été décrite par Stacey [56] et utilise les données provenant de deux forages identifiés par les numéros 77-683 et 77-684 (1978). Ils ont été réalisés au-dessus du mur est de la mine (Figure 25). Pour les replacer dans le contexte des données déjà traitées [64], les coordonnées horizontales x et y ont été replacées dans le système de coordonnées associé au système de projection MTM-NAD 83 CSRS. Concernant l'altitude z, c'est le système de coordonnées altimétrique NGVD\_1929 qui a été utilisé [72].

Les détails de chacun de ces forages sont présentés dans le Tableau 4 [56]. Le forage 77-684 a été utilisé pour mesurer les pendages et directions de pendage des familles

de discontinuités (Tableau 5). Le forage 77-683 a servi à comptabiliser les inclinaisons le long des 280 m de forage (Figure 27).

Tableau 4 : Géolocalisation des trous de forages 77-683 et 77-684 [56]

Forage	Localisation (m)			Taille de l'outil	Profondeur (m)	Pendage (°)	Trend (°)
	X	Y	Altitude				
77-683	238306,67	5099008,47	300,7	HQ à 500 NQ à 918	280	90	-
77-684	238209,33	5099242,44	295,2	NQ	420	62	247

Tableau 5 : Orientation des trois familles principales de discontinuités du massif

Famille	Pendage (°)	Direction Pendage (°)
F1	80	130
F2	85	255
F3	40	80

La Figure 27 donne le nombre de discontinuités relevées le long du forage 77-683 en les classant par degré d'inclinaison [56]. En revanche, aucune information n'est fournie concernant la direction du pendage de chacune de ces discontinuités. Ce graphique permet tout de même de montrer que, sur une profondeur de 280 m (sans tenir compte du type de roche et de la direction de pendage), la plage des inclinaisons est très étalée. En fait, les inclinaisons comprises entre 25 et 75° sont très répandues dans le massif, comme le montre la Figure 28 (taux de répartition supérieur à 20 % sur 280 m de forage).

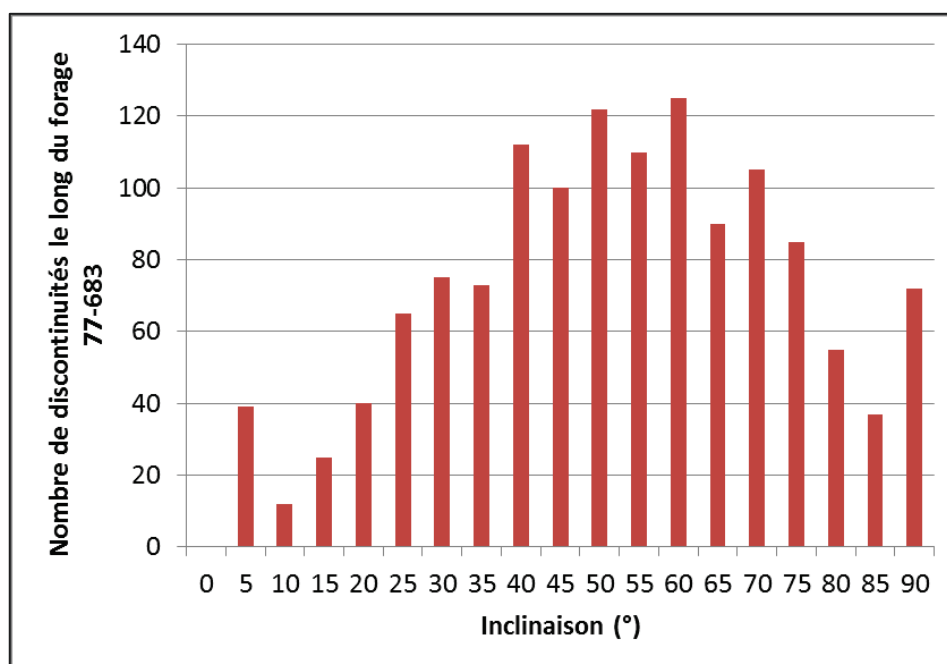


Figure 27 : Nombre de discontinuités le long du forage 77-683 [56]

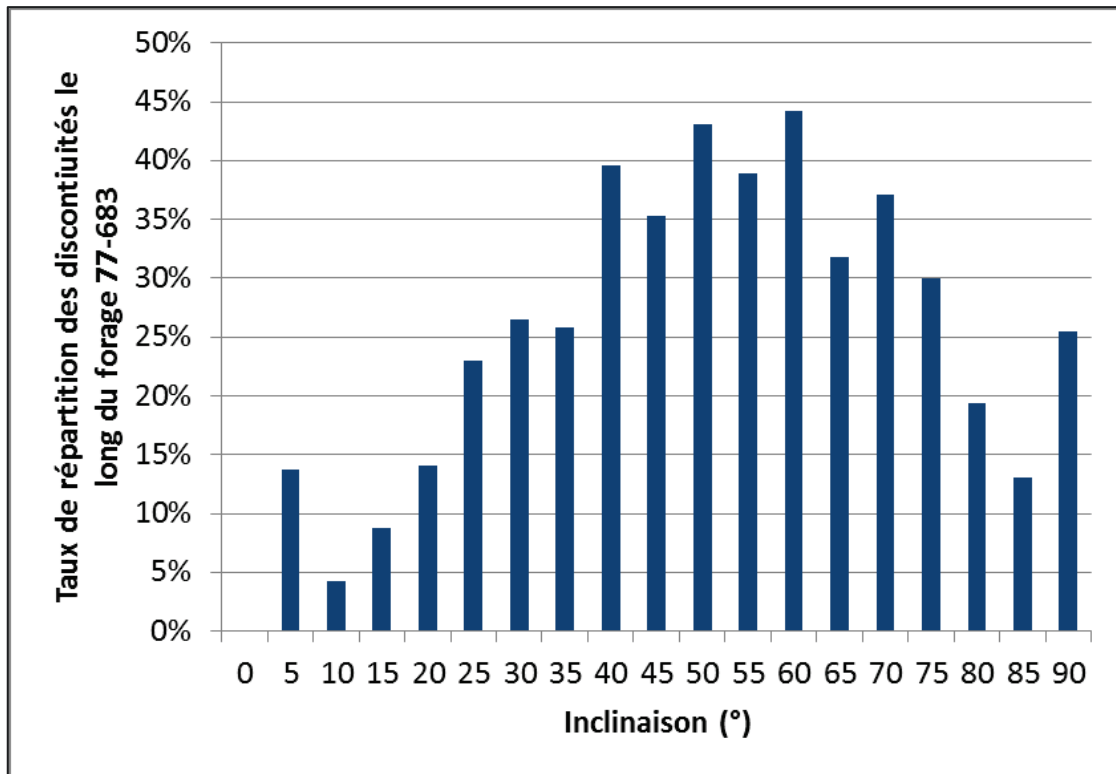


Figure 28 : Taux de répartition des discontinuités le long du forage 77-683

Il aurait été intéressant d’avoir un graphique qui sépare les inclinaisons mesurées pour la serpentinite de celles mesurées pour la péridotite. En effet, toutes les inclinaisons mesurées ne distinguent pas la péridotite et la serpentinite. Mais le rapport de Golder associates [56] indique que la péridotite est concernée uniquement par les inclinaisons de 40, 80 et 85° (familles F1, F2 et F3), alors que la serpentinite est concernée par tous les angles d’inclinaison.

## II.7 GÉOTECHNIQUE

### II.7.1 Identification géotechnique

Étant donné que le mur est constitué uniquement de péridotite et de serpentinite (Figure 15), les ingénieurs de la mine LAB Chrysotile ont classé ces deux types de roches en plusieurs autres selon leurs critères géotechniques.

En effet, la péridotite présente sur le site étant plus ou moins fracturée, les ingénieurs géologues ont fait une distinction entre la péridotite massive et la péridotite fracturée. Ils ont fait de même pour la serpentinite en raison de sa minéralisation plus ou

moins forte et l'ont subdivisée en quatre autres types de roche distincts : la serpentinite massive (serpentinite stérile), la serpentinite faiblement schisteuse (minéralisation inférieure à 50 %), la semi-schisteuse (minéralisation supérieure à 50 %) et la schisteuse (minéralisation à 100 %).

Les données géomécaniques extraites des rapports d'études fournis par Golder Associates [56, 65] (excepté les valeurs de  $m_i$  qui proviennent de la littérature [6, 73]) ont été répertoriées dans le Tableau 6.

Tableau 6 : Intervalles des paramètres géomécaniques fournis par Golder Associates

Roche désignation		Intervalles des paramètres géomécaniques				
Géologique	Géotechnique	UCS (MPa)	RQD	MRMR (*)	Masse volumique (kN/m <sup>3</sup> )	$m_i$
Serpentinite	Massive	30-37	<50	17-58	25,1	10-14
	Faiblement schisteuse					
	Semi-schisteuse (minéralisée à 50%)					
	Schisteuse (minéralisée à 100%)					
Péridotite	Massive	117-255	>75	37-100	27,5	20-30
	Fracturée					

(\*) MRMR de Laubscher [55]

La péridotite et la serpentinite peuvent être classées selon les désignations recommandées par l'AFTES (Tableau 7) [57], et le MRMR selon la classification de Bieniawski.

Tableau 7 : Désignations recommandées par l'AFTES pour l'UCS, le RQD et le  $m_i$  [57] et par Bieniawski pour le RMR

Essai	Désignation AFTES	
	Péridotite	Serpentinite
UCS	RC2 : Résistance très élevée	RC4 : Résistance moyenne
RQD	RQD2 : Bonne qualité du massif rocheux	RQD4 : Mauvaise qualité du massif rocheux
FR	FR2 : Fragile	FR3 : Moyennement fragile
MRMR	Moyenne à très bonne	Faible

On constate qu'il existe une grande différence de propriétés entre la serpentinite et la péridotite. D'abord, concernant le roc intact, la désignation AFTES montre que l'écart entre les valeurs de résistance en compression uniaxiale (UCS) est très important ; la péridotite est bien plus raide que la serpentinite. Ensuite, concernant le massif, le RQD montre une fracturation plus importante pour la serpentinite que pour la péridotite, avec

une qualité faible pour la serpentinite (MRMR). Par conséquent, la péridotite est supposée plus assujettie à une rupture le long d'un plan de rupture et la serpentinite à une rupture le long d'une surface circulaire. Enfin, on sait que la péridotite est localisée au-dessus de la serpentinite dans le massif et que la masse volumique de la serpentinite est légèrement plus faible que celle de la péridotite. On peut supposer que la forme globale de la surface de rupture est circulaire dans la partie basse et de forme linéaire dans la partie haute.

Pour la suite, les valeurs qui sont associées au type de roche doivent tenir compte des recommandations citées dans le paragraphe précédent. En effet, les valeurs des  $m_i$ , des UCS et des MRMR [55] doivent garder une cohérence selon le type et la qualité des roches les unes par rapport aux autres.

Pour finir, les angles d'inclinaison des fractures dans la serpentinite couvrent un large intervalle (Figure 28). Cette information combinée à un RQD inférieur à 50 % permet de conclure à un massif fracturé de manière très homogène. D'où la confirmation qu'une rupture de type circulaire peut se produire dans la serpentinite. Concernant la péridotite, il est important de noter que la direction du pendage de la famille de discontinuités F2 correspond (à 5° près) à la direction du pendage du mur est, mesuré à 250°N. Cette propriété a donc tendance à faciliter l'apparition de fissures de tension.

## **II.7.2 Inclinomètres et piézomètres**

Pour déterminer la position du plan de rupture du mur est, le MTQ a installé deux inclinomètres (inclinomètres 1 et 2) dès août 2009 dans le secteur nord (Figure 29). Le troisième inclinomètre (Figure 29) a été installé début 2010 pour confirmer la position du plan de rupture, déjà localisée par les premiers résultats du suivi des inclinomètres 1 et 2. Étant donné que les fissures de tension se sont propagées jusque dans le secteur sud en 2010, deux autres inclinomètres ont été posés en même temps que l'inclinomètre 3 (Figure 29) [60]. Le suivi de ces cinq inclinomètres jusqu'en octobre 2010 a permis de déterminer la profondeur du plan de rupture (

Tableau 8), puis de réaliser une première interprétation géométrique de la surface de rupture (Figure 30, Figure 31). L'angle d'inclinaison du haut de la surface de rupture proposé par le MTQ avoisine les 45° (Figure 30, Figure 31).

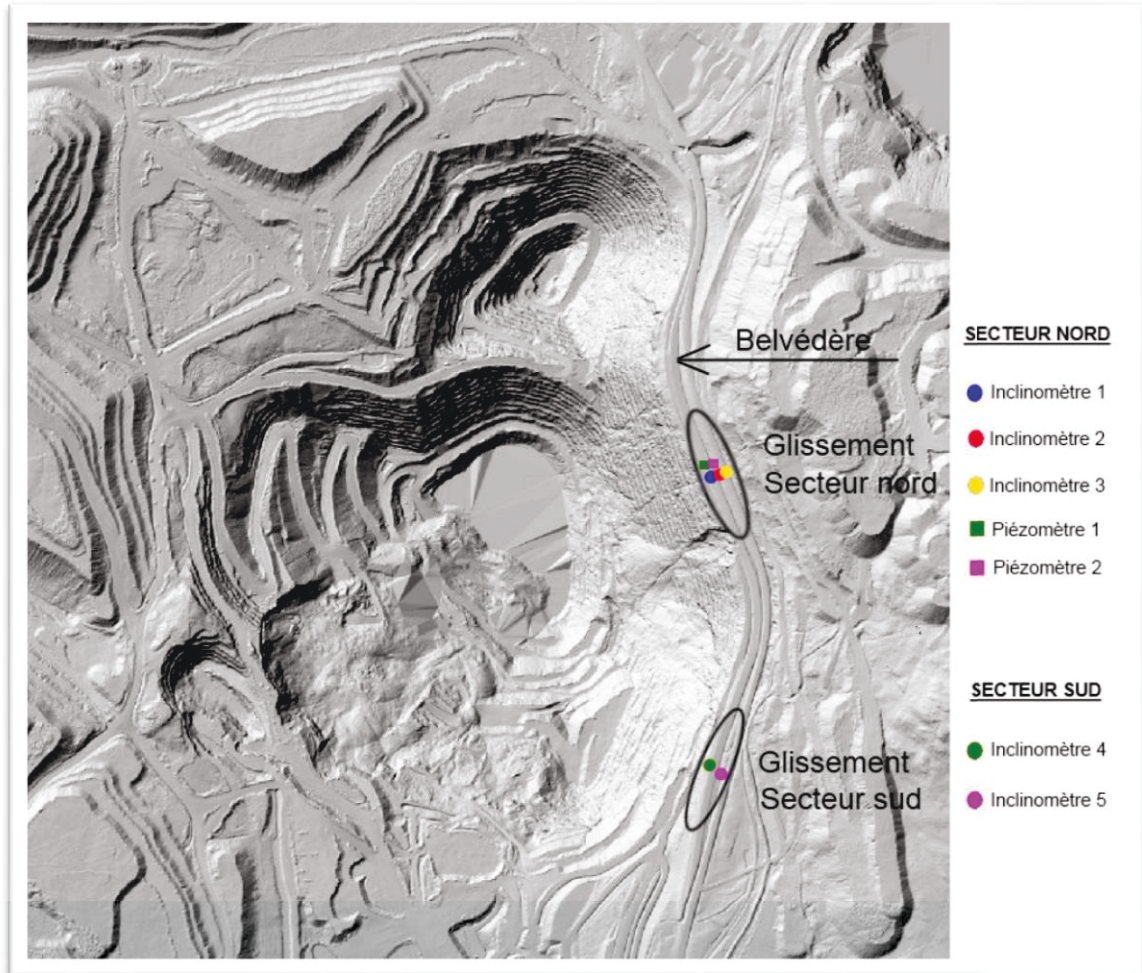


Figure 29 : Localisation des secteurs nord et sud du mur est, des inclinomètres et des piézomètres (ALS 2010) [60] (se référer à la Figure 32 pour l'échelle)

Tableau 8 : Profondeur des plans de rupture dans les secteurs nord et sud [60]

Secteur	Inclinomètre ID	Profondeur du plan de rupture (m)
Nord	1	54
	2	34
	3	Entre 10 et 25
Sud	4	40
	5	10



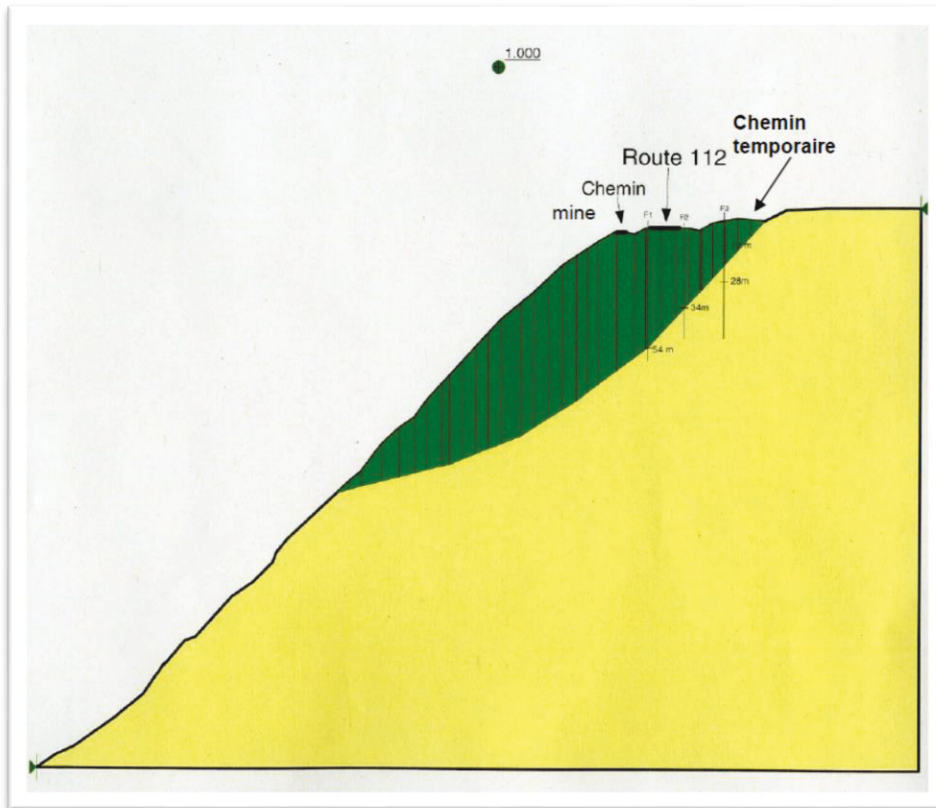


Figure 30 : Premier modèle de surface de rupture dans le secteur nord proposé par le MTQ [60]

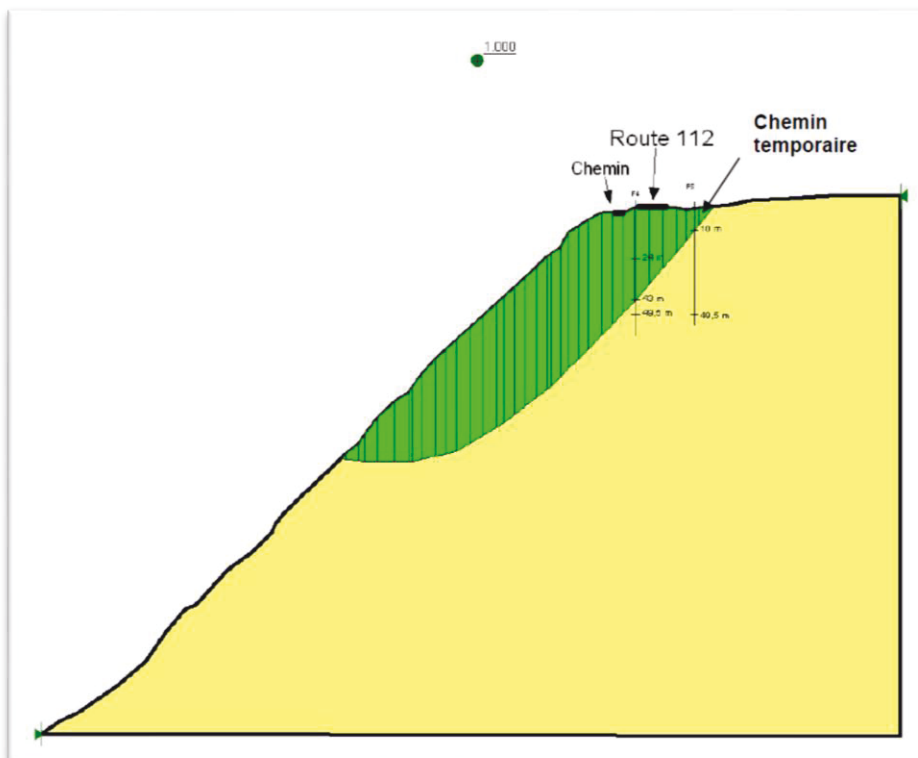


Figure 31 : Premier modèle de surface de rupture dans le secteur sud proposé par le MTQ [60]

En 2009, deux piézomètres ont été installés dans le secteur nord du mur est (Figure 29) par le MTQ [60]. Pour une profondeur de 50 à 60 m de forage, le toit de la nappe phréatique n'a pas été détecté dans cette zone. Pour cette raison et aussi parce qu'à ces dates la nappe était rabattue par pompage, aucun piézomètre a été ajouté dans le secteur sud en 2010.

### III SUIVI DU GLISSEMENT AVEC LE LIDAR

L'objet de ce chapitre est d'abord d'expliquer la manière dont les ALS et TLS (section I.2.1) ont été traités. L'intérêt principal est d'extraire l'information concernant les dimensions de la mine et du mur ainsi que la valeur de l'angle global de la pente. Suite à cela, les volumes différentiels entre chaque MNT (section I.2.1) sont mesurés. Ensuite, des vecteurs déplacements sont mesurés pour définir la cinématique du glissement. Ces vecteurs sont réutilisés dans le chapitre traitant de la rétro-analyse pour vérifier la correspondance entre les vecteurs de ce chapitre et ceux produits par la modélisation. Pour terminer, l'angle du haut de la surface de rupture est mesuré et comparé avec les pendages des familles de discontinuités et les angles obtenus par le MTQ à l'aide des inclinomètres.

#### III.1 RELEVÉS LIDAR ET MNT RÉALISÉS

Entre le 29 juin 2012 et le 12 novembre 2012, six TLS ont été enregistrés [7, 8, 61] et deux ALS ont été fournis par le MTQ. Le premier ALS date de 2010 et le deuxième du 13 juillet 2012. Ces enregistrements sont nommés et répertoriés dans le Tableau 9.

Tableau 9 : Identification des MNT

Date	Type	Nom
2010-01-01	ALS	MNT-ALS-01
2012-06-29	TLS	MNT-TLS-01
2012-07-11	TLS	MNT-TLS-02
2012-07-13	ALS	MNT-ALS-02
2012-08-02	TLS	MNT-TLS-03
2012-08-29	TLS	MNT-TLS-04
2012-09-27	TLS	MNT-TLS-05
2012-11-12	TLS	MNT-TLS-06

Étant donné que les TLS concernent uniquement la zone du mur est de la mine, les ALS ont été utilisés comme support pour reconstituer la mine sur une plus grande surface [74]. En raison de la montée de la surface du plan d'eau noyant la fosse principale, la reconstitution des MNT-TLS-01 et MNT-TLS-02 a été réalisée à partir du MNT-ALS-01 ((a) Figure 32). Concernant les TLS enregistrés après rupture, ils ont servi à réaliser les MNT-TLS-03 à 06 à partir du MNT-ALS-02 (Figure 32(b)).

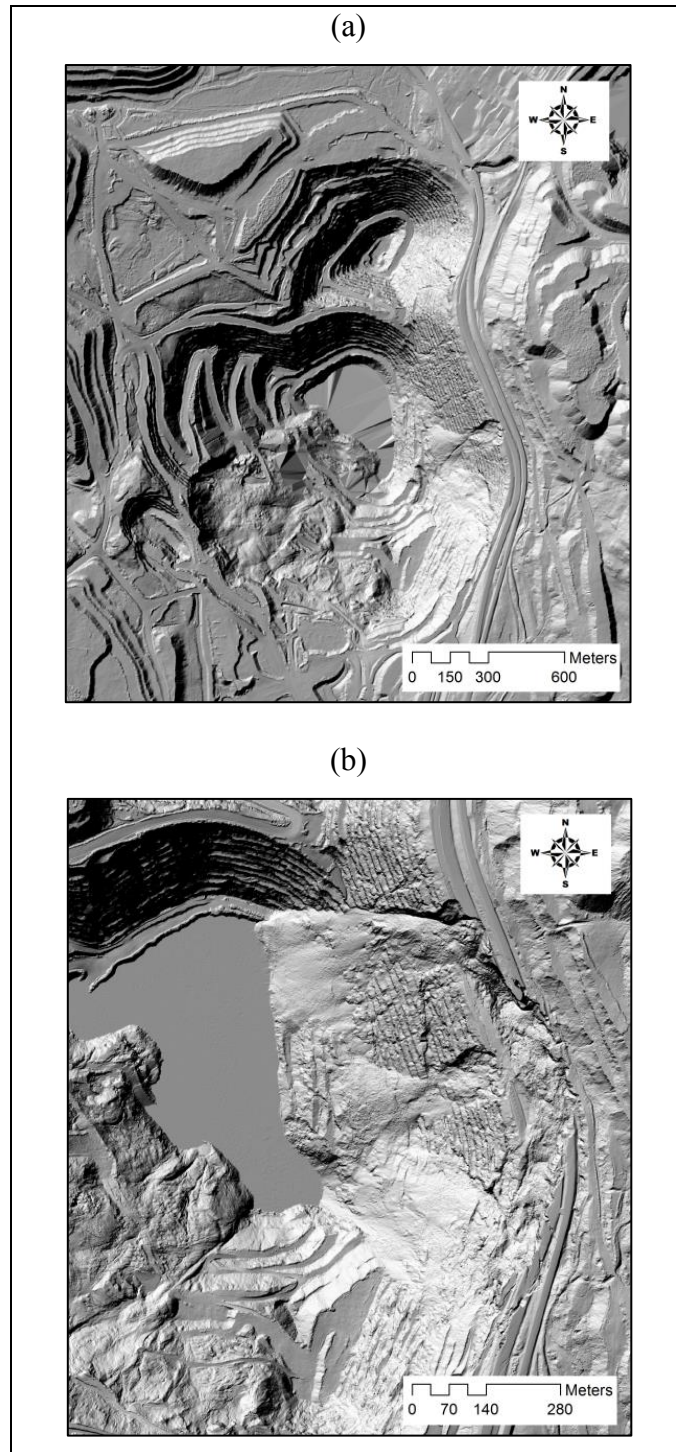


Figure 32 : Vue d'ensemble de la mine (a) en 2010 et (b) après la rupture survenue le 12 juillet 2012 [64]

Comme expliqué précédemment, les MNT-ALS-01 et -02 ont été utilisés pour reconstituer la fosse principale pour chaque date de TLS. Ils ont également été très utiles pour géoréférencer les TLS. En effet, le LiDAR aéroporté a l'avantage d'enregistrer chaque point en le géoréférençant automatiquement. L'alignement des TLS sur les ALS [62] conduit implicitement à géoréférencer les TLS. Ainsi, les points des MNT étant géolocalisés, les profils ou autres informations extraits des MNT correspondent parfaitement à la réalité. Ils sont donc directement exploitables sans avoir à les repositionner dans l'espace. C'est par ce travail qu'il a été possible de reconstituer la chronologie du glissement numériquement en 3D (Figure 34).

### III.2 SECTIONS TRANSVERSALES

Quatre profils de pente du mur est ont été extraits à partir des MNT [62, 75]. Les plans de section ont une orientation de 90°/160° (Figure 33), perpendiculaires à l'orientation de la pente du mur est. La distance entre chaque section est de 400 pieds, soient environ 122 m (Figure 33). Ces sections ont été choisies en concordance avec les plans opérationnels du bureau d'étude de LAB Chrysotile datant d'octobre 2000. Pour chacune de ces sections, les ingénieurs du bureau d'étude LAB Chrysotile ont interprété la géologie à l'aide des carottes de forage.

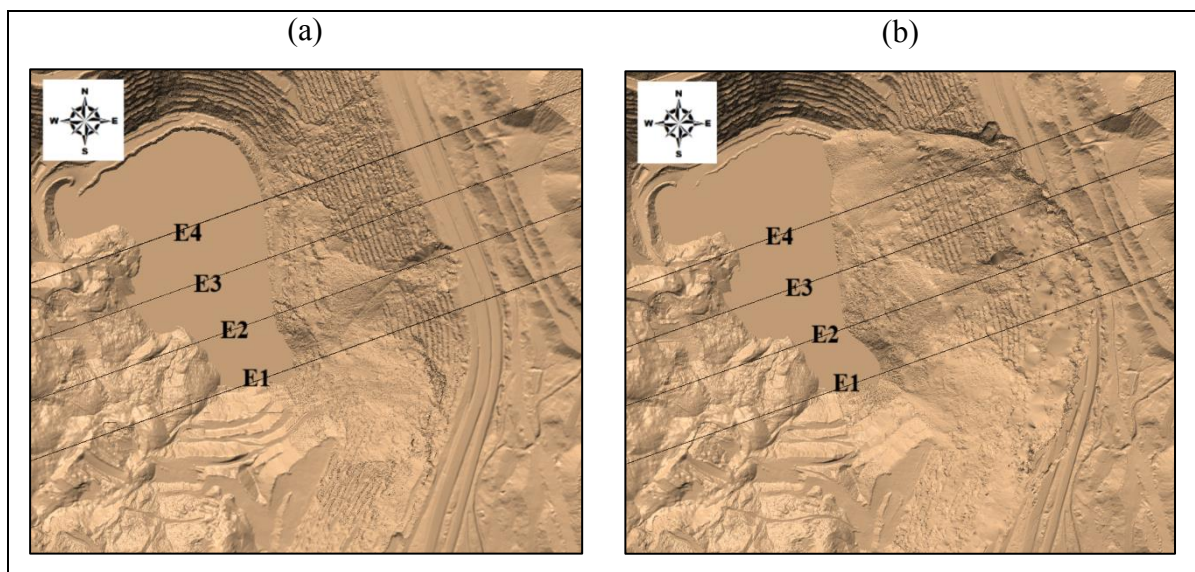


Figure 33 : Sections du mur est 90°/160° espacés de 122 m (se référer à la Figure 32 pour l'échelle)

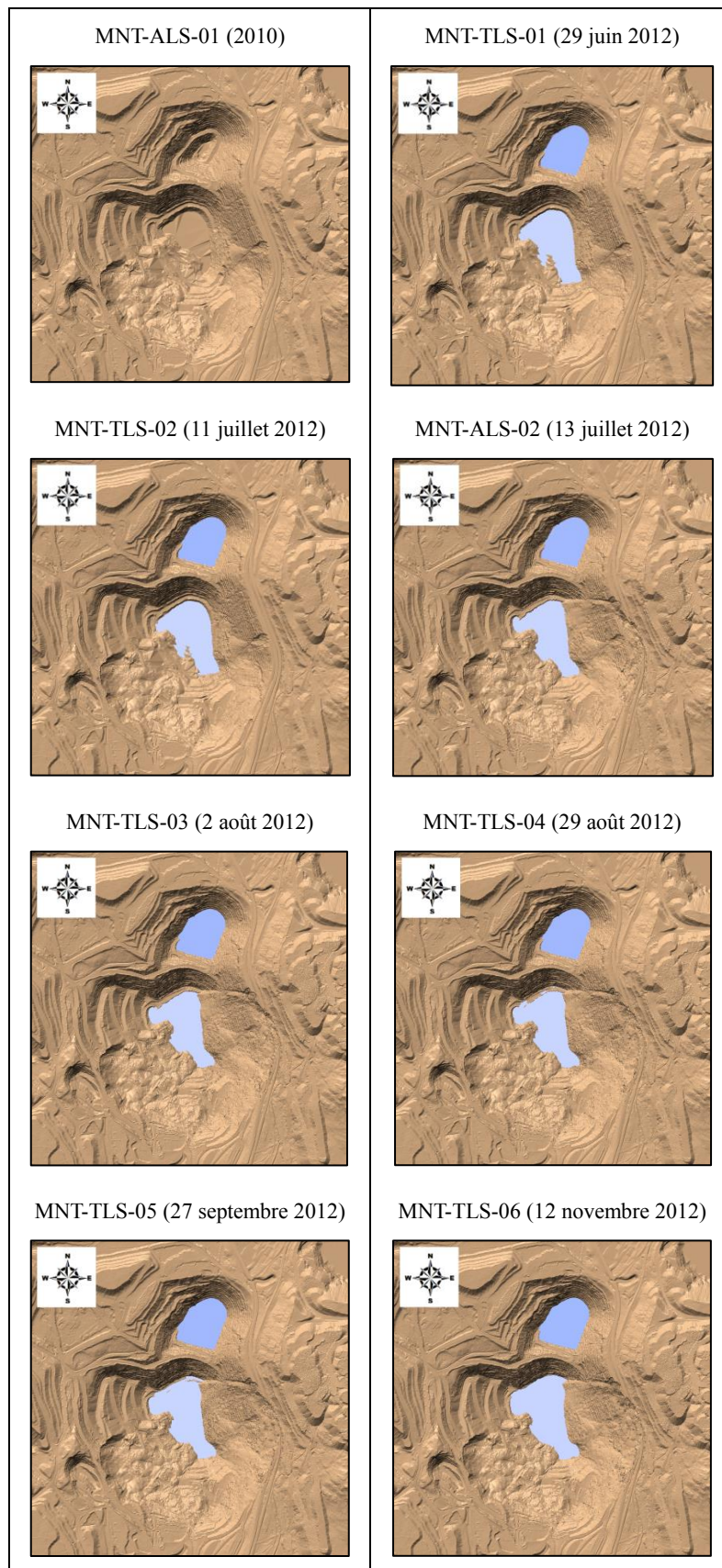


Figure 34 : Chronologie du glissement (se référer à la Figure 32 pour l'échelle)

Avant de créer les modèles et de reconstituer la géologie pour chacun d'eux, il est intéressant de mesurer les dimensions du mur à partir des quatre profils extraits des MNT-ALS-01 et MNT-TLS-01 (Figure 35 et Figure 36). Étant donné que ces deux MNT ont deux ans d'intervalle, il est possible de suivre l'évolution de la géométrie du mur est au cours de cette période.

Les dimensions proposées en 1994 pour la fosse globale [65] sont affichées dans le Tableau 10.

Tableau 10 : Dimensions de la fosse globale proposées en 1994 [65]

Paramètres	Données
Profondeur	425 m
Hauteur des gradins	12,2 m (40 ft.)
Largeur des gradins	6,1 m (20 ft.)
Angle global	42°

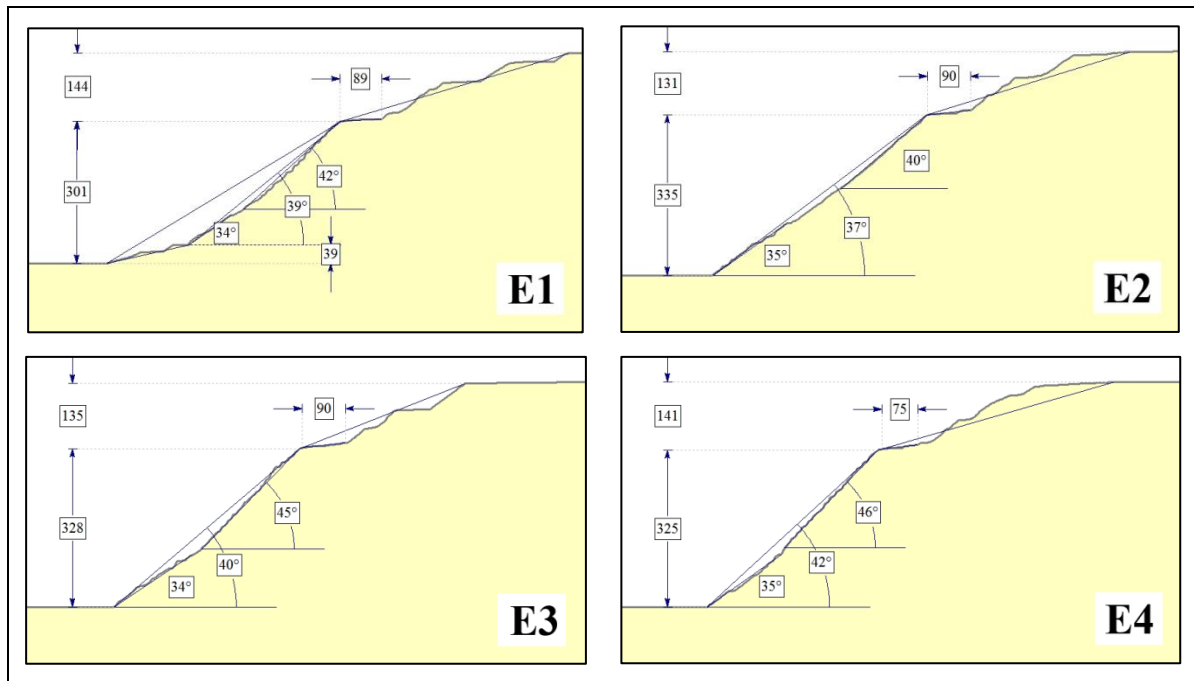


Figure 35 : Paramètres géométriques réels de la fosse en mètres et degrés (2010) [37]

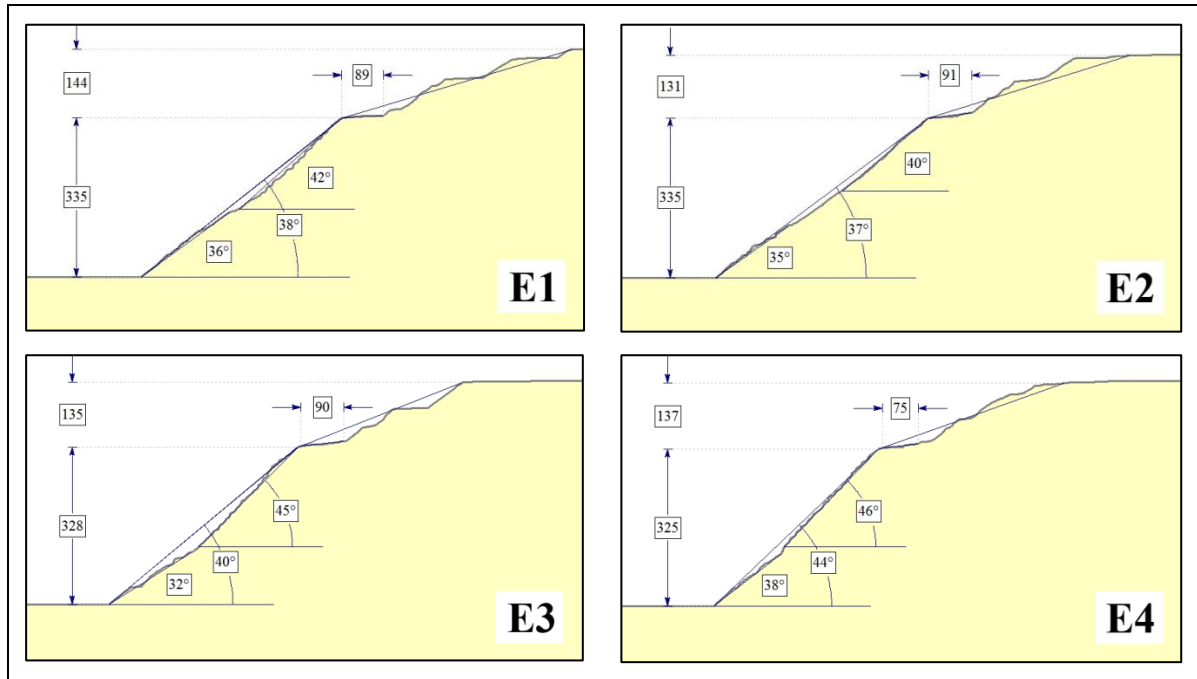


Figure 36 : Paramètres géométriques réels de la fosse en mètres et degrés (29 juin 2012) [37]

Tableau 11 : Dimensions de la fosse globale 2010 et 2012 (Figure 35 et Figure 36)

Paramètres	Fosse globale	
	2010	2012
Profondeur (par rapport à la route 112)	335 m	335 m
Angle global	39,5°	39.75°
Hauteur des gradins	12,2 m (40 ft.)	12,2 m (40 ft.)
Largeur des gradins	6,1 m (20 ft.)	6,1 m (20 ft.)
Largeur de la route 112	90 m	90 m
Hauteur des haldes de stérile	136 m	136 m



Globalement, les dimensions restent les mêmes entre 2010 et 2012 (Tableau 11), excepté pour le profil E1. La hauteur passe de 301 m à 335 m (Figure 35 et Figure 36). La raison provient du fait que la mine était encore en exploitation entre 2010 et 2011. Au cours de cette période, le pied de la pente E1 a été excavé sur une hauteur de 74 m, soit la valeur de 6 gradins, d'où le changement de géométrie entre 2010 et 2012 pour le profil E1. En ce qui concerne la largeur de la route 112, elle ne varie pas entre ces deux dates et reste comprise entre 75 et 90 m.

Pour finir, le fond de la fosse est localisé à une altitude de - 36 m avec le MNT de 2010. Le fond de la mine est immergé, avec un niveau d'eau mesuré le 29 juin 2012 à une altitude de -15,85m. Par conséquent, la pente immergée située entre - 36 et - 15,85 m a dû être reconstituée en suivant la ligne de pente de la partie hors d'eau.

### **III.3 GÉOLOGIE PAR SECTION**

La géologie de chaque section a été intégrée aux profils. Les profils présentés Figure 37 sont conformes aux dimensions et cotes des plans opérationnels fournis par le bureau d'étude LAB Chrysotile. Il faut interpréter les plans pour étendre la géologie à des profils couvrant des surfaces plus importantes (Figure 38).

Ces profils sont ceux utilisés pour la rétro-analyse. On y retrouve les types de roches définis dans la section II.7.1. On retrouve la péridotite dans la partie haute des quatre profils ; la serpentinite est localisée dans la partie basse.

Il est important de relever les deux principales différences géologiques entre les profils. La première concerne la partie haute des pentes, où on trouve de la péridotite fracturée pour les profils E3 et E4 alors qu'on trouve uniquement de la péridotite massive pour les profils E1 et E2.

La deuxième différence concerne la partie basse des profils. En effet, E1, E3 et E4 sont constitués de serpentinite non massive et de péridotite fracturée au pied de la pente, or il existe une zone de serpentinite massive au pied de la pente du profil E2.

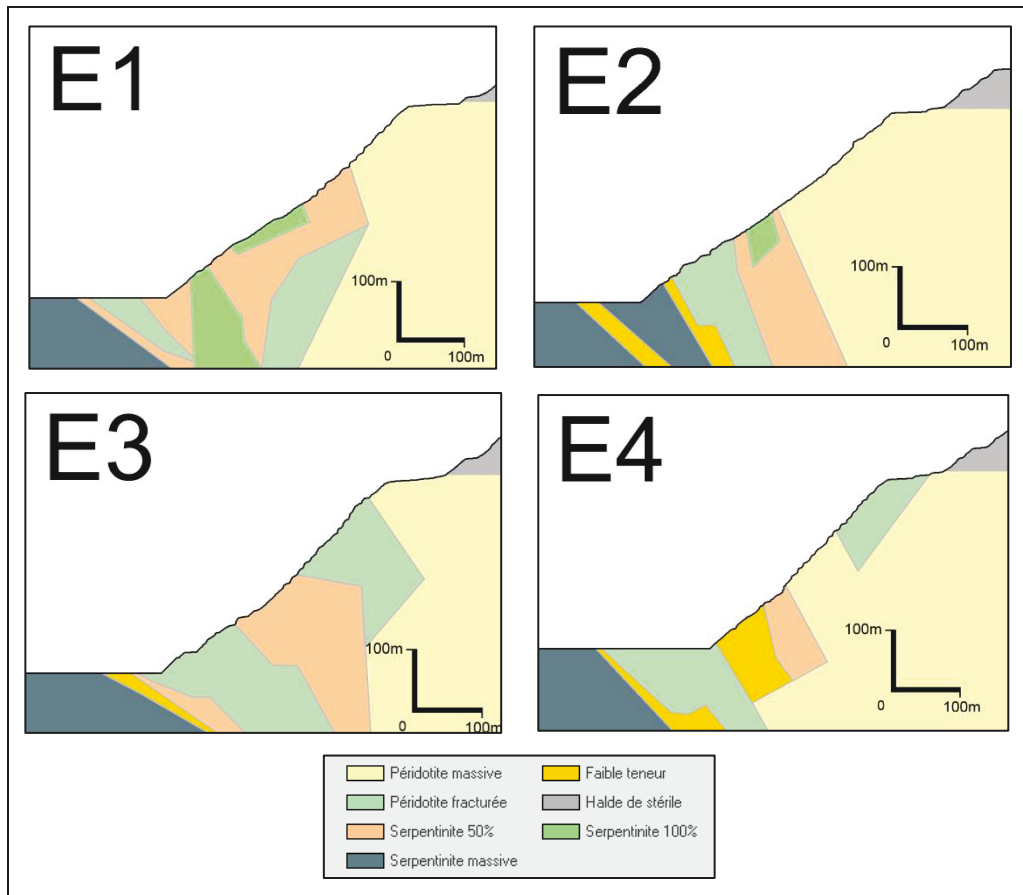


Figure 37 : Géologie des sections E1, E2, E3 et E4, conformément aux plans fournis par LAB Chrysoïle

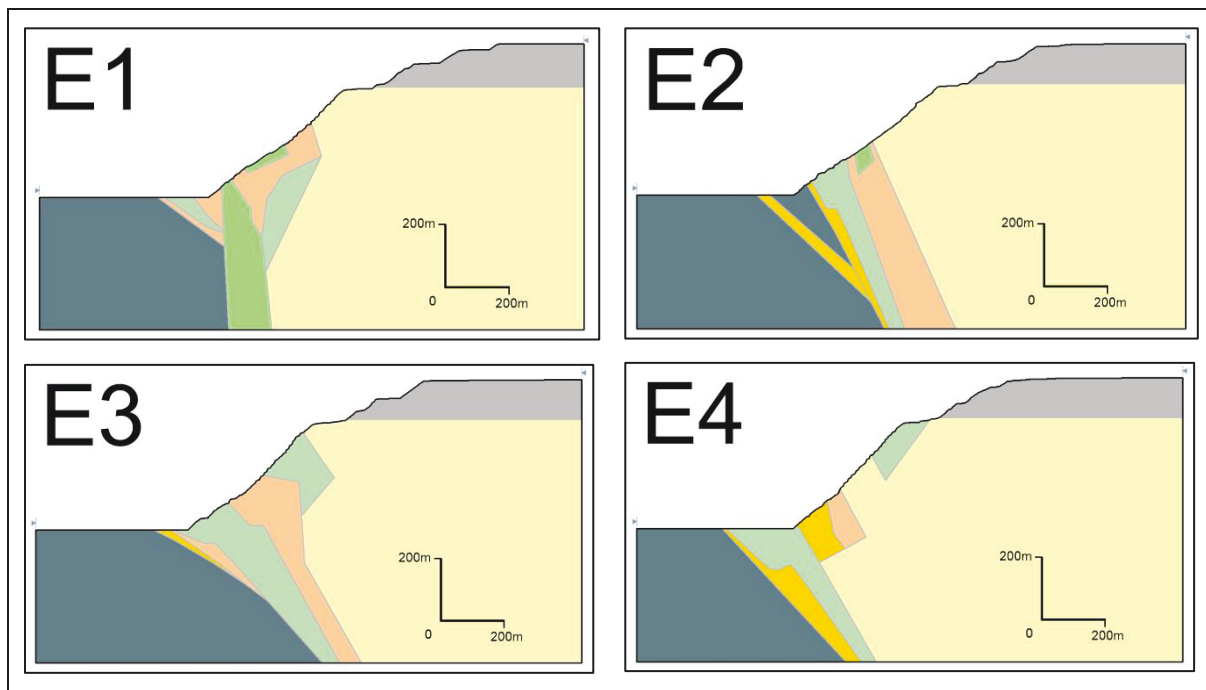


Figure 38 : Profils élargis avec extrapolation de la géologie

### III.4 MOUVEMENT DU GLISSEMENT

L'exploitation des MNT peut fournir de nombreuses informations, en particulier celles concernant les volumes différentiels entre les MNT [75-79]. Ces volumes sont calculés à partir de deux MNT d'une même zone, réalisés à partir de nuages de points enregistrés à des dates décalées. La différence entre les deux MNT permet de calculer les variations du relief entre ces deux dates (Figure 39).

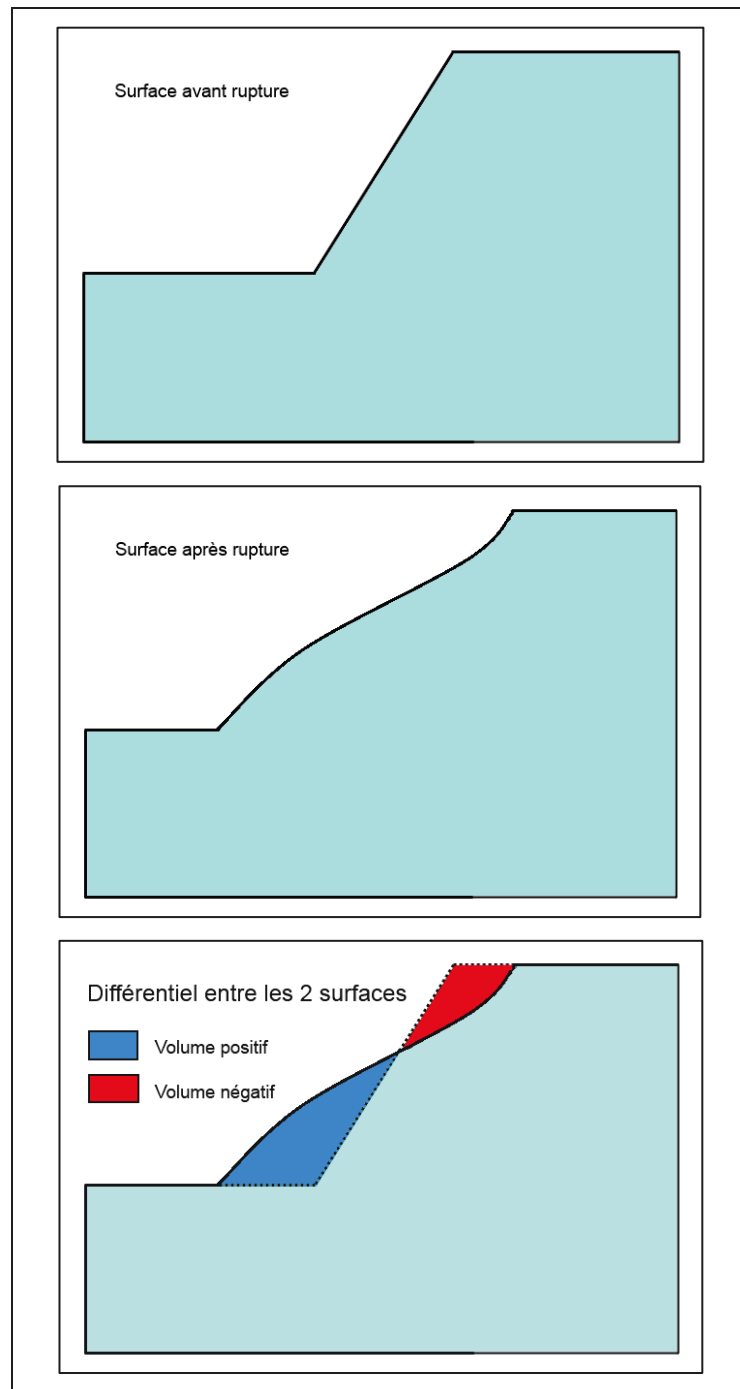


Figure 39 : Visualisation 2D du principe de la mesure des volumes différentiels entre MNT

À partir du MNT-TLS-01 choisi comme MNT de référence, les volumes différentiels sont obtenus et reportés dans le Tableau 19.

Tableau 12 : Volumes différentiels en prenant le TLS du 29 juin 2012 comme fosse de référence

Date des TLS	Volume négatifs (m <sup>3</sup> )	Volume positifs (m <sup>3</sup> )
2012-06-29	0	0
2012-07-11	309 172	179 209
2012-07-13	2 697 907	2 777 824
2012-08-02	3 014 653	3 185 763
2012-08-29	3 228 366	3 259 147
2012-09-27	3 466 175	3 286 085
2012-11-12	3 496 538	3 254 662

Étant donné que le mouvement du glissement est directement lié aux variations du volume négatif depuis le 29 juin 2012 [16, 80], les résultats de la mesure de ce volume sont reportés sur un graphique pour suivre son évolution (Figure 40). On constate une très légère augmentation de ce volume au cours de la dernière période de suivi. Les précipitations abondantes du mois de septembre et d'octobre 2012 (Figure 20) peuvent expliquer cette légère augmentation suite à une érosion superficielle par ravinement. Par conséquent, on en conclut que le glissement s'est stabilisé au cours de cette période.

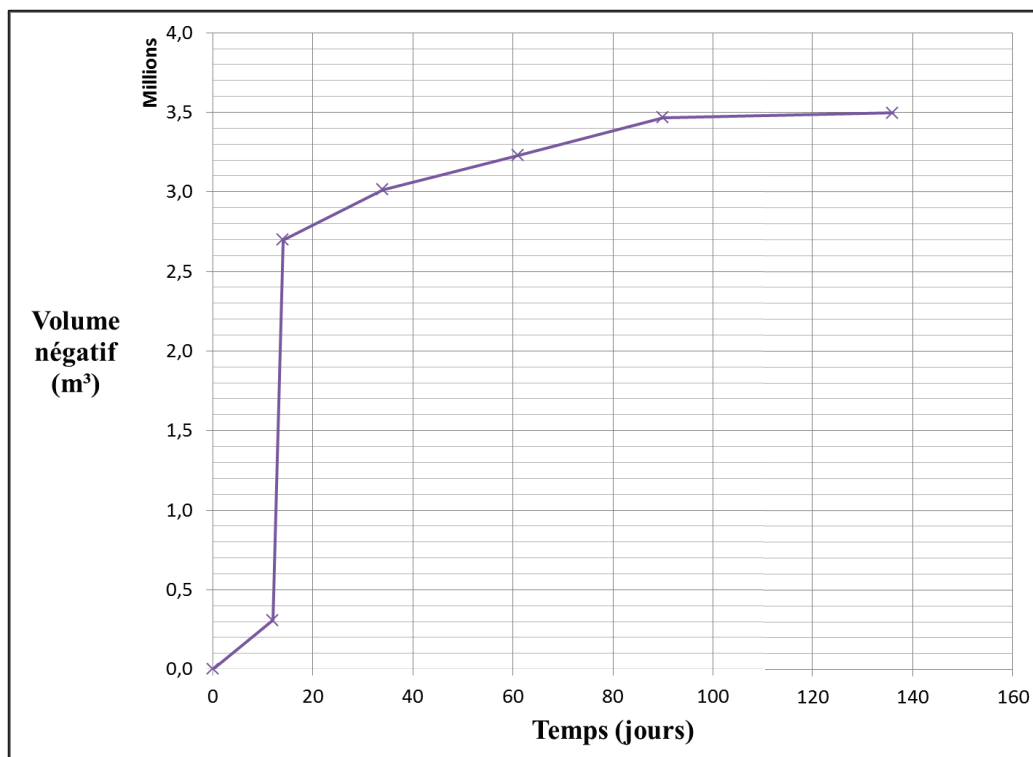


Figure 40 : Évolution du glissement au cours de la période de suivi 2012

Concernant les volumes positifs, la montée continue du niveau d'eau au fond de la fosse ne permet pas d'interpréter leur évolution dans sa globalité. Une approche indirecte est utilisée dans l'ANNEXE 1, pour calculer le volume positif immergé. Ce travail a permis de calculer le volume du glissement et de l'estimer entre  $21,4 \cdot 10^6 \text{ m}^3$  et  $22,6 \cdot 10^6 \text{ m}^3$ . Ce qui ressort des calculs de l'ANNEXE 1, c'est une valeur de 1,07 pour le coefficient de foisonnement. Sa valeur proche de 1 peut s'interpréter par le fait que le volume s'est très peu déformé lors du glissement. Les MNT confirment ce résultat, car la plupart des gradins sont encore reconnaissables après la rupture.

Par le biais des volumes, les débits d'eau sont calculés et estimés à environ  $430 \text{ m}^3/\text{h}$  dans la fosse du gisement N-E et à  $520 \text{ m}^3/\text{h}$  dans la fosse principale. À l'aide de cette information, il a été possible de calculer le temps de remplissage des fosses (ANNEXES 2 et 3). Le résultat est d'environ 5 ans pour la fosse du gisement N-E, 19 ans pour la fosse principale et 32 ans pour la fosse globale.

### **III.5 VECTEURS DÉPLACEMENTS**

La représentation vectorielle en 2D du mouvement est valide si le mouvement ne subit pas de déplacement latéral en oblique par rapport à la ligne de plus grande pente. Or, d'après la Figure 33, le suivi de l'empreinte laissée par le glissement de 2009 dans le mur est montre qu'il existe bien un déplacement oblique orienté vers le nord. Mais il est suffisamment petit par rapport aux dimensions du mur est et au déplacement global pour accepter de ne pas en tenir compte dans l'approche 2D. Seule une approche 3D permet d'étudier toutes les composantes (x, y et z) d'un glissement.

Le contexte des mines à ciel ouvert fournit des repères visuels caractéristiques tels que la géométrie des gradins, des routes, etc. Ces points singuliers peuvent être repérés d'un MNT à un autre si le massif n'a pas subi de déformations trop importantes. Le cas du glissement à Black Lake satisfait à cette condition. En s'appuyant sur le déplacement de la route 112 et des gradins, il a été possible de définir des vecteurs déplacements au cours de la période de suivi entre le 29 juin 2012 et le 12 novembre 2012 (ANNEXE 4). Leurs coordonnées sont affichées dans les Tableau 13, Tableau 14, Tableau 15 et Tableau 16, ainsi que leur positionnement sur la pente du 29 juin 2012.

Tableau 13 : Vecteurs déplacements pour le profil E1

Profil	Localisation		Vecteur			
	L (m)	Z (m)	$\Delta L$ (m)	$\Delta Z$ (m)	Angle (°)	Norme (m)
E1	253	299	-38	-56	56	68
	280	301	-35	-50	90	61
	306	302	-32	-37	90	49
	339	303	-1	-2	63	2
	83	141	-10	2	-11	10
	55	123	-31	0	0	31
	43	113	-43	0	0	43
	-89	32	-22	8	-20	23
	-104	18	-29	9	-17	30
-120	7	-32	3	-5	32	

Tableau 14 : Vecteurs déplacements pour le profil E2

Profil	Localisation		Vecteur			
	L (m)	Z (m)	$\Delta L$ (m)	$\Delta Z$ (m)	Angle (°)	Norme (m)
E2	233	299	-58	-74	52	94
	294	303	-15	-18	90	23
	-83	58	-76	-10	90	77
	-107	45	-71	-6	5	71
	-133	31	-74	-6	5	74
	-156	11	-90	-12	8	91

Tableau 15 : Vecteurs déplacements pour le profil E3

Profil	Localisation		Vecteur			
	L (m)	Z (m)	$\Delta L$ (m)	$\Delta Z$ (m)	Angle (°)	Norme (m)
E3	211	297	-1	-43	89	43
	196	297	0	-55	90	55
	166	294	0	-50	90	50
	125	266	-12	-53	77	54
	109	251	-10	-47	78	48
	80	213	-21	-37	60	43
	-112	45	-50	12	-13	51
	-133	33	-54	12	-13	55
	-145	23	-68	16	-13	70
-186	0	-79	5	-4	79	

Tableau 16 : Vecteurs déplacements pour le profil E4

Profil	Localisation		Vecteur			
	L (m)	Z (m)	$\Delta L$ (m)	$\Delta Z$ (m)	Angle (°)	Norme (m)
E4	139	292	-14	-45	73	47
	151	293	-10	-34	90	35
	175	294	-1	-22	90	22
	-77	70	-42	-3	4	42
	-82	67	-47	-3	4	47
	-102	54	-54	0	0	54
	-180	1	-70	7	-6	70

Les vecteurs sont ensuite reportés sur les profils E1 à E4 (Figure 41, Figure 42, Figure 43 et Figure 44). Attention, la fonction quiver de Matlab permettant de représenter les vecteurs préserve à l'affichage leur position, leur direction, leur sens, mais pas leur norme. La représentation graphique de la norme des vecteurs est donc erronée. De plus, les axes n'étant pas orthonormés, les profils reproduits sont plus étirés sur la longueur que dans la réalité.

Une différence apparaît entre le secteur sud (E1 et E2) et le secteur nord (E3 et E4) du glissement. Dans le secteur nord, la partie haute de la pente (la route 112) est constituée de péridotite fracturée, et les vecteurs déplacements dans cette zone ont un angle compris entre 70 et 90° par rapport à l'horizontale. Ce résultat est cohérent avec l'orientation du plan de discontinuité 85/255 de la famille F2. Cette cinématique n'est pas reproduite dans la péridotite massive au niveau de la route 112 pour les profils E1 et E2. En effet, les vecteurs déplacements de cette zone ont un angle d'environ 50°. La pente est moins élevée et pourrait correspondre à un plan de rupture dans la péridotite massive.

Les déplacements verticaux et horizontaux combinés sont quantifiés à partir de la moyenne des normes des vecteurs (Tableau 13 à 16). Pour la partie haute des profils E1 et E2, le déplacement moyen est 59 m (moyenne des normes des vecteurs projetées sur l'axe z). Les déplacements moyens sont estimés à 49 m pour E3 et 35 m pour E4. L'écart des déplacements entre les deux secteurs est lié à l'angle du plan de glissement de chaque zone. Les déformations de la route ont été plus importantes dans la partie sud, alors que l'affaissement de la route dans le secteur nord, selon un angle de 90°, a permis de conserver le tronçon de la route intact (les  $\Delta L$  sont plus élevés dans le secteur sud que dans le secteur nord). Pour les déplacements verticaux, la moyenne des  $\Delta Z$  (moyenne des normes des vecteurs projetées sur l'axe L) pour E1, E2 et E3 est d'environ 50 m et de 34 m pour E4. Cet écart peut s'expliquer par la présence du dyke de granit (entre la fosse principale et la fosse N-E), qui a freiné le déplacement vertical de la pente dans le secteur du profil E4.

Concernant la partie basse du glissement, on retrouve la même cinématique pour les profils E1, E3 et E4. Les vecteurs déplacements dans cette zone ont un faible angle négatif variant principalement entre 0° et -10°. Cette information indique que des déplacements verticaux vers le haut se produisent dans la zone de chacun de ces profils. Associés aux déplacements horizontaux atteignant 80 m au pied du profil E3, ils caractérisent un glissement de type circulaire. Contrairement à ces profils, E2 montre qu'il n'y a pas de

remontée de matériaux, mais un déplacement orienté vers le bas. Cette différence est soit liée à une erreur d'interprétation des points de repère entre les profils, soit liée à la présence de serpentinite massive au pied de la pente E2.

Il est important de noter qu'après le 13 juillet 2012, la tendance des déplacements dans la partie basse du glissement est purement horizontale. Ce sont les résultats de la modélisation qui permettent d'expliquer cette tendance.

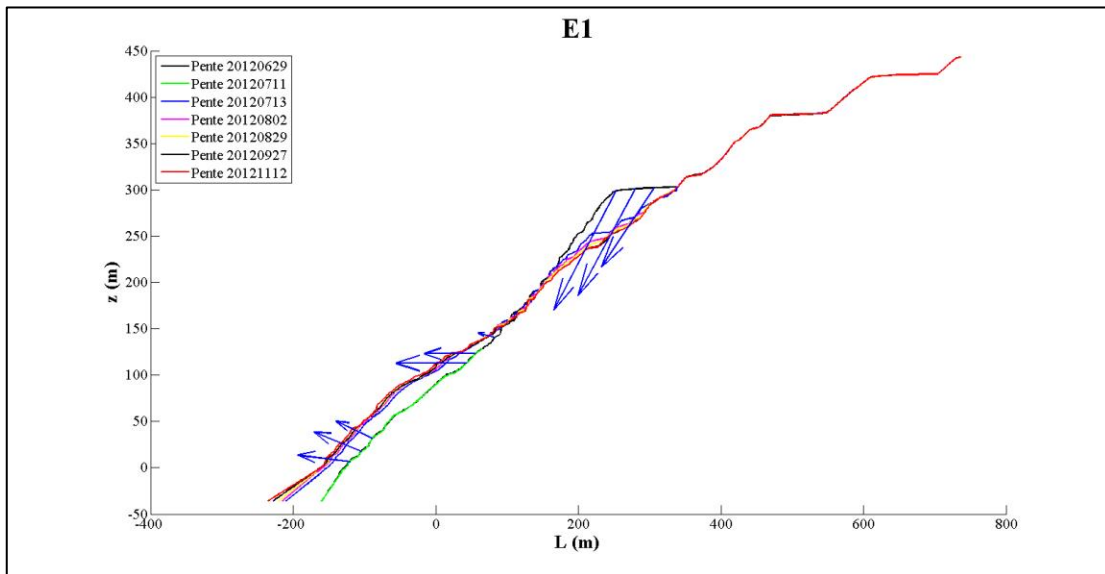


Figure 41 : Représentation des vecteurs déplacements pour le profil E1

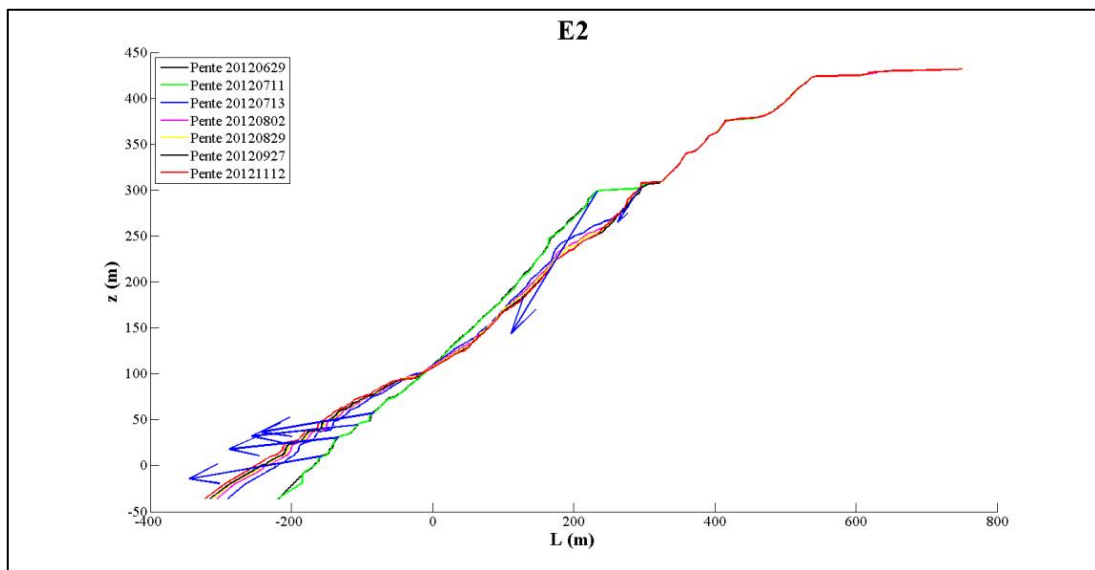


Figure 42 : Représentation des vecteurs déplacements pour le profil E2



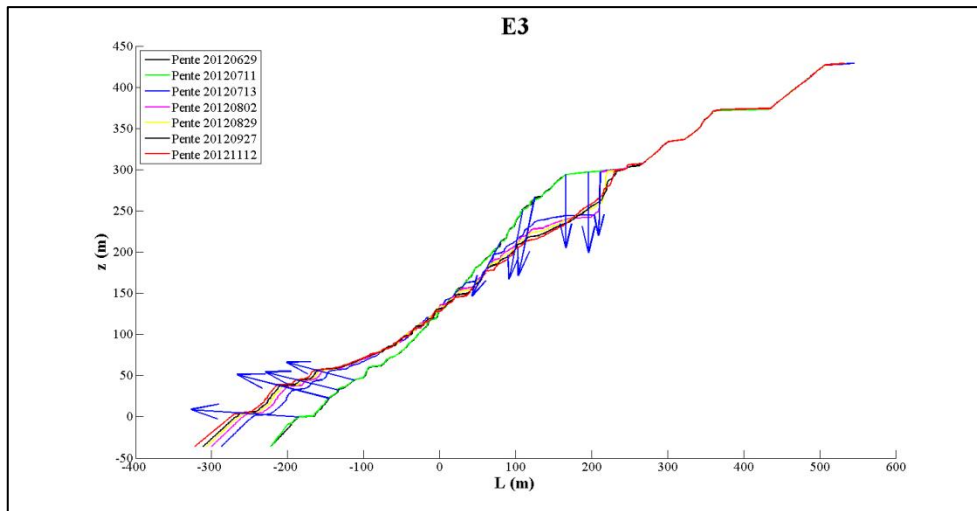


Figure 43 : Représentation des vecteurs déplacements pour le profil E3

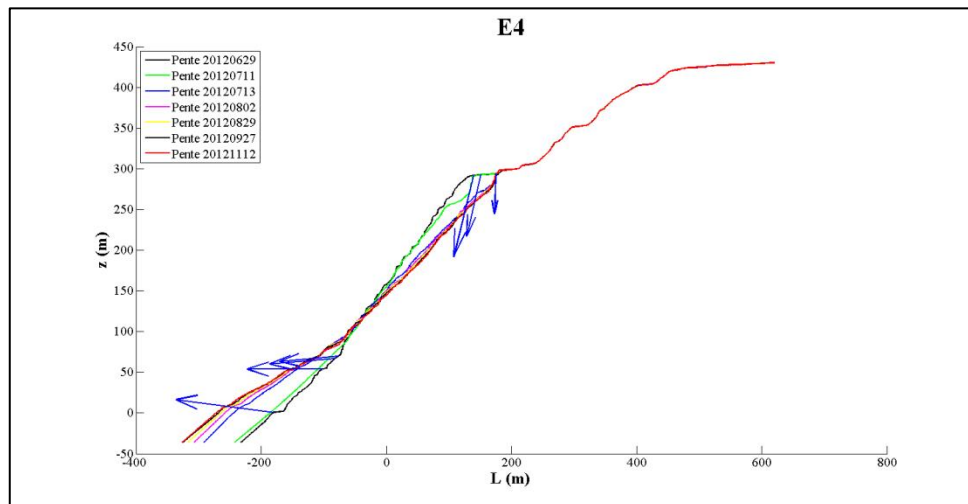


Figure 44 : Représentation des vecteurs déplacements pour le profil E4

### III.6 ANGLE DU HAUT DE LA SURFACE DE RUPTURE

Pour mesurer l'angle et le point de départ de la surface de rupture, il suffit de prendre un MNT qui dévoile nettement le haut de cette surface. Les mesures (Tableau 17 et Tableau 18) ont été relevées à partir des MNT du 13 juillet et du 12 novembre 2012.

Tableau 17 : Localisation et orientation du haut de la surface de la rupture à partir des MNT du 13 juillet 2012

Profil	Localisation		Orientation	
	L (m)	Z (m)	Pendage	Direction
E1	350	313	45	250
E2	298,5	304	50	250
E3	212	297	87	250
E4	176	290	72	250

Tableau 18 : Localisation et orientation du haut de la surface de la rupture à partir des MNT du 12 novembre 2012

Profil	Localisation		Orientation	
	L (m)	Z (m)	Pendage	Direction
E1	350	313	45	250
E2	294	302	52	250
E3	231,5	300	71	250
E4	177	294	63	250

Pour E3 et E4, la pente du haut de la surface de rupture est très élevée (Tableau 17). On retrouve d'ailleurs l'orientation exacte de la famille F2 pour le profil E3. E4 n'en est pas loin non plus. La diminution de l'angle mesuré le 12 novembre (Tableau 18) par rapport celui mesuré le 29 juin est liée à l'érosion.

Pour E1 et E2, les angles mesurés à ces deux dates (Tableau 17 et Tableau 18) sont estimés à 45°. Cette valeur correspond à l'angle mesuré avec les inclinomètres 1, 2 et 3 du MTQ, installés à proximité de la zone du profil E2.

Pour conclure, l'angle choisi pour le haut de la surface de rupture est celui mesuré pour chacun des profils en date du 12 novembre. L'information du 13 juillet est à prendre en compte pour placer la fissure de tension sur les modèles numériques.

## IV RÉTRO-ANALYSE DU GLISSEMENT

Les profils utilisés pour les rétro-analyses sont ceux préparés en section III.3. Le but est de trouver la surface de rupture la plus probable pour chaque profil, en tenant compte des paramètres connus du haut de la surface de rupture (section III.6). Ce travail s'effectue sur des modèles de pentes drainées. À l'aide de ces surfaces, le volume du glissement est estimé. Par le biais de ce volume et des volumes différentiels d'eau au fond de la fosse, la vitesse de remontée de la surface du plan d'eau noyant la fosse principale est calculée (ANNEXES 1 et 2).

Les surfaces de rupture étant définies, une première rétro-analyse est réalisée pour déterminer les intervalles de valeurs des paramètres géomécaniques. Suite à cette opération, une ligne piézométrique est intégrée aux modèles numériques pour effectuer une deuxième rétro-analyse. Celle-ci a pour but de déterminer la géométrie de la nappe phréatique (Figure 48) au moment de la rupture en respectant les conditions hydrogéologiques. Pour y parvenir, un ABAQUE est créé pour fournir la valeur du FOS en fonction de l'angle de rabattement de la nappe pour chaque profil. Ce travail s'effectue à partir de la méthode LEA avec la méthode de calcul Janbu simplifié.

Ayant déterminé une ligne piézométrique commune à tous les profils, une deuxième analyse numérique de type LEA est réalisée en utilisant la méthode de calcul Bishop simplifié. Cette analyse est réalisée à partir de deux logiciels (Slide et Talren) et permet de comparer les résultats entre les deux méthodes de calcul Janbu et Bishop simplifié en utilisant les paramètres Mohr-Coulomb équivalant aux paramètres de Hoek et Brown.

L'objectif suivant est d'utiliser la méthode des éléments finis pour reproduire les déplacements et les comparer à ceux mesurés avec le LiDAR. L'utilisation de la méthode FE-SSR clôt ce chapitre pour calculer le SRF et le comparer au FOS obtenu par la méthode LEA.

## IV.1 MODÈLES DE PENTES DRAINÉES

Avant de débiter la rétro-analyse, il faut déterminer la géométrie de la surface de rupture la plus probable. La géométrie haute de la surface est définie en section III.6 (Tableau 17). Pour déterminer la géométrie globale de la surface de rupture, les données fournies en section II.7.1 sont reprises. La surface de rupture prend une forme linéaire dans la péridotite massive, orientée selon l'angle fourni par le Tableau 18. Au travers de la serpentinite, la géométrie est circulaire. Pour le profil E3, la surface de rupture ne passe pas par la péridotite massive (Figure 45). La géométrie proposée pour ce profil est de type circulaire. Quel que soit le profil, le passage de la surface de rupture dans la péridotite fracturée préserve une géométrie circulaire si elle a été initiée de cette manière avant de passer par ce matériau. C'est une approximation acceptable, car l'épaisseur de péridotite fracturée traversée par la surface est suffisamment faible par rapport au rayon du cercle pour que la géométrie de la surface de rupture soit considérée linéaire. Seule E2 ne valide pas cette supposition (Figure 45).

Une fois ce travail réalisé, les valeurs des propriétés géomécaniques des matériaux sont initialisées en cohérence avec leur classement AFTES (Tableau 19). Concernant le stérile, les paramètres géomécaniques sont associés à ceux de la serpentinite altérée (Tableau 20).

Tableau 19 : Paramètres géomécaniques initiaux

Roche désignation		Paramètres géomécaniques							
Géologique	Géotechnique	UCS (MPa)	GSI=MRMR	mi	Masse volumique (kN/m <sup>3</sup> )	D	m <sub>b</sub>	s	a
Serpentinite	Massive	34	51	13	25,1	1	3,93E-01	2,84E-04	5,05E-01
	Faiblement schisteuse	34	40	12	25,1	1	1,65E-01	4,54E-05	5,11E-01
	Semi-schisteuse (minéralisée à 50%)	34	27	11	25,1	1	5,98E-02	5,20E-06	5,27E-01
	Schisteuse (minéralisée à 100%)	34	18	10	25,1	1	2,86E-02	1,16E-06	5,50E-01
Péridotite	Massive	120	55	21	27,5	1	8,44E-01	5,53E-04	5,04E-01
	Fracturée	120	45	20	27,5	1	3,93E-01	1,04E-04	5,08E-01

(\*) MRMR de Laubsher [55]

Tableau 20 : Propriétés géomécaniques du stérile [56]

Désignation	C (kPa)	φ (°)	Masse volumique (kN/m <sup>3</sup> )
Stérile	14	30	22

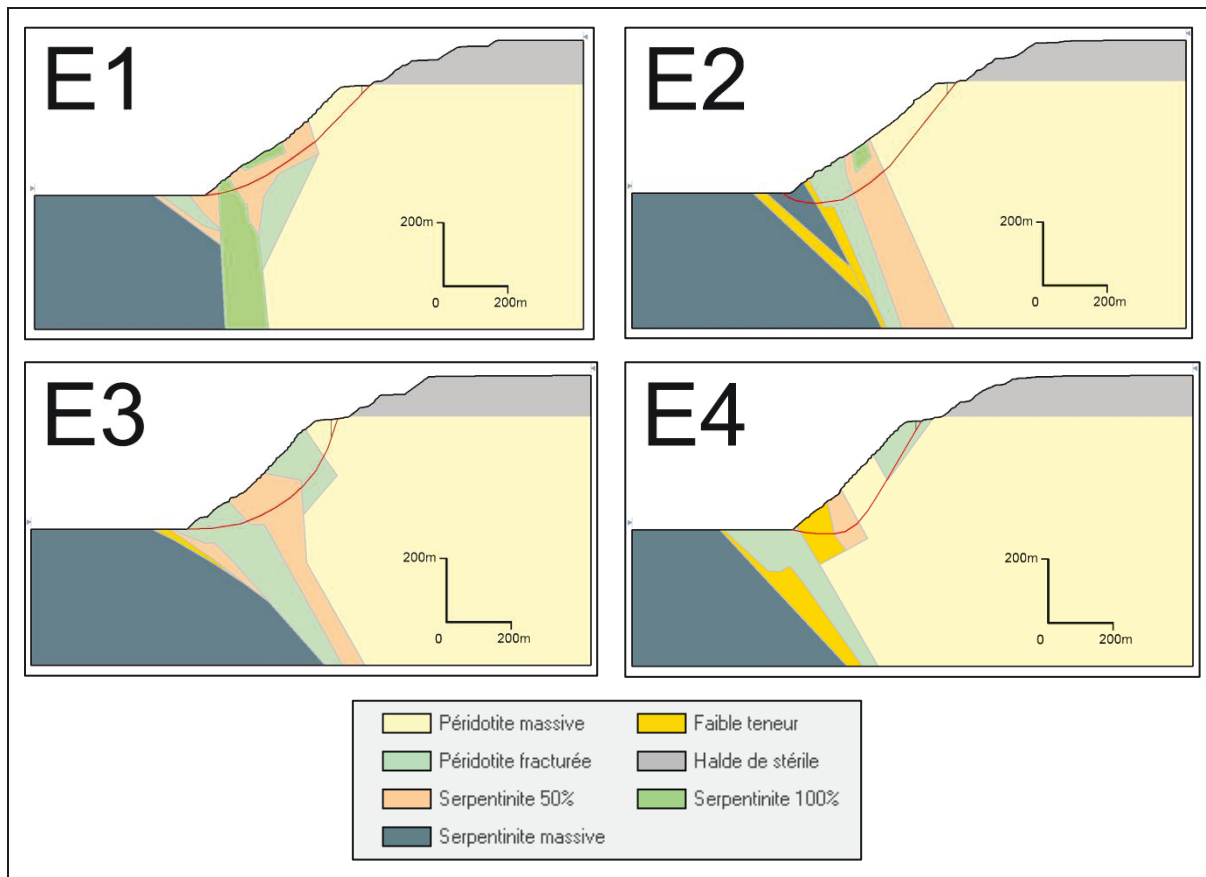


Figure 45 : Modèle Slide avec les surfaces de rupture

## IV.2 PARAMETRES GÉOMECANIQUES

En reprenant les paramètres du Tableau 19 et du Tableau 20, une rétro-analyse préliminaire est effectuée à partir des modèles de pentes drainées (Figure 45). La méthode LEA est appliquée aux profils E1 à E4 intégrant les surfaces de rupture définies précédemment pour obtenir un FOS minimum. Ce travail a été réalisé en utilisant les courbes de sensibilité (ex. de courbes de sensibilité pour le profil E1 : Figure 46, Figure 47) pour cibler les paramètres géomécaniques qui font varier significativement le FOS. Ce travail a permis de montrer que le GSI est le paramètre qui fait varier le FOS le plus significativement. La constante  $m_i$  est également un paramètre influant, dans une moindre mesure. Seuls ces deux paramètres sont modifiés de façon à obtenir le FOS minimum pour chaque modèle numérique. Au regard des résultats présentés en ANNEXE 5, le FOS est supérieur à 1 pour tous les profils. Ce qui montre que, sans présence d'eau, la pente est stable. Un intervalle de valeurs pour le GSI et le  $m_i$  (Tableau 21) est défini par rapport aux

résultats du tableau en ANNEXE 5. Les autres paramètres ne changent pas par rapport au Tableau 19.

Tableau 21 : Intervalles de valeurs des paramètres géométriques

Roche désignation		Intervalles des paramètres géomécaniques								
Géologique	Géotechnique	UCS (MPa)	GSI=MRMR (*)	$m_i$	Masse volumique (kN/m <sup>3</sup> )	D	$m_b$	s	a	$E_{rm}$ (GPa)
Serpentinite	Massive	34	40 - 51	13	25,1	1	1,79E-1 - 3,93E-1	4,54E-5 - 2,84E-4	5,054E-1 - 5,114E-1	1,6 - 3,1
	Faiblement schisteuse	34	35 - 40	12	25,1	1	1,16E-1 - 1,65E-1	1,97E-5 - 4,54E-5	5,114E-1 - 5,159E-1	1,2 - 1,6
	Semi-schisteuse (minéralisée à 50%)	34	25 - 30	10 - 11	25,1	1	4,7E-2 - 7,4E-2	3,7E-6 - 8,60E-6	5,223E-1 - 5,313E-1	0,7 - 0,9
	Schisteuse (minéralisée à 100%)	34	18	10	25,1	1	3,4E-2	1,2E-6	5,55E-1	0,5
Péridotite	Massive	120	50 - 55	20 - 21	27,5	1	5,62E-1 - 8,44E-1	2,404E-4 - 5,531E-4	5,040E-1 - 5,057E-1	5,0 - 6,7
	Fracturée	120	37 - 45	20	27,5	1	2,22E-1 - 3,93E-1	1,045E-4 - 2,75E-4	5,081E-1 - 5,139E-1	2,4 - 3,7

(\*) MRMR de Laubscher [55]

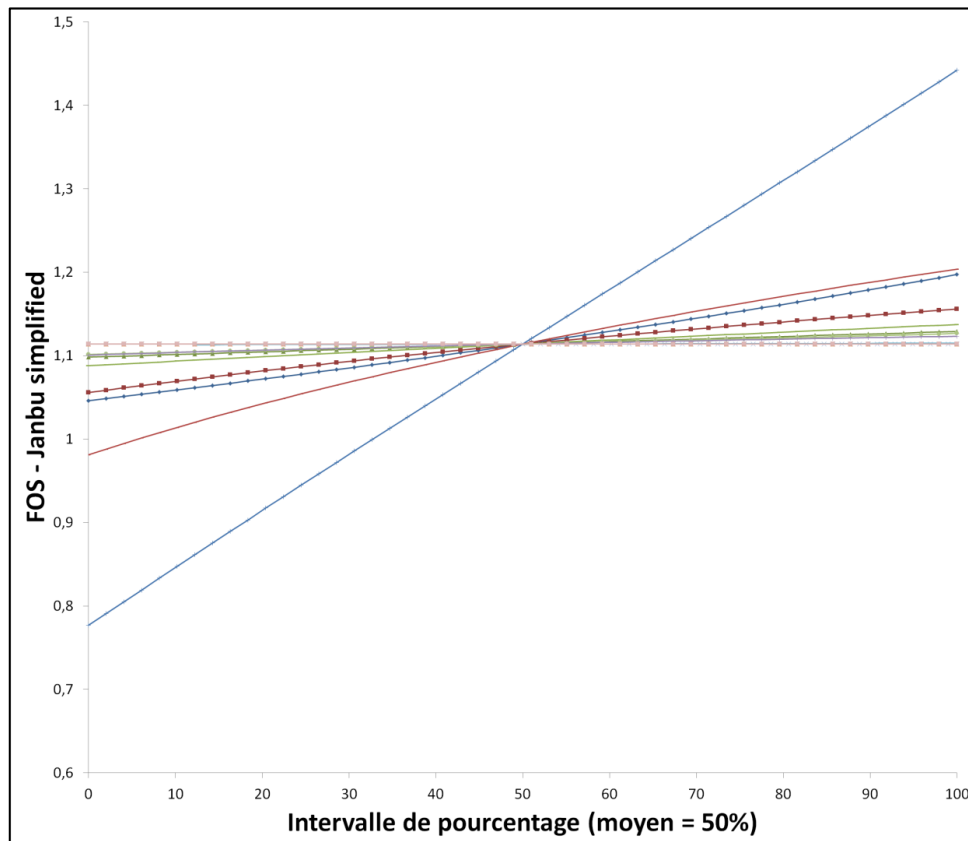


Figure 46 : Exemple de courbe de sensibilité pour le profil E1

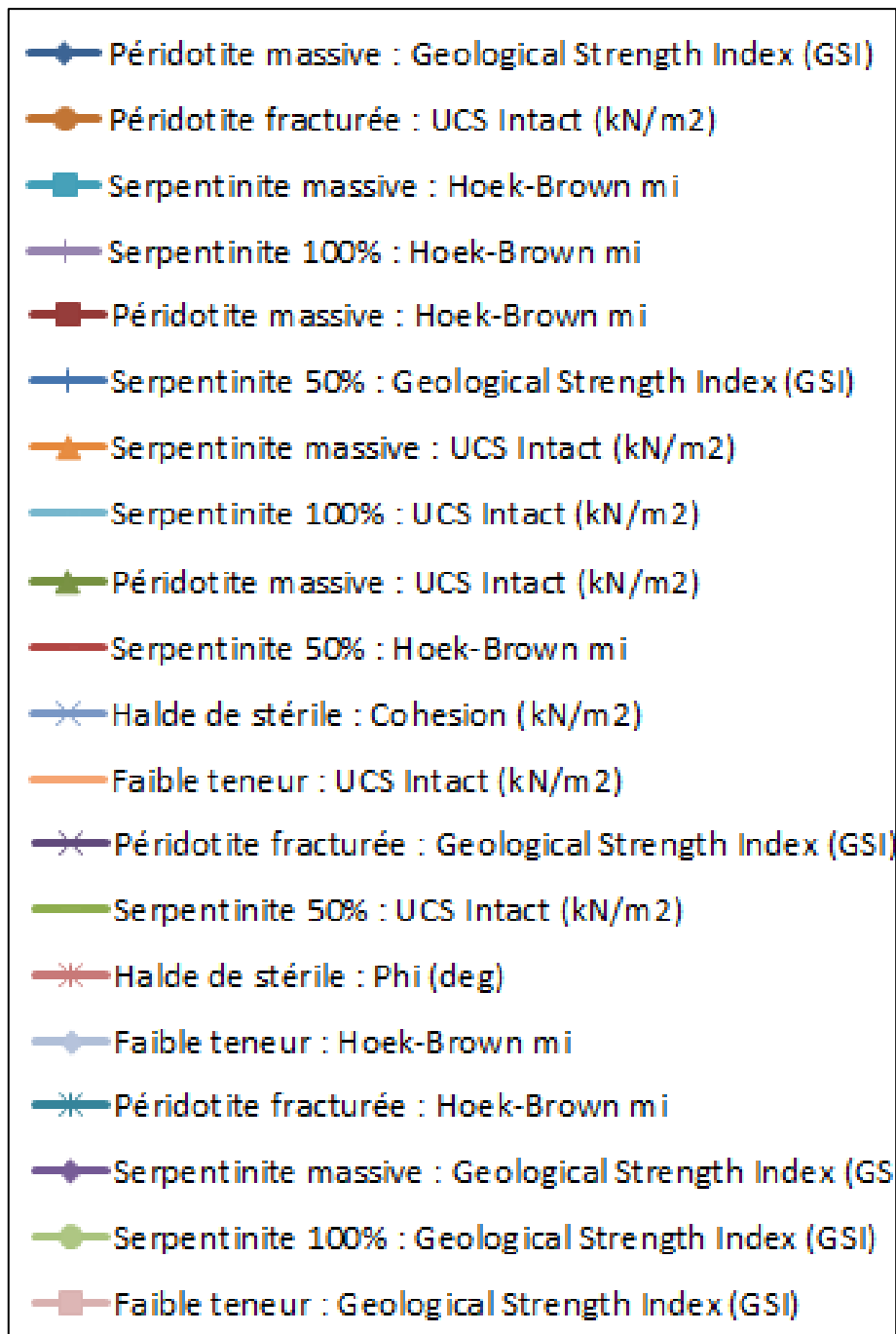


Figure 47 : Légende de la courbe de sensibilité (Figure 47)

### IV.3 MODÈLES DE PENTES NON DRAINÉES

L'étape suivante consiste à ajouter la nappe phréatique aux modèles, tout en conservant la géométrie des surfaces de rupture définies pour chaque profil en section IV.1.

Les données hydrogéologiques donnent une altitude du toit de la nappe à 250 m et une pente de rabattement faible.

Pour poursuivre l'analyse, il faut déterminer un angle de rabattement de la nappe pouvant produire la rupture. Le but étant d'avoir une géométrie de nappe commune à chaque modèle, un ABAQUE est réalisé pour donner le FOS en fonction de l'angle de rabattement. Pour produire cet ABAQUE, les paramètres géomécaniques sont fixés pour tous les modèles (Tableau 20 et Tableau 22). Puis le FOS est calculé pour plusieurs angles de rabattement, comme le montre l'exemple associé au profil E1 (Figure 48), et reporté sur un graphique en fonction de l'angle (Figure 49). Ce graphique sert d'ABAQUE pour déterminer un angle de rabattement commun à tous les modèles pour un FOS compris entre 0,9 et 1,1.

L'ABAQUE montre qu'il existe une zone qui valide la rupture pour trois profils. Elle est délimitée par un FOS compris entre 0,9 et 1,1 et un angle compris entre 21 et 25° (Figure 49). Cette zone n'intègre pas le profil E2, beaucoup trop stable pour passer par la zone critique. L'angle choisi est fixé à 23°. Cette valeur est cohérente avec la condition d'un angle de rabattement faible. Par conséquent, les modèles sont modifiés pour intégrer une nappe dont l'altitude du toit est fixée à 250 m avec un angle de rabattement de 23°.

Tableau 22 : Paramètres géomécaniques de Hoek et Brown

Roche désignation		Paramètres géomécaniques									
Géologique	Géotechnique	UCS (MPa)	GSI=MRMR (*)	$m_i$	Masse volumique (kN/m <sup>3</sup> )	D	$m_b$	s	a	$E_{rm}$ (GPa)	$\nu$
Serpentinite	Massive	34	45,5	13	25,1	1	0,265031	0,000114	0,507814	2,25	0,35
	Faiblement schisteuse	34	37,5	12	25,1	1	0,138155	2,99295E-5	0,513469	1,42	
	Semi-schisteuse (minéralisée à 50%)	34	27,5	10,5	25,1	1	0,059179	5,6529E-6	0,526435	0,80	
	Schisteuse (minéralisée à 100%)	34	18	10	25,1	1	3,40E-02	1,20E-6	5,55E-01	0,46	
Péridotite	Massive	120	52,5	20,5	27,5	1	0,689056	0,000365	0,504821	5,77	0,24
	Fracturée	120	41	20	27,5	1	0,295658	5,36337E-5	0,510622	2,98	

(\*) MRMR de Laubscher [55]



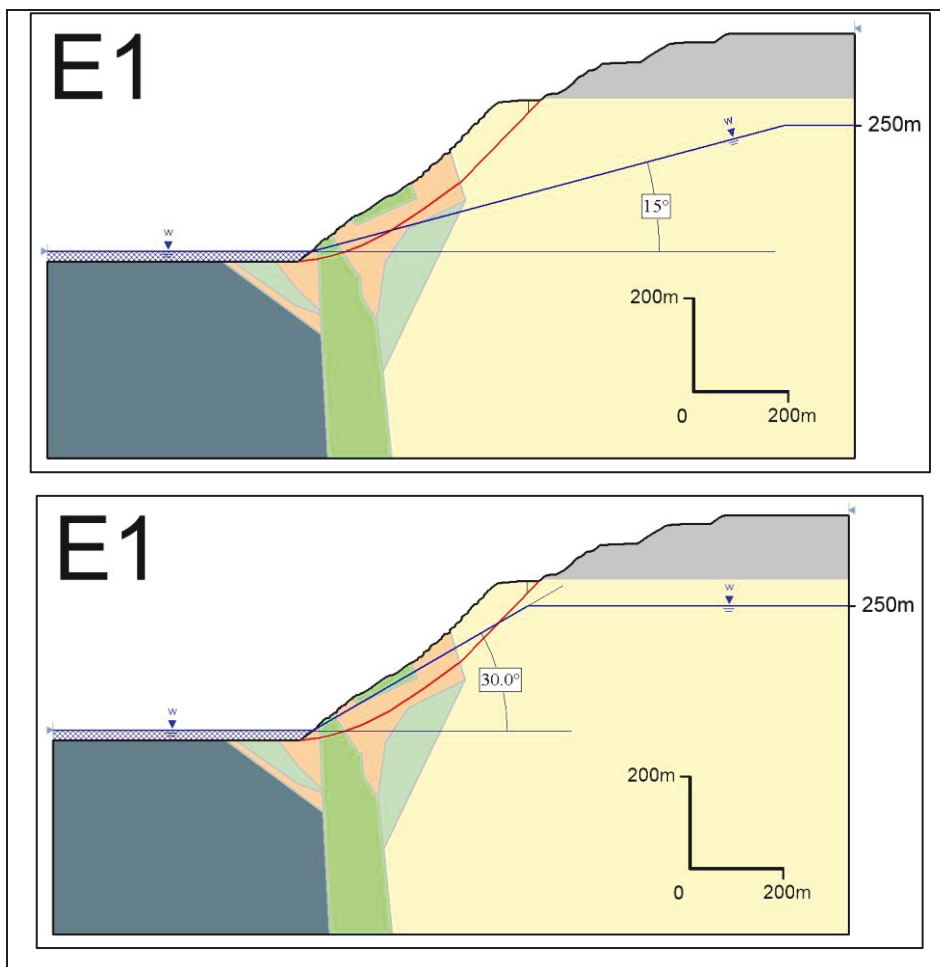


Figure 48 : Variation de l'angle de rabattement de la nappe pour réaliser l'ABAQUE

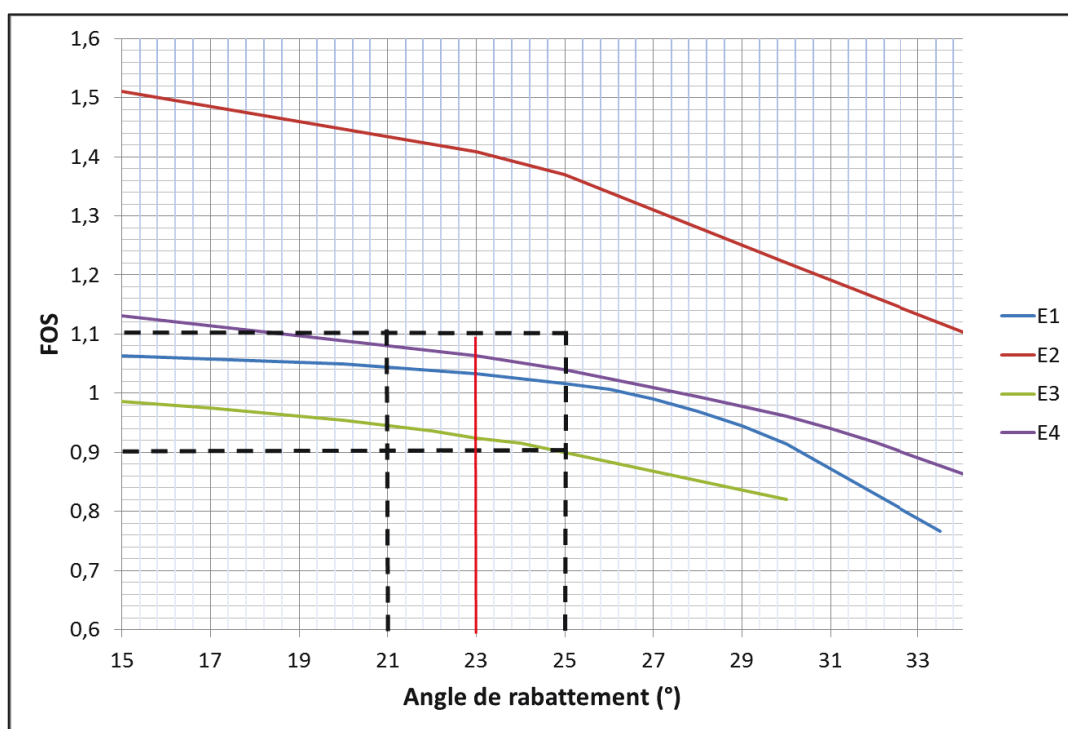


Figure 49 : ABAQUE résultant du calcul du FOS pour différents angles de pente de rabattement de nappe

#### IV.4 LEA PAR LA MÉTHODE DE CALCUL BISHOP SIMPLIFIÉ (LOGICIEL TALREN)

Ce paragraphe a pour objectif de tester les quatre profils en utilisant le logiciel Talren [81]. Ce dernier n'intègre pas la méthode de calcul Janbu simplifié et le critère de Hoek et Brown généralisé. C'est donc par la méthode de calcul Bishop simplifié et le critère de rupture Mohr-Coulomb que la modélisation est réalisée.

Les paramètres géomécaniques pris en compte par le logiciel sont donc la cohésion et l'angle de frottement interne. Il faut calculer les couples ( $c'$ ,  $\phi'$ ) équivalents aux paramètres géomécaniques de Hoek et Brown (Tableau 22) à l'aide des formules présentées en Figure 7.

Après avoir recréé à l'identique les quatre profils avec Talren (Figure 50, Figure 51, Figure 52, Figure 53), les matériaux sont définis avec les paramètres géomécaniques du Tableau 23. Il est important de noter que les paramètres équivalents ont été calculés pour l'ensemble du massif et non pour chaque tranche comme indiqué en Figure 7. De plus, tous les calculs précédents ont été obtenus par le biais d'un découpage en 25 tranches. Étant donné que le but est de comparer les résultats obtenus par Slide avec ceux de Talren, le nombre de tranches est élevé à 150 pour augmenter la précision. Pour des raisons pratiques, les paramètres équivalents ont été calculés pour chaque type de roche sur l'ensemble du massif, en prenant 170 m de hauteur moyenne (la moitié de la hauteur de la pente)

Tableau 23 : Paramètres géomécaniques Mohr-Coulomb équivalents

Roche désignation		Paramètres géomécaniques équivalents	
Géologique	Géotechnique	$c'$ (kPa)	$\phi'$ (°)
Serpentine	Massive	427	24
	Faiblement schisteuse	313	19
	Semi-schisteuse (minéralisée à 50%)	195	14
	Schisteuse (minéralisée à 100%)	112	9
Péridotite	Massive	1102	40
	Fracturée	760	33

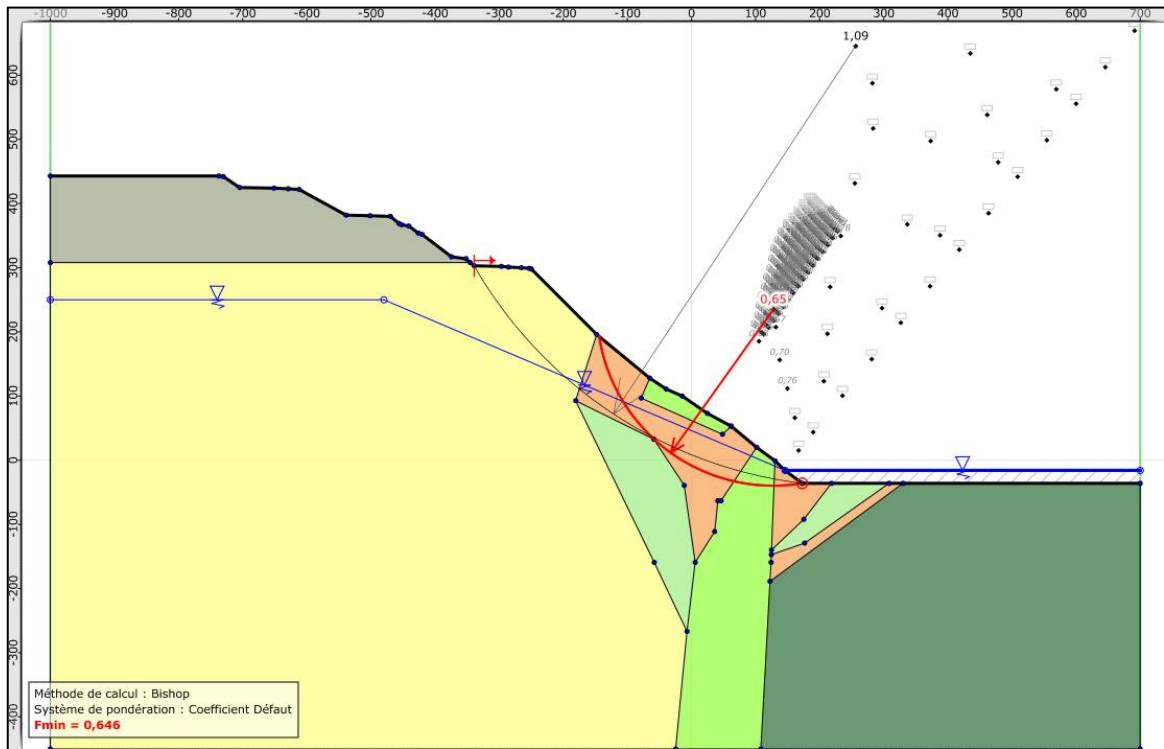


Figure 50 : Calcul du FOS avec Talren pour le profil E1

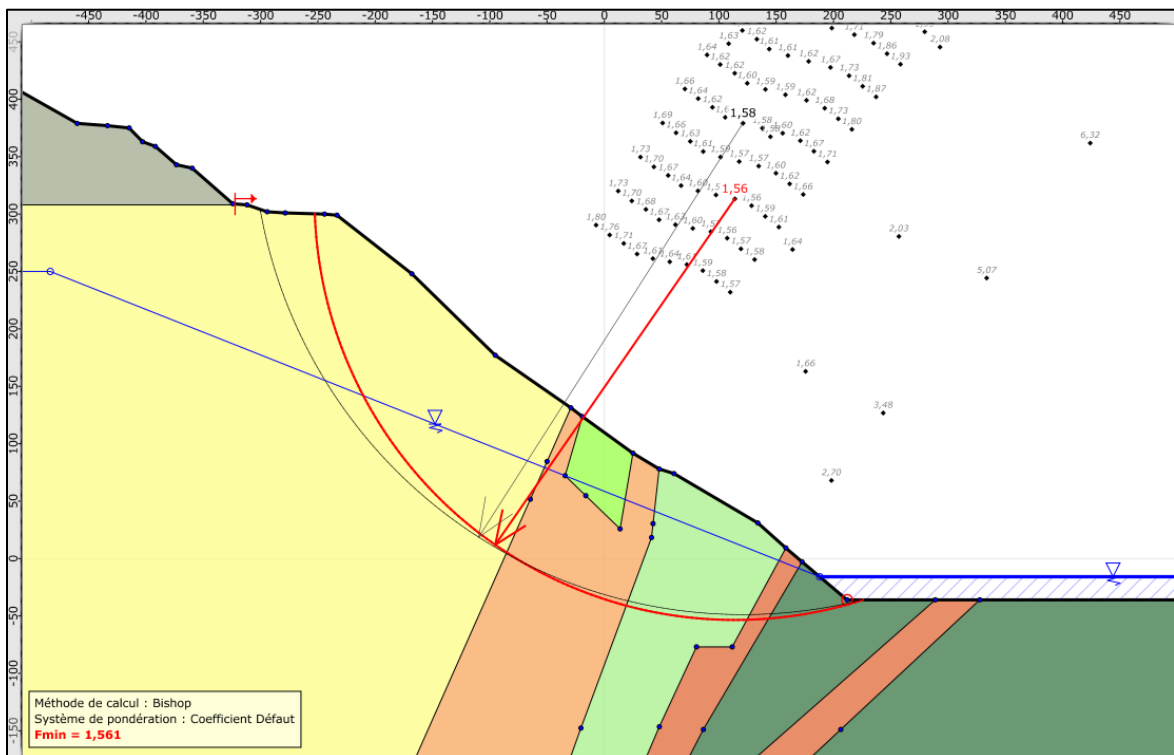


Figure 51 : Calcul du FOS avec Talren pour le profil E2

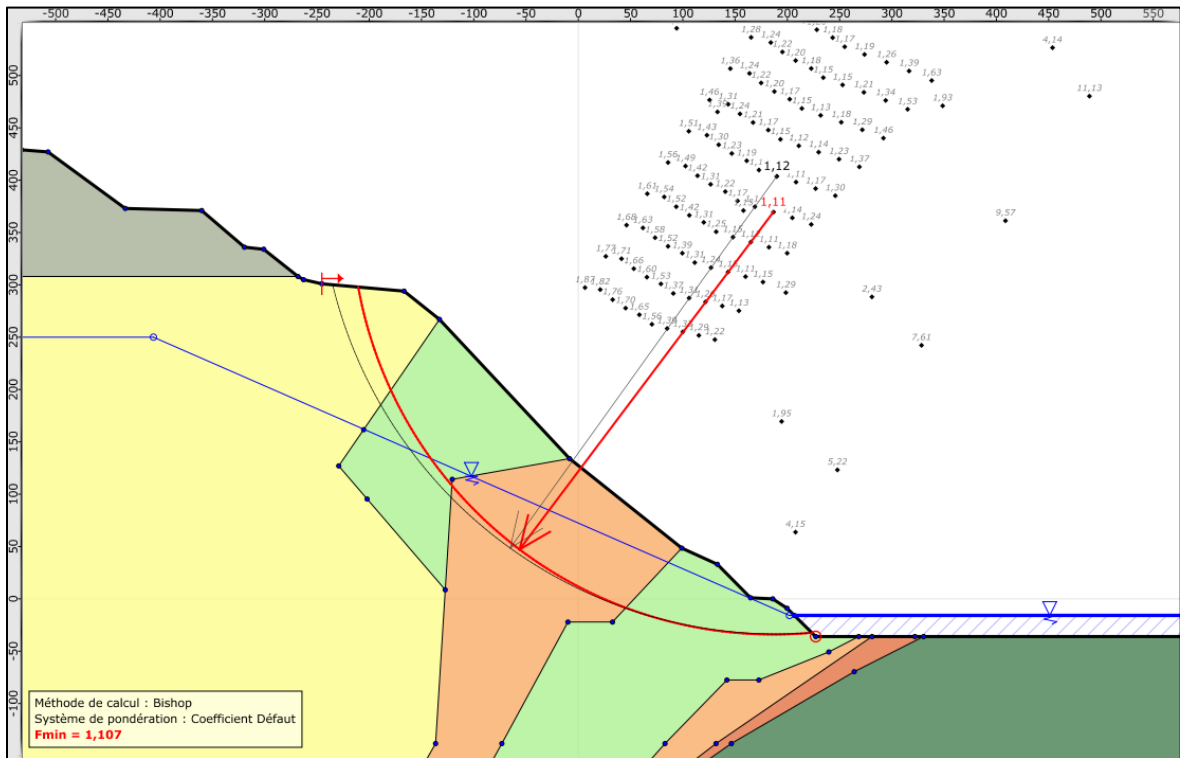


Figure 52 : Calcul du FOS avec Talren pour le profil E3

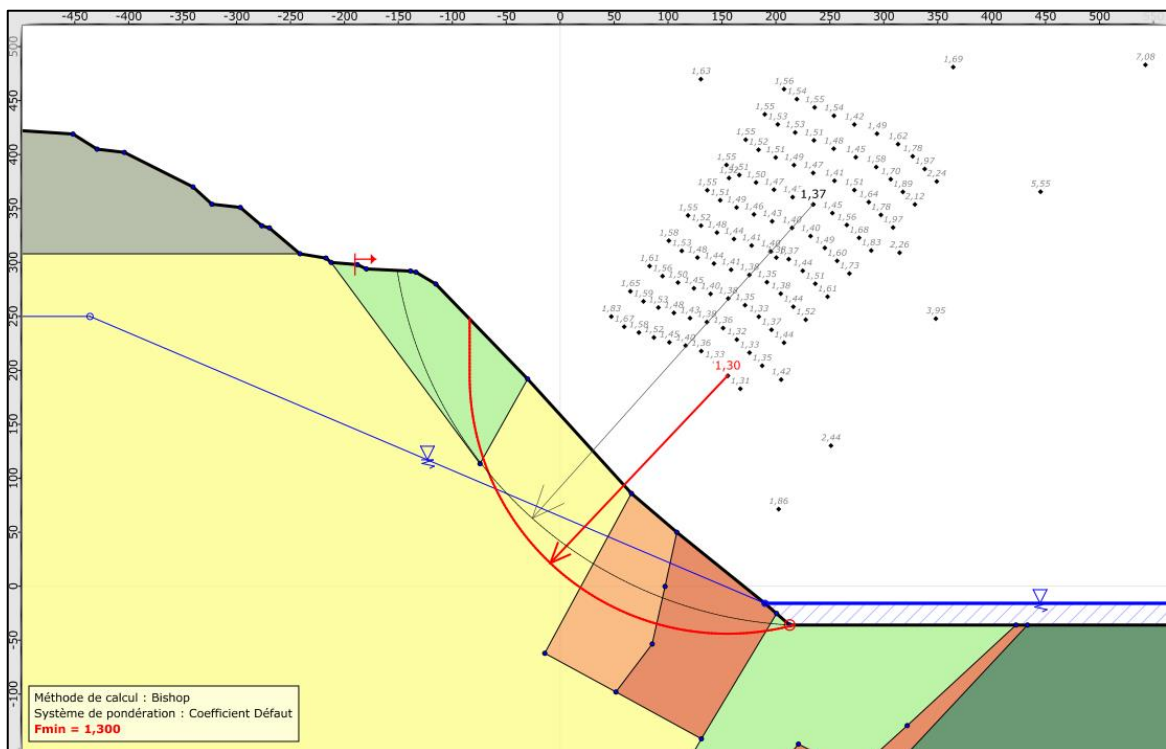


Figure 53 : Calcul du FOS avec Talren pour le profil E4

La méthodologie consiste à commencer par recalculer le FOS à l'aide de Slide (avec 150 tranches), le long de la surface de rupture non circulaire définie au paragraphe IV.1. Le calcul est effectué d'abord avec les paramètres géomécaniques de Hoek et Brown, ensuite avec les paramètres géomécaniques de Mohr-Coulomb. Puis, à l'aide de Talren, le FOS est calculé le long d'une surface de rupture circulaire. Pour terminer, le FOS est calculé le long de cette même surface reproduite à l'identique avec Slide. Le Tableau 24 récapitule les résultats obtenus.

Tableau 24 : Comparaison des résultats des facteurs de sécurité de Slide et de Talren

Profil	Surface de rupture déterminée (section IV.1)		Surface de rupture circulaire		
	Facteur de sécurité par la méthode de calcul Janbu simplifié		Facteur de sécurité par la méthode de calcul Mohr-Coulomb simplifié		
	Slide		Slide		Talren
	Paramètres géomécaniques Hoek et Brown	Paramètres géomécaniques Mohr-Coulomb équivalents	Paramètres géomécaniques Hoek et Brown	Paramètres géomécaniques Mohr-Coulomb équivalents	Paramètres géomécaniques Mohr-Coulomb équivalents
E1	1,06	1,229	1,001	1,097	1,091
E2	1,437	1,521	1,535	1,55	1,581
E3	0,954	1,129	0,998	1,122	1,124
E4	1,073	1,211	1,29	1,401	1,366

La partie du Tableau 24 concernant la surface de rupture non circulaire montre que les résultats obtenus avec les deux types de paramètres ne sont pas identiques. Cette légère différence est liée à l'approximation faite sur le calcul des paramètres équivalents. En effet, pour retrouver les mêmes résultats, il faudrait calculer les paramètres équivalents pour chacune des 150 tranches.

Si les résultats présentent des différences, elles sont suffisamment faibles pour confirmer l'équivalence des résultats entre les deux logiciels. Plus précisément, la partie du Tableau 24 concernant la surface de rupture circulaire montre que le modèle E1 peut être amélioré. En effet, une surface de rupture circulaire donne un meilleur résultat (FOS=1,001) qu'avec la surface de rupture prédéterminée (FOS=1,06). Mais la différence est suffisamment minime pour être considérée comme négligeable (le FOS reste compris 0,9 et 1,1). En revanche, concernant les autres profils, l'hypothèse de considérer les surfaces de rupture circulaire ajoute à l'approximation du calcul des paramètres équivalents. Finalement, les résultats montrent que l'utilisation des paramètres Mohr-Coulomb équivalents est une bonne approche pour préciser la géométrie des surfaces de rupture (la procédure suivie pour obtenir les résultats du Tableau 24 est détaillée en ANNEXE 6).

Les résultats entre les deux méthodes de calcul (Janbu et Bishop simplifiés), montrent que les résultats sont équivalents. La méthode de calcul Bishop simplifié aurait très bien pu être utilisée à la place de Janbu simplifié pour ce cas d'étude.

#### **IV.5 COMPARAISON QUALITATIVE DES DÉPLACEMENTS PAR LA MÉTHODE FE (LOGICIEL PHASE2)**

Les modèles calibrés par la méthode LEA sont utilisés pour définir les déplacements du massif calculés par la méthode FE. Un maillage uniforme (6 nœuds et 3 000 éléments) est appliqué aux modèles. Le logiciel Phase2 [41] est configuré pour calculer les déplacements du modèle sans passer par la recherche du SRF. Ainsi, le résultat produit une image des vecteurs déplacements associés aux modèles calibrés avec la méthode LEA [37].

Les Figure 54 à 57 permettent de comparer les vecteurs déplacements réels à ceux modélisés par la méthode FE. Il est important de prendre en compte que la fonction quiver de Matlab permet de représenter les vecteurs en préservant (à l'affichage) leur position,

leur direction, leur sens, mais pas leur norme (section III.5). Les Figure 54 à 57 permettent également de comparer la forme des surfaces de rupture très semblables entre celles obtenues par la méthode LEA et la méthode FE, excepté pour le modèle E2. En effet, la zone soumise aux déplacements du profil E2 et définie par la méthode FE, est plus étendue que la surface définie par la méthode LEA. Pour le reste, l'hypothèse d'un glissement de type planaire dans la partie haute et circulaire dans la partie basse du glissement est confirmée par les deux méthodes.

La particularité du profil E2 peut s'expliquer par les choix faits au moment de déterminer les vecteurs déplacements visuellement. En effet, en pointant chaque extrémité des vecteurs sur le gradin du dessus, les résultats deviennent cohérents entre le profil réel et le modèle numérique. Le choix de ne pas les changer est volontaire, pour montrer qu'il n'est pas facile de retrouver des points de repère d'un profil à l'autre. L'erreur est un paramètre à prendre en compte, mais globalement la cohérence entre les résultats réels et modélisés est confirmée.

Les déplacements modélisés du massif (Figure 54 à Figure 57) apportent des informations très intéressantes. Celles données par le modèle E1 montrent une rupture circulaire bien visible dans la partie basse de la pente. Constituée de péridotite massive, sa partie haute subit un déplacement produit par la disparition de l'appui sur lequel elle reposait. Finalement, l'hypothèse d'une rupture par cisaillement est probable. Son inclinaison de  $45^\circ$  est cohérente avec un plan de rupture à  $45^\circ$ .

Avec un FOS supérieur à 1, la zone E2 apparaît comme étant la clef de voûte du mur est. Si on part de cette hypothèse, sa rupture est liée aux interactions avec les zones instables qui l'entourent. Ce phénomène ne peut pas être modélisé en 2D, mais il peut expliquer la rupture le long d'un plan de rupture à  $45^\circ$ .

Les déplacements du profil E3 ont provoqué un effet de gonflement très perceptible sur le terrain. La modélisation confirme exagérément cette singularité qui s'explique par le glissement de la semi-schistose sur le plan de contact avec la péridotite fracturée. Par conséquent, il y a une très bonne concordance entre le déplacement modélisé et réel du profil E3. Il en est de même pour le profil E4.

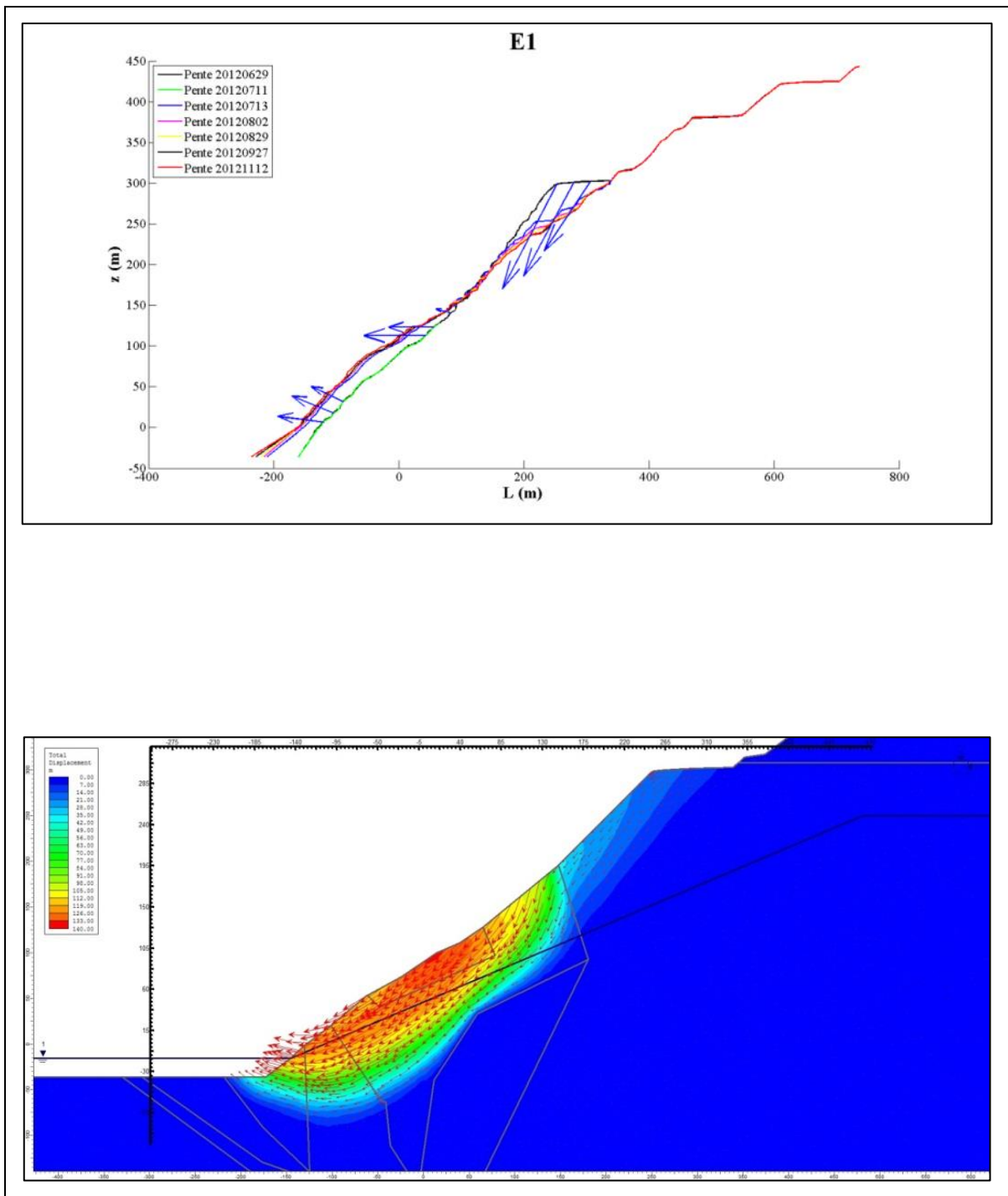


Figure 54 : Comparaison des vecteurs déplacements réels et modélisés pour E1



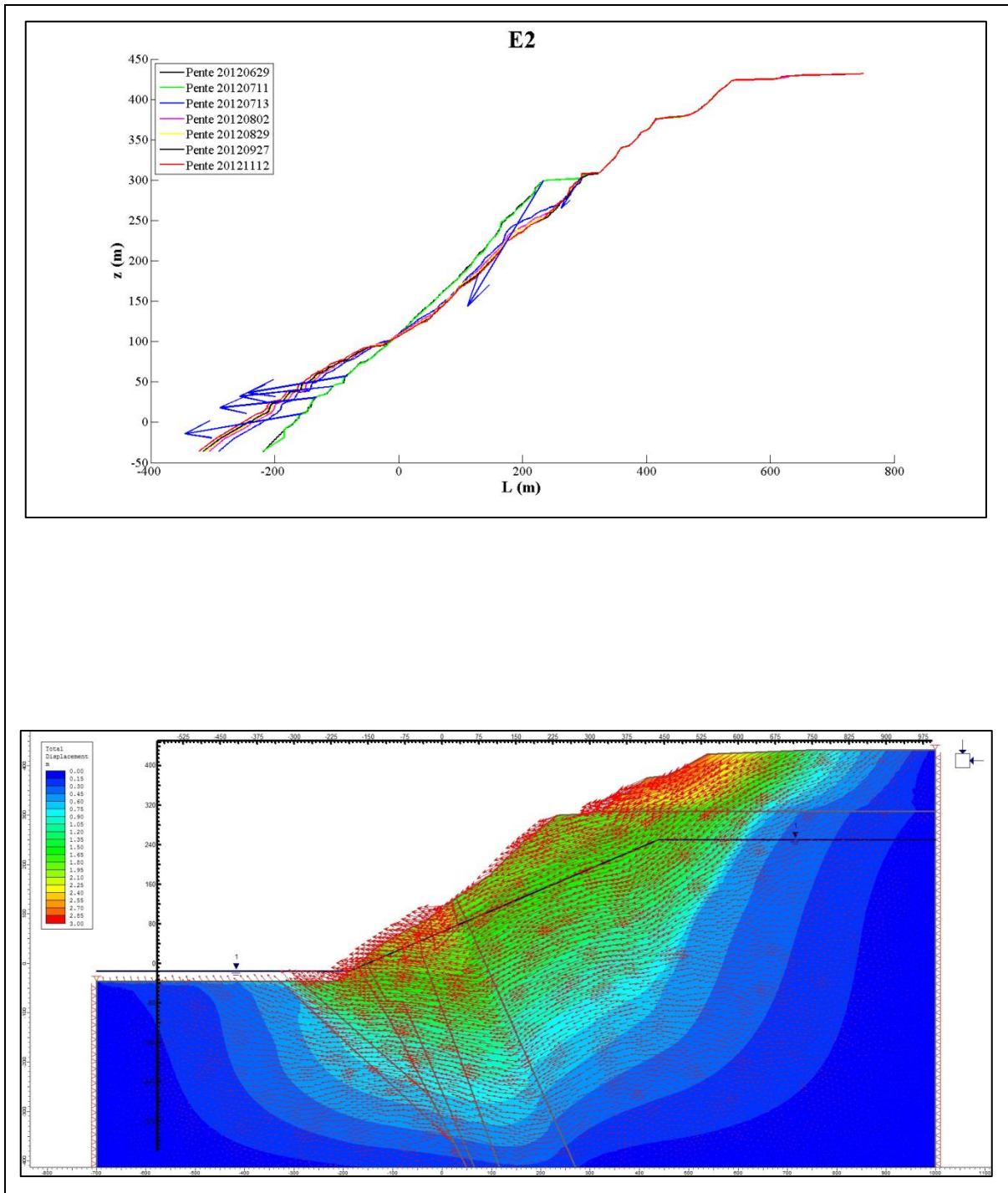


Figure 55 : Comparaison des vecteurs déplacements réels et modélisés pour E2

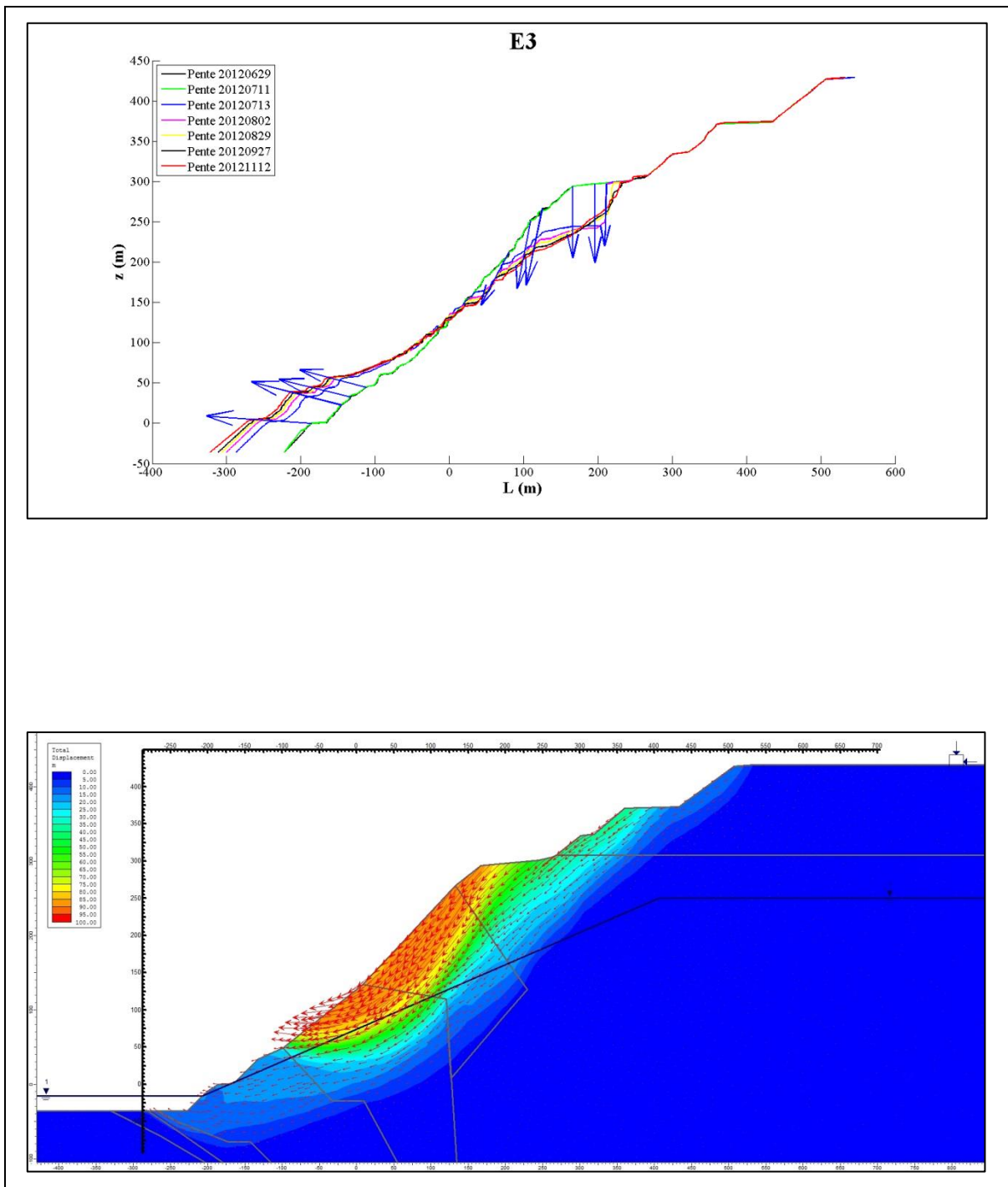


Figure 56 : Comparaison des vecteurs déplacements réels et modélisés pour E3

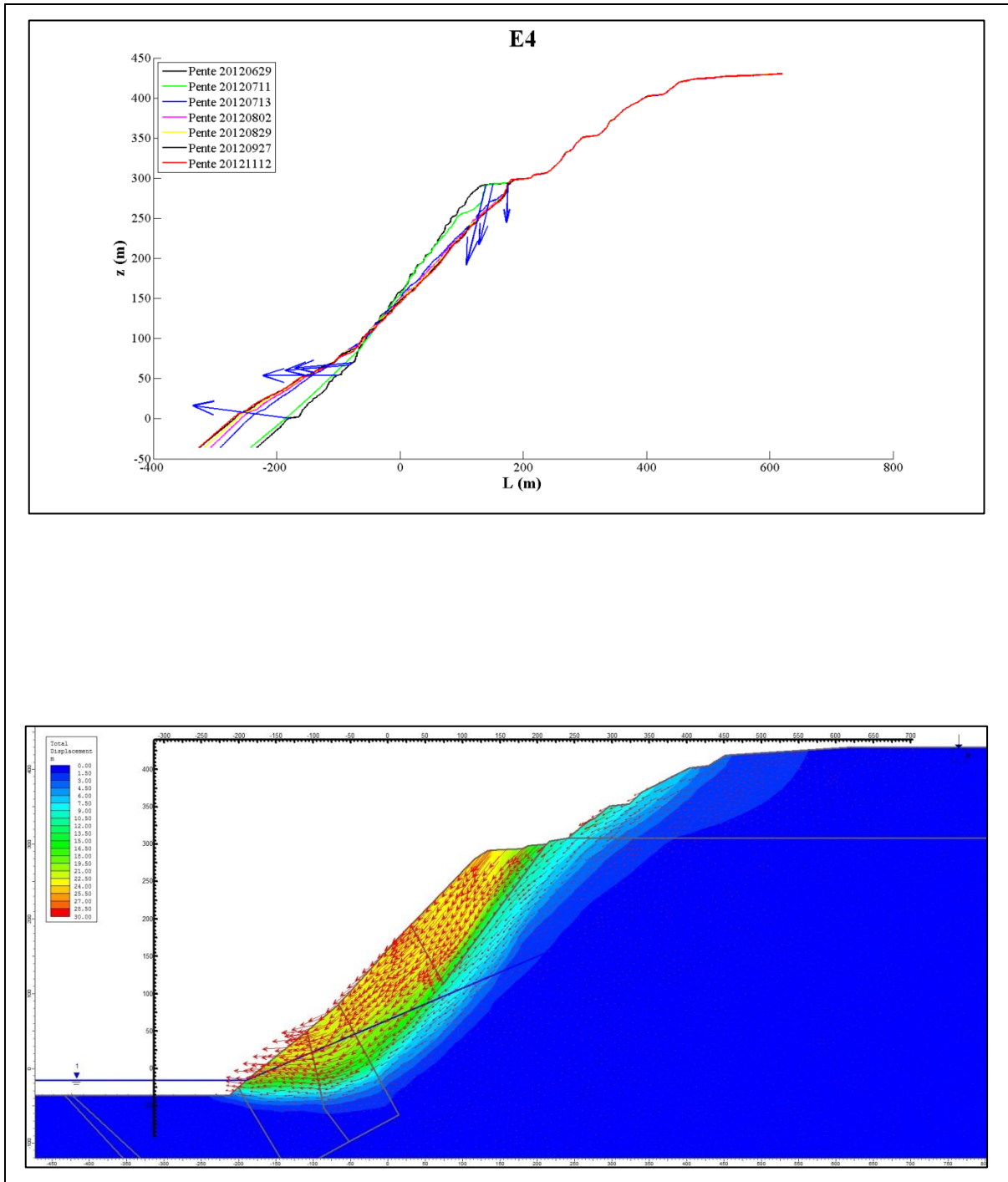


Figure 57 : Comparaison des vecteurs déplacements réels et modélisés pour E4

## IV.6 MÉTHODE SSR-FE (LOGICIEL PHASE2)

Le but de cette section est de valider par la méthode SSR-FE les modèles calibrés par la méthode LEA. Si on compare les facteurs de sécurité (FOS) obtenus par la méthode LEA avec les SRF (SRF est la dénomination du FOS pour la méthode SSR-FE) obtenus

par la méthode SSR-FE (Tableau 25), on constate une bonne concordance entre les résultats.

Tableau 25 : Comparaison du FOS et du SRF

Profil	FOS	SRF
E1	1,03	0,92
E2	1,41	1,55
E3	0,93	0,93
E4	1,06	1,07

Les SRF calculés pour les modèles E1, E3 et E4 (Tableau 25) restent dans l'intervalle [0.9 ; 1.1]. Les paramètres géomécaniques déterminés à partir de la méthode LEA permettent de reproduire les conditions de rupture par la méthode SSR-FE. Concernant le modèle E2, la différence entre le FOS et le SRF est supérieur à 0.1, mais il est pertinent de valider le modèle par sa tendance à la stabilité.

Outre le fait de calculer le SRF, l'intérêt est aussi de comparer les limites de la zone déplacée obtenues par la méthode SSR-FE, avec celles délimitées par les surfaces de rupture prédéterminées en section IV.1 (Figure 58, Figure 59, Figure 60, Figure 61). Excepté pour le modèle E2, les zones déplacées obtenues par la méthode SSR-FE couvrent les mêmes surfaces que celles délimitées par les surfaces de rupture prédéterminées.

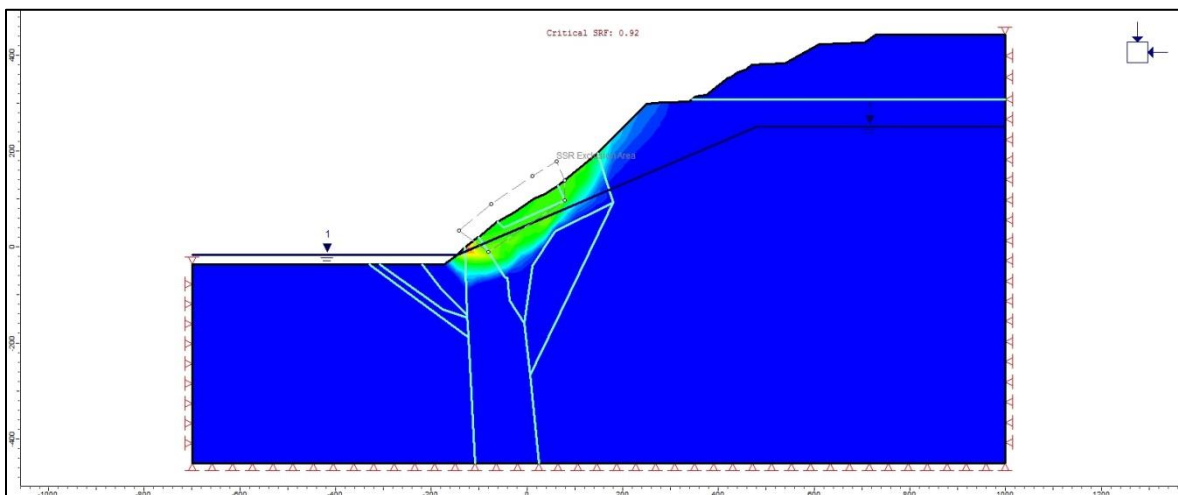


Figure 58 : Calcul du SRF pour le modèle E1

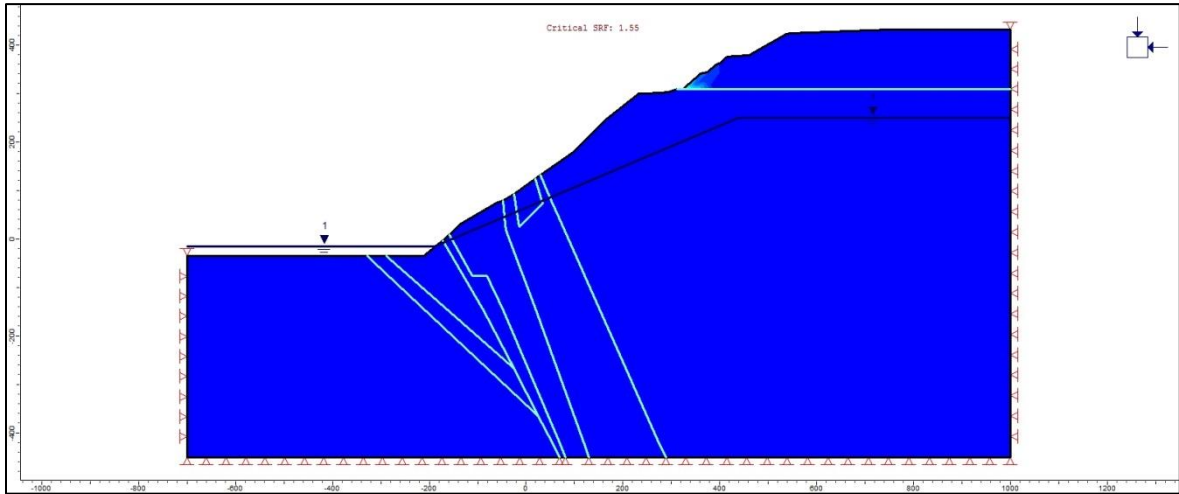


Figure 59 : Calcul du SRF pour le modèle E2

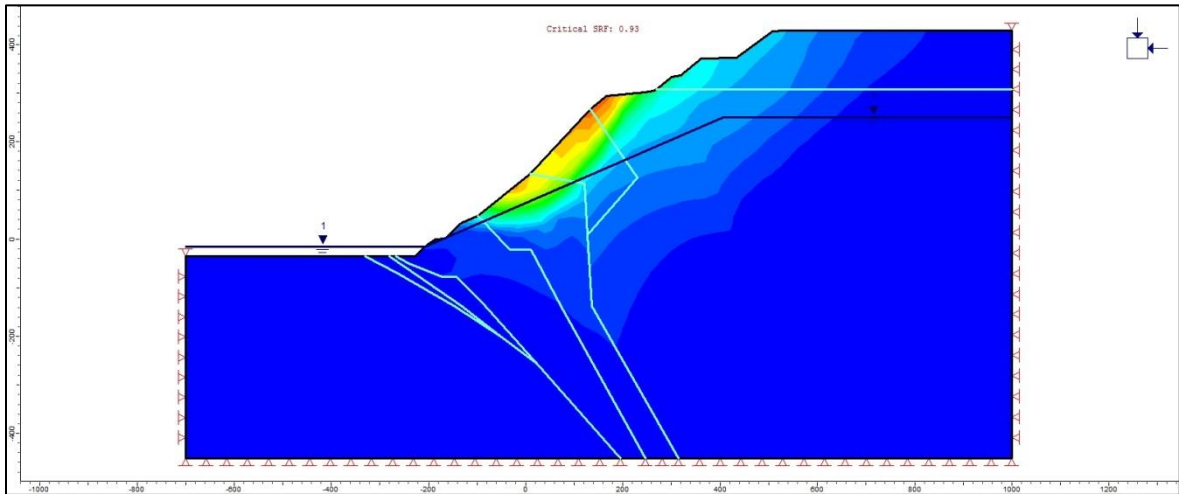


Figure 60 : Calcul du SRF pour le modèle E3

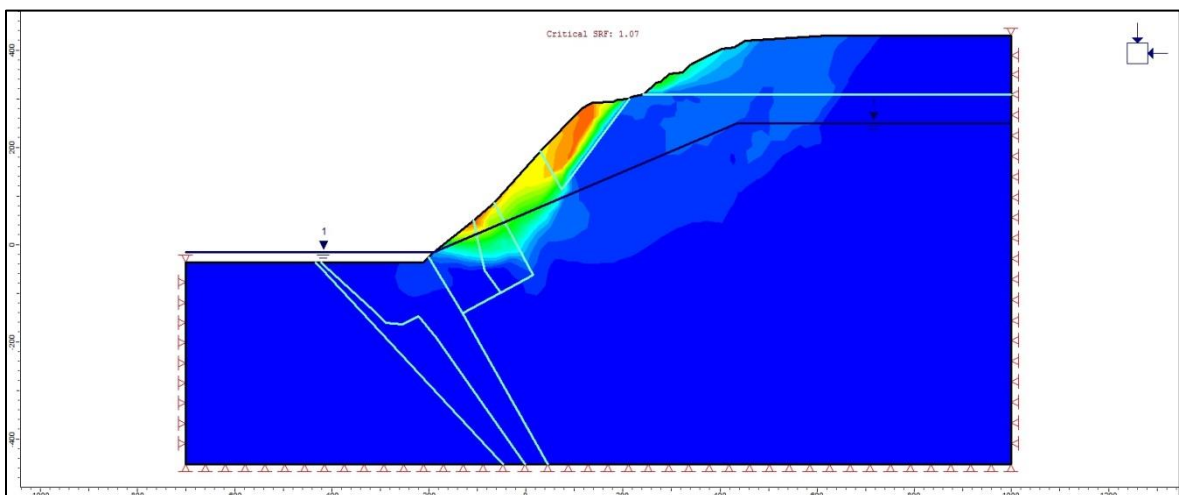


Figure 61 : Calcul du SRF pour le modèle E4

## V ANALYSE PROSPECTIVE

### PRÉLIMINAIRE

#### V.1 ÉVOLUTION DE LA SURFACE DE RUPTURE

Le but étant d'analyser le comportement du massif au cours de la montée du niveau d'eau, quatre altitudes de surface d'eau ont été choisies (extraites du Tableau 41 de l'ANNEXE 3) et chacune est associée à une date (Tableau 26) pour pouvoir les placer facilement sur la courbe chronologique du remplissage de la fosse globale (Figure 62). En maintenant une altitude du toit de la nappe à 250 m, les quatre niveaux sont reproduits pour les profils E1 à E4. Ces derniers sont ensuite traités par la méthode LEA pour obtenir la tendance quant à l'évolution du massif dans les mois et années à venir.

Tableau 26 : Hauteurs d'eau datées pour l'analyse prospective en tenant compte d'une période hors gel de 5,5 mois (section II.3)

Altitude niveau d'eau (m)	Volume (m <sup>3</sup> )	Temps (année)	Date (approximation)
15	4308749	1,4	Avril 2014
85	30111821	7,8	2020
165	95091435	19,3	2032
215	184929651	32,1	2044

Les Figure 63 à 67 représentent les résultats de cette analyse. Étant donné que pour une pente globale, l'intervalle toléré pour un facteur de sécurité doit être compris entre 1.3 et 1.5 (section I.1), seules les surfaces de rupture associées à un facteur de sécurité inférieur à 1.5 sont représentées sur les figures. Ce qui ressort de cette analyse numérique est que la montée de la surface du plan d'eau noyant la fosse diminue le nombre de surfaces de rupture (Figure 63 à 67). Par conséquent, le facteur de sécurité ne tend pas à diminuer avec la montée de la surface du plan d'eau noyant la fosse.

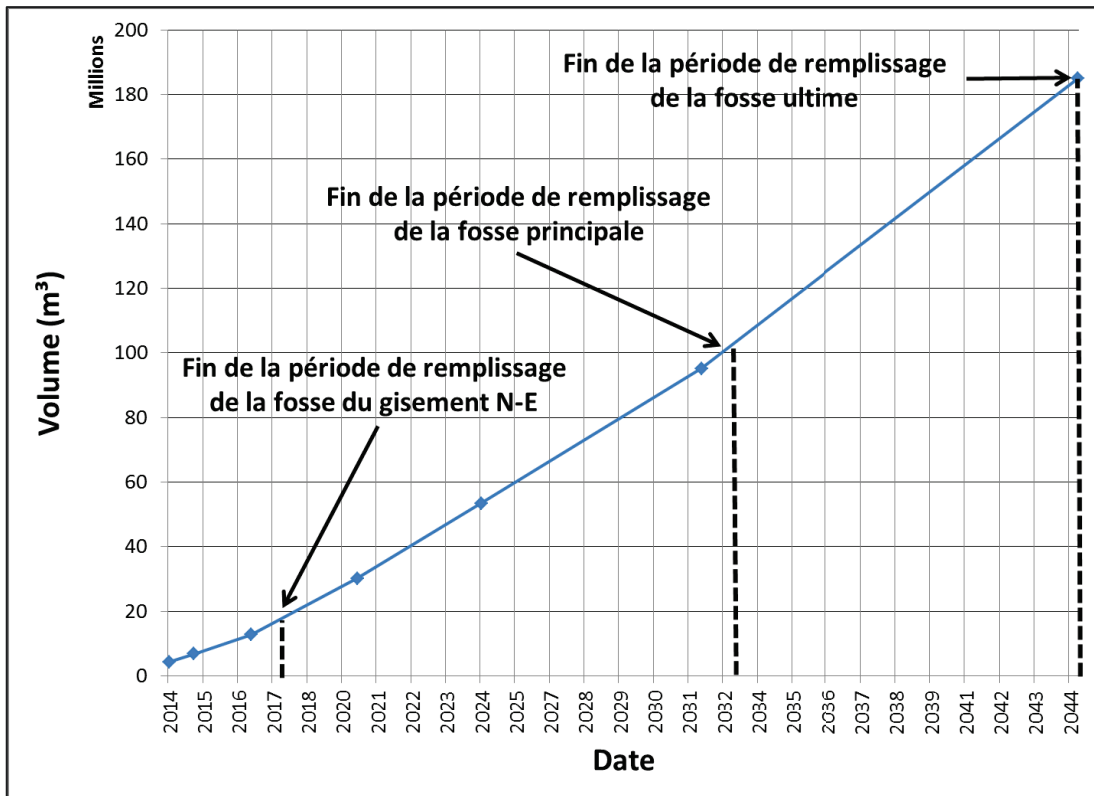


Figure 62 : Progression annuelle de la montée du niveau d'eau dans la fosse

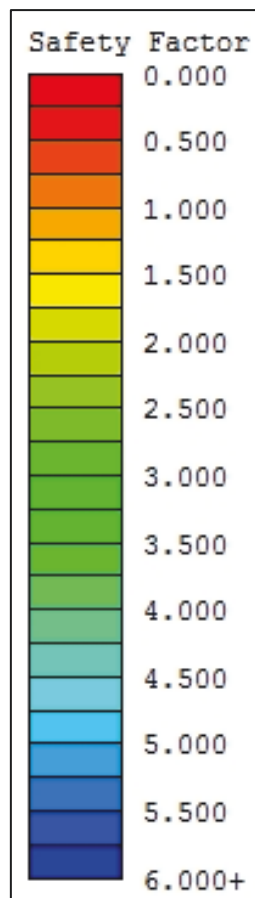


Figure 63 : Échelle des FOS pour les Figure 64 à 67

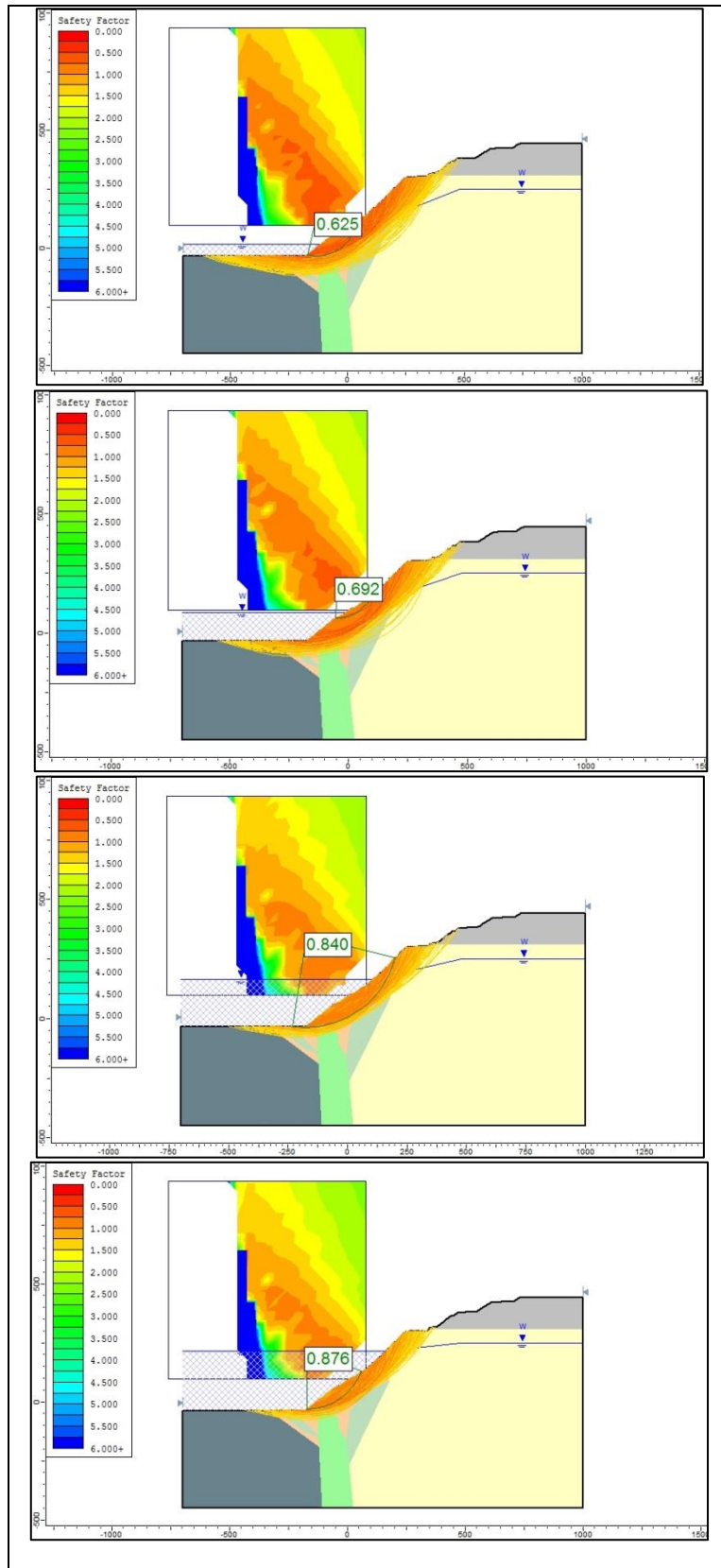


Figure 64 : Évolution des surfaces de rupture au cours de la période de remplissage de la fosse pour le profil E1 (Altitude niveau d'eau : 15, 85, 165 et 215 m)



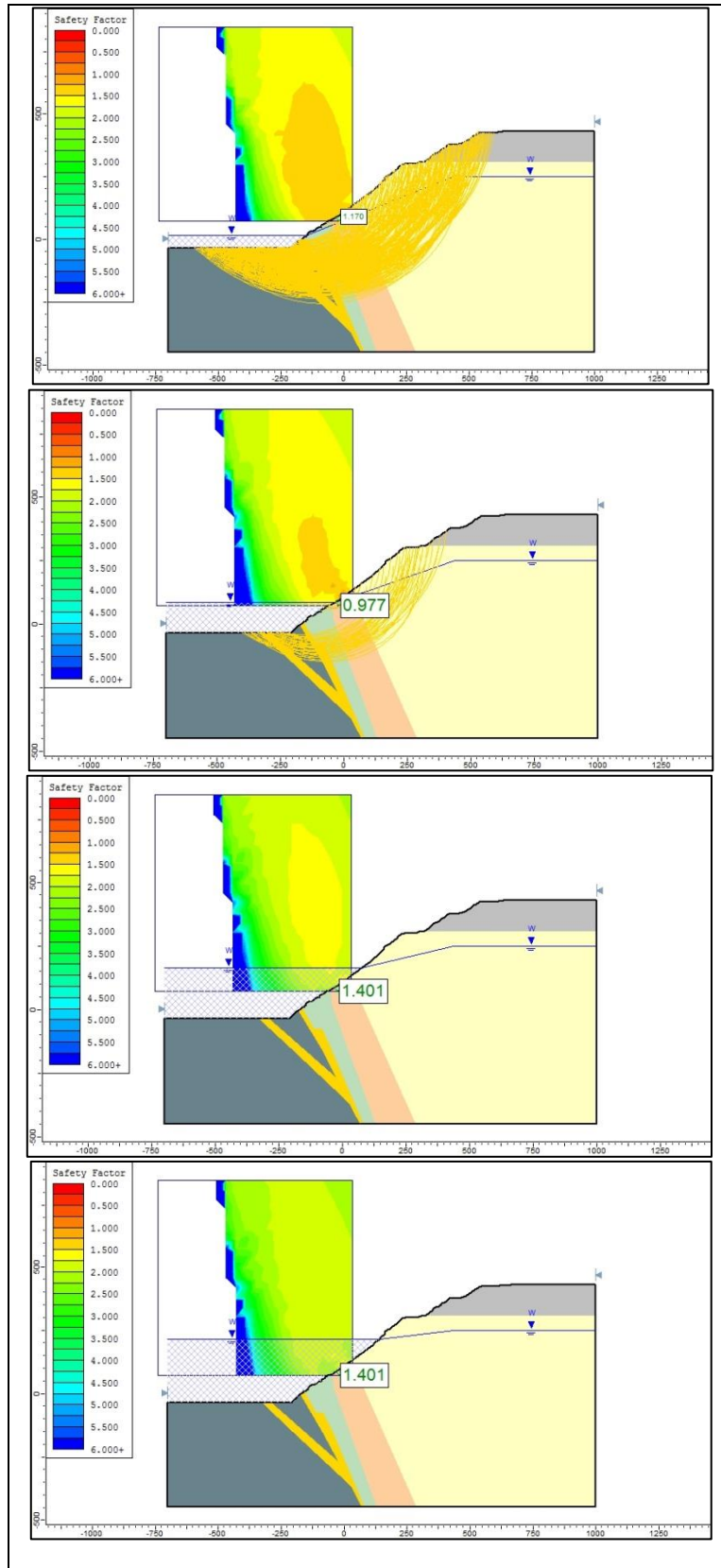


Figure 65 : Évolution des surfaces de rupture au cours de la période de remplissage de la fosse pour le profil E2 (Altitude niveau d'eau : 15, 85, 165 et 215 m)

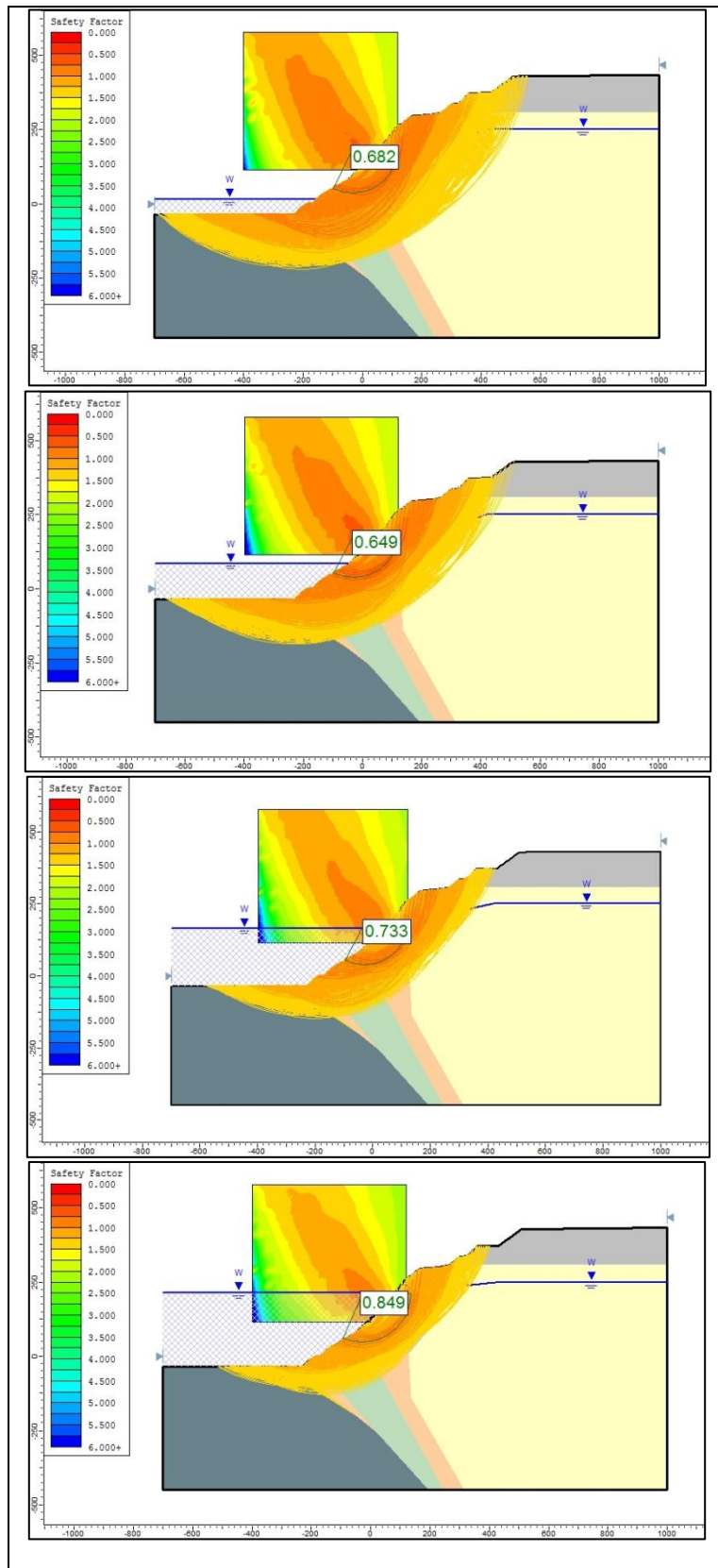


Figure 66 : Évolution des surfaces de rupture au cours de la période de remplissage de la fosse pour le profil E3 (Altitude niveau d'eau : 15, 85, 165 et 215 m)

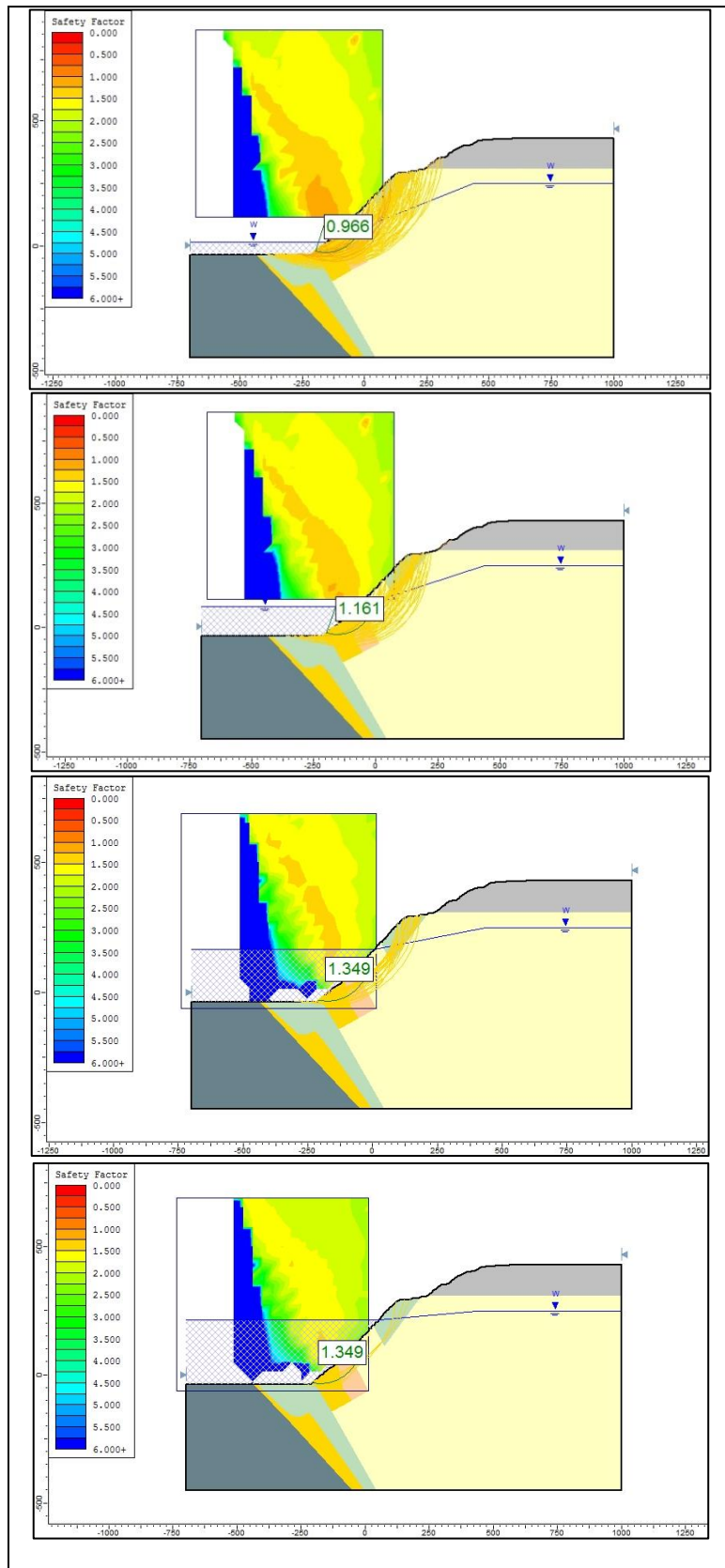


Figure 67 : Évolution des surfaces de rupture au cours de la période de remplissage de la fosse pour le profil E4 (Altitude niveau d'eau : 15, 85, 165 et 215 m)

## V.2 ÉTENDUE DE LA ZONE DE GLISSEMENT

Ce paragraphe propose une approche pour quantifier le volume susceptible de se déplacer dans les mois et années à venir. En reproduisant les mêmes profils de la section précédente sous Phase2 (ANNEXE 7), on obtient des déplacements en utilisant la méthode FE. Comme cette première étape ne permet pas de calculer le facteur de sécurité, l'étape suivante consiste à reproduire les limites des zones déplacées, obtenues par le biais de la méthode FE, sur les modèles Slide (ANNEXE 7). On obtient ainsi les FOS associés aux surfaces de rupture dont la forme a été définie par la méthode FE.

Les résultats permettent de créer un nouvel ABAQUE constitué de quatre courbes de variation du FOS en fonction de la montée de l'eau (Figure 68). Comme déjà énoncé dans la section I.1, l'intervalle du FOS pour une pente globale doit être compris entre 1.3 et 1.5. Or, la Figure 68 montre que jusqu'à une altitude d'eau de 105 m, la pente du profil E3 est inférieure à 1.3. Ce n'est que dans une vingtaine d'années que le FOS passera la barre de 1.3 pour la pente E3. Concernant les courbes associées aux pentes E1 et E4, elles sont identiques. Elles se situent déjà dans l'intervalle recommandé et passent la barre de 1.5 dans une trentaine d'années. Pour finir, la courbe associée à la pente E2 débute au-dessus de 1.4 et passe le cap de 1.5 dans une vingtaine d'années. Par conséquent, cette dernière remarque confirme que la zone E2 est la plus stable du mur est.

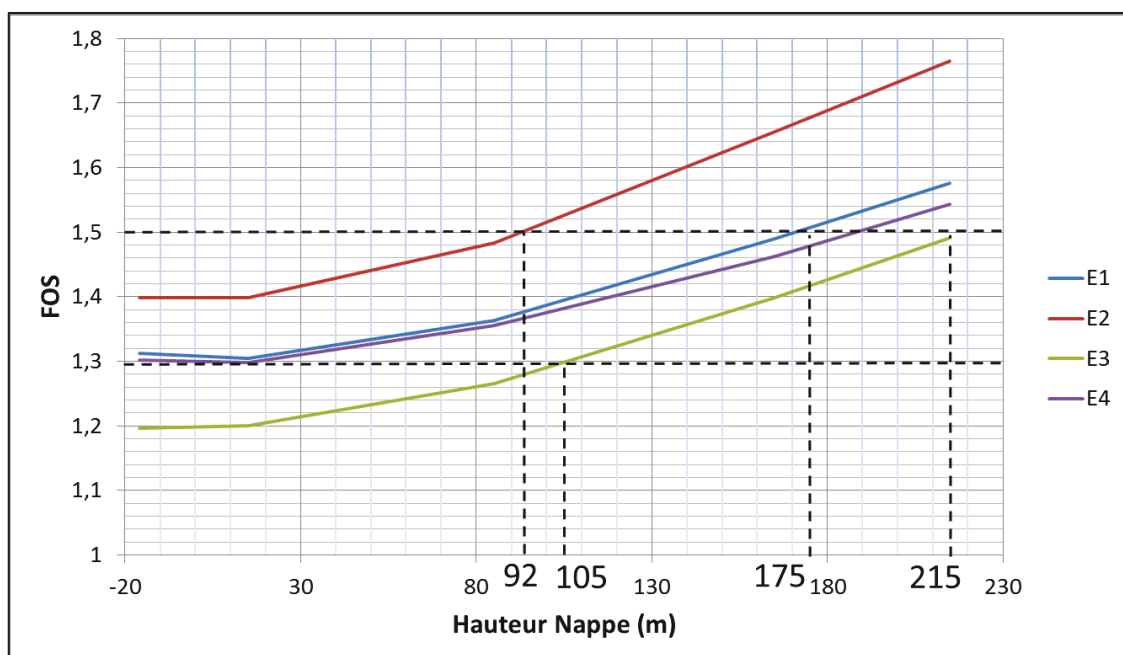


Figure 68 : Variation du FOS le long de la surface de rupture imposée, en fonction de l'altitude de l'eau

La tendance des courbes de cet ABAQUE (Figure 68) répond à celle proposée par Cojean R. et Fleurisson J.-A. [82], c'est-à-dire une phase au cours de laquelle le FOS diminue, suivie d'une phase où le FOS est en augmentation lors de la remontée du niveau d'eau au fond de la fosse. Étant donné que l'altitude du plan d'eau prise en compte lors de la première mesure se situe à environ 15 m au-dessus de l'altitude du fond de la fosse, seule la fin de la phase de décroissance apparaît. Elle est localisée entre -20 m et 18 m sur l'ABAQUE (Figure 68).

### V.3 QUANTIFICATION DU VOLUME

Ayant défini une zone pouvant encore se déplacer (ANNEXE 7), il est intéressant de quantifier le volume associé à cette zone. Comme pour l'estimation des volumes détaillée en ANNEXE 1, le nouveau volume est reproduit en s'appuyant sur les surfaces de rupture définies au paragraphe précédent. La différence entre le volume du glissement survenu le 12 juillet 2012 (Figure 69) et celui déterminé par l'analyse prospective (Figure 70) est d'environ  $10^7$  m<sup>3</sup> (Tableau 27).

Tableau 27 : Volume de la zone déplacé en 2012 et celui déterminé par l'analyse prospective

<b>Volume du glissement 12 juillet 2012 (m<sup>3</sup>)</b>	<b>Volume de glissement Analyse prospective (m<sup>3</sup>)</b>	<b>Volume différentiel (m<sup>3</sup>)</b>
20 611 532	30 974 737	10 363 205

Par conséquent, une régression du mouvement dans la pente peut encore se produire. Son volume est estimé à  $10^7$  m<sup>3</sup> et les Figure 69 et 70 montrent que la surface de rupture globale passe par les haldes de stérile (volume additionnel dans la partie haute de la Figure 70 par rapport à la Figure 69). D'où l'intérêt de poursuivre la surveillance du mur est. Il est important de noter que l'analyse prospective a été réalisée à partir de profils faisant abstraction du glissement déjà survenu. En effet, le volume du premier glissement (estimé à environ  $20 \cdot 10^6$  m<sup>3</sup>) joue maintenant le rôle de butée au pied du mur est. Cette

information est à prendre en compte pour les futures modélisations, car elle élève certainement le FOS le long des surfaces de rupture définies dans ce chapitre. Quoiqu'il en soit, cette analyse permet de confirmer que le secteur du profil E3 reste le plus sensible à la rupture alors que celui d'E2 reste le plus stable.

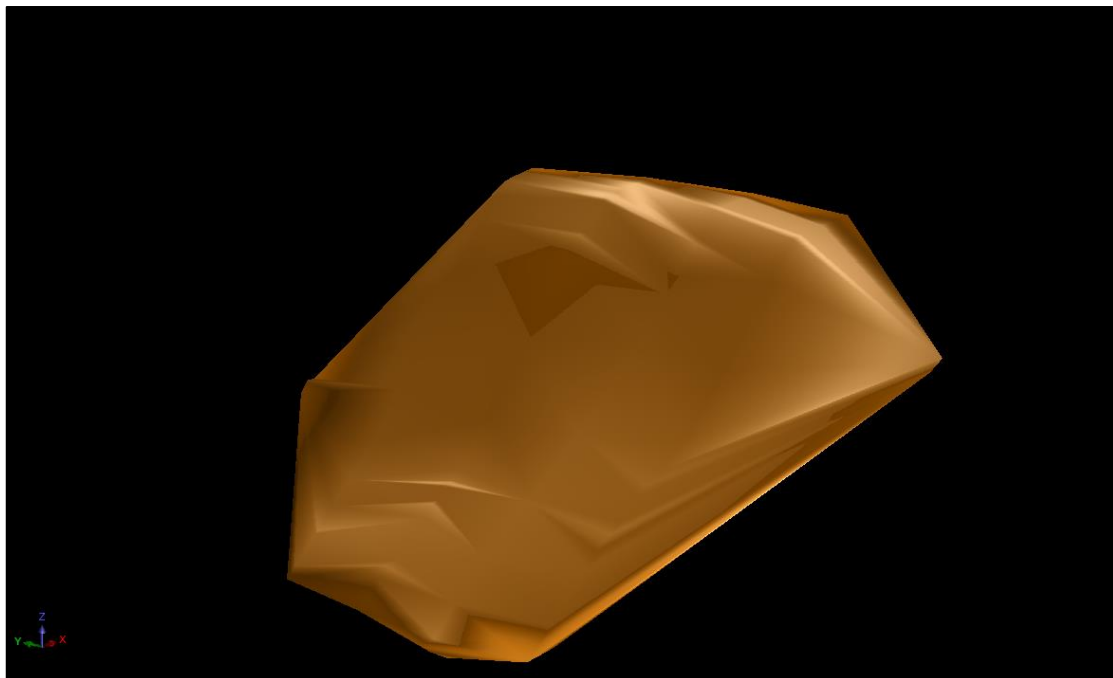


Figure 69 : Volume du glissement du 12 juillet 2012

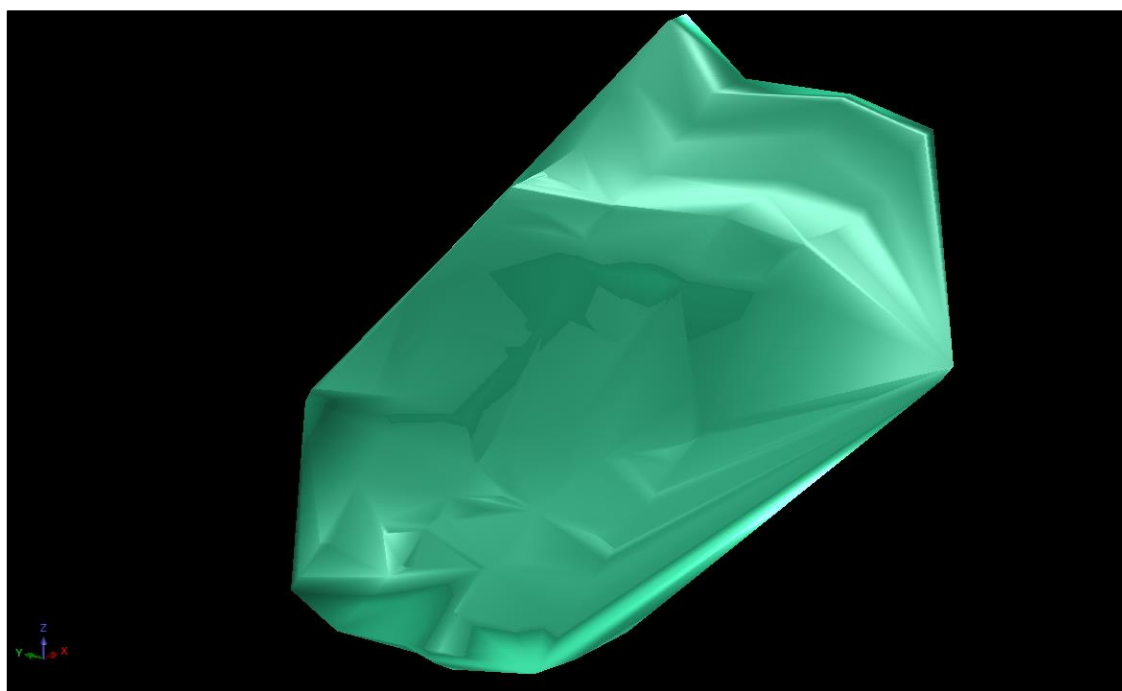


Figure 70 : Volume du glissement du 12 juillet 2012 et de la zone sous surveillance

# CONCLUSION

L'utilisation du LiDAR pour cette étude a été déterminante en termes d'efficacité et de rendu. L'analyse du glissement repose essentiellement sur les MNT réalisés à l'aide des TLS et ALS. Six mois de suivi LiDAR du mur est de la mine de Black Lake ont permis de réaliser quatre profils 2D intégrant une géologie interprétée et reproduite sur des plans opérationnels par les ingénieurs du bureau d'étude LAB Chrysotile.

La rétro-analyse est donc initiée à partir de profils très précis. Toujours à partir des mesures LiDAR, la géométrie haute de la surface de rupture a pu être définie pour chaque profil, par son angle d'inclinaison et sa localisation précise. À partir de cette information et celles fournies par les données géotechniques, une géométrie de la surface est proposée pour chaque profil. Ainsi, c'est en faisant une première rétro-analyse avec la méthode LEA sur les modèles de pente drainée que les quatre surfaces de rupture ont été validées. Dans un même temps, les intervalles initiaux des paramètres géomécaniques ont pu être affinés en répondant à la condition de produire un FOS minimum dans un contexte de massif drainé. Puis, il a fallu ajouter la nappe aux modèles. C'est également en utilisant la méthode de rétro analyse que sa géométrie a pu être définie. Connaissant l'altitude du toit de la nappe et en faisant varier son angle de rabattement pour chaque modèle, un ABAQUE a été réalisé pour donner le FOS en fonction de cet angle pour chacun des modèles. En positionnant un curseur pour un FOS compris entre 0.9 et 1.1, un angle de rabattement a été déterminé à 23°. Il conditionne la rupture de trois modèles avec la méthode LEA.

Cette première phase de rétro-analyse par la méthode LEA a permis de réaliser quatre modèles avec des paramètres géomécaniques calibrés, une géométrie de nappe commune à tous les modèles et une surface de rupture prédéterminée.

Ces modèles calibrés ont ensuite été utilisés pour analyser les déplacements à l'aide de la méthode FE. En appliquant un maillage fin à chacun des modèles, les déplacements ont été reproduits par modélisation. À l'aide des MNT réalisés avec le LiDAR, les déplacements modélisés ont pu être comparés aux déplacements réels ; les résultats obtenus par modélisation sont parfaitement cohérents avec la réalité. La qualité des résultats précédents a permis de réaliser une analyse prospective fiable qui montre l'extension de la zone de rupture jusque dans les haldes de stérile avec la montée des eaux.

D'autres éléments ayant leur importance ont pu être validés. L'approche 2D a permis d'expliquer la cinématique du glissement. En effet, la zone entourant le modèle E2 était la plus stable et donc considérée comme la clef de voûte du mur. Sa rupture le long d'un plan de rupture a permis de valider cette hypothèse. À partir de cet élément, toute la cinématique se met en place. Le glissement a débuté dans le secteur nord autour des zones E3 et E4. Les interactions horizontales de la zone nord (E3 et E4) sur la zone sud (E2) ont fortement diminué le FOS du profil E2 jusqu'à atteindre la rupture. E1 ayant déjà un FOS proche de 1 a suivi E2. Contrairement à l'approche 3D, l'approche 2D ne permet pas de modéliser ces interactions horizontales, ce qui explique que la zone E2 est stable.

Pour finir, l'analyse prospective a permis de montrer que la zone autour du profil E3 reste sensible. Si le facteur de sécurité augmente au cours de la période de remplissage, le facteur de sécurité reste inférieur à celui préconisé (1.3 minimum). Une nouvelle zone de glissement plus étendue a pu être redéfinie et un volume de roche estimé à  $10^7$  m<sup>3</sup> pourrait encore se déplacer en cas de rupture.

L'utilisation du LiDAR pour une approche 2D a été un véritable atout. Le niveau de difficulté de l'approche 3D est diminué à partir du moment où la compréhension du glissement est complète. Maintenant que le suivi LiDAR a été amorcé, toutes les procédures sont mise en place pour accélérer la procédure de traitement des nouvelles données. De plus, le MTQ a prévu de fournir un ALS pour août 2013 permettant de se limiter à deux positions de mesure LiDAR terrestre dans la fosse. Le niveau de sécurité est ainsi augmenté.

Pour finir, cette étude a permis d'émettre des propositions pour les études à venir. Une nouvelle caractérisation du massif rocheux est prévue pour faire une nouvelle étude des discontinuités. Elle se fera en utilisant la photogrammétrie numérique et le LiDAR afin de mieux identifier les plans de discontinuité. Un suivi plus précis de la surface du plan d'eau noyant la fosse est également prévu pour affiner le calcul de sa vitesse de remontée. Elle permettra d'affiner l'analyse prospective. Puis, un suivi des fissures de tension dans les haldes de stérile ajouterait à l'amélioration de l'analyse prospective et préciserait les propriétés géomécaniques du massif. Enfin, des tests laboratoires étaient prévus sur des échantillons provenant d'un forage au-dessus du mur est sur la route 112. Les échantillons ayant été détruits, il serait important de refaire des prélèvements afin d'effectuer des tests pour affiner la connaissance des paramètres géomécaniques.



Il est important de noter que toute l'analyse repose sur le comportement de la nappe phréatique définie par un toit restant localisé à une distance constante de la pente et dont l'exutoire garde la même altitude que la surface du plan l'eau noyant la fosse (cas 1 Figure 26). En revanche, le cas 3 reste tout à fait plausible. Plus précisément, si le toit de la nappe se rapproche de la pente au cours de la montée de la surface du plan d'eau au fond de la fosse (cas 3 Figure 26), les résultats du FOS de l'analyse prospective doivent être revus à la baisse. Pour cette raison, une étude hydrogéologique est fortement conseillée pour confirmer que le cas 1 est bien le comportement réel de la nappe phréatique. D'où l'importance de prévoir la pose de piézomètres, plus particulièrement dans la zone nord du glissement (secteur E3 et E4).

Quoi qu'il en soit, toute la démarche d'analyse présentée dans ce document a été réalisée de façon à ce que toutes les étapes d'analyse numérique soient reproductibles. Par conséquent, toute nouvelle donnée pour affiner l'analyse peut être intégrée rapidement et la globalité de l'analyse refaite en un temps restreint.

# BIBLIOGRAPHIE

- [1] Vallières M., Université Laval, Québec (Province), 1989. Ministère de l'énergie et des ressources. Des mines et des hommes : histoire de l'industrie minière québécoise : des origines au début des années 1980. Publications du Québec, Québec, Canada, 439 p.
- [2] LaSalle P., 1980. L'or dans les sédiments meubles : formations des placers, extraction et occurrences dans le sud-est du Québec. Direction des levés géoscientifiques, Québec, Canada, 26 p.
- [3] LeJournalduNet, 2007-12-12. Palabora, la plus grande mine à ciel ouvert du monde. Disponible sur : <http://www.journaldunet.com/economie/reportage/la-plus-grande-mine-du-monde/palabora-la-plus-grande-mine-a-ciel-ouvert-du-monde.shtml>.
- [4] Futura-sciences, 2006-01-10. Le plus grand trou artificiel au monde surveillé depuis l'espace en images ». Disponible sur : [http://www.futura-sciences.com/fr/news/t/univers/d/le-plus-grand-trou-artificiel-au-monde-surveille-depuis-lespace-en-images\\_7960/](http://www.futura-sciences.com/fr/news/t/univers/d/le-plus-grand-trou-artificiel-au-monde-surveille-depuis-lespace-en-images_7960/).
- [5] Read J., Stacey P., 2009. Guidelines for open pit slope design. Collingwood, Vic. Leiden, Netherlands, CSIRO Pub., 514 p. Disponible sur : <http://www.knovel.com/knovel2/Toc.jsp?BookID=4298>.
- [6] Wyllie DC, Mah CW, 2004. Rock slope engineering : civil and mining. 4th ed. London: Taylor & Francis, 431 p.
- [7] Gordon P., Charles T., 2008. Introduction to Laser Ranging, Profiling, and Scanning. Topographic Laser Ranging and Scanning. CRC Press, pp. 1-27. Disponible sur : <http://dx.doi.org/10.1201/9781420051438.ch1>
- [8] Gordon P., Charles T., 2008. Terrestrial Laser Scanners. Topographic Laser Ranging and Scanning. CRC Press, pp. 87-126. Disponible sur : <http://dx.doi.org/10.1201/9781420051438.ch3>
- [9] Wehr A., Lohr U., 1999. Airborne laser scanning - An introduction and overview: ISPRS Journal of Photogrammetry and Remote Sensing, v. 54, no. 2-3, pp. 68-82. Disponible sur : [http://dx.doi.org/10.1016/S0924-2716\(99\)00011-8](http://dx.doi.org/10.1016/S0924-2716(99)00011-8)
- [10] Caudal P., Amoushahi S., Grenon M., 2013. Back analysis of the west wall slope failure at LAB Chrysotile mine. 23rd World Mining Congress. 11-15 August. Montréal, Canada, 10 p.
- [11] Mathis J. I., 2011. Photogrammetric discontinuity mapping as applied to structural interpretation and drillhole planning at Barrick's Williams pit, International Symposium on Rock Slope Stability in Open Pit Mining and Civil Engineering. 18-21 September. Vancouver, Canada, 11 p.
- [12] Martin C. D., Tannant D. D., Lan H., 2007. Comparison of terrestrial-based, high resolution, LiDAR and digital photogrammetry surveys of a rock slope, 1st Canada-US Rock Mechanics Symposium - Rock Mechanics Meeting Society's Challenges and Demands, 27-31 May. Taylor and Francis/Balkema, Vancouver, Canada, pp. 37-44.
- [13] Hudson J. A., Harrison J. P., 1997. Engineering Rock Mechanics : An introduction to the principle, Kiflington, Oxford, UK, Elsevier Science Ltd, 458 p.
- [14] Jaboyedoff M., Couture R., Locat P., 2009. Structural analysis of Turtle Mountain (Alberta) using digital elevation model : Toward a progressive failure. Geomorphology 103, pp. 5-16. Disponible sur : <http://dx.doi.org/10.1016/j.geomorph.2008.04.012>
- [15] Froese C. R., Moreno F., Jaboyedoff M., Cruden D. M., 2009. 25 years of movement monitoring on South Peak, Turtle Mountain: understanding the hazard. Canadian Geotechnical Journal 46, pp. 256-269. Disponible sur : <http://dx.doi.org/10.1139/T08-121>

- [16] Oppikofer T., Jaboyedoff M., Keusen H.-R., 2008. Collapse at the eastern Eiger flank in the Swiss Alps. *Nature Geosci* 1, pp. 531-535. Disponible sur : [http://www.nature.com/ngeo/journal/v1/n8/supinfo/ngeo258\\_S1.html](http://www.nature.com/ngeo/journal/v1/n8/supinfo/ngeo258_S1.html)
- [17] Sartori M., Baillifard F., Jaboyedoff M., Rouiller J. D., 1999. Kinematics of the 1991 Randa rock-slides (Valais, Switzerland). *Nat. Hazards Earth Syst. Sci.* 3, pp. 423-433. Disponible sur : <http://www.nat-hazards-earth-syst-sci.net/3/423/2003/>
- [18] Brideau M.-A., Sturzenegger M., Stead D., Jaboyedoff M., Lawrence M., Roberts N., Ward B., Millard T., Clague J., 2012. Stability analysis of the 2007 Chehalis lake landslide based on long-range terrestrial photogrammetry and airborne LiDAR data. *Landslides* 9, pp. 75-91. Disponible sur : <http://dx.doi.org/10.1007/s10346-011-0286-4>
- [19] Brideau M.-A., Yan M., Stead D., 2009. The role of tectonic damage and brittle rock fracture in the development of large rock slope failures. *Geomorphology* 103, pp. 30-49. Disponible sur : <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0169555X0800144X>
- [20] Abellán A., Vilaplana J. M., Martínez J., 2006. Application of a long-range Terrestrial Laser Scanner to a detailed rockfall study at Vall de Núria (Eastern Pyrenees, Spain). *Engineering Geology* 88, pp. 136-148. Disponible sur : <http://dx.doi.org/10.1016/j.enggeo.2006.09.012>
- [21] Agliardi F., Crosta G. B., Zanchi A., Ravazzi C., 2009. Onset and timing of deep-seated gravitational slope deformations in the eastern Alps, Italy. *Geomorphology* 103, pp. 113-129. Disponible sur : <http://dx.doi.org/10.1016/j.geomorph.2007.09.015>
- [22] Kemeny J., Norton B., Turner K., 2006. LIDAR for Rock Mass Characterization: Hardware, Software, Accuracy and Best-Practices. *American Rock Mechanics Association*, ed : F. Tonon and J. Kottenstette, Golden, Colorado, p. 14.
- [23] Lato M., Diederichs M. S., Hutchinson D. J., Harrap R., 2009a. Optimization of LiDAR scanning and processing for automated structural evaluation of discontinuities in rockmasses. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences* 46, pp. 194-199. Disponible sur : <http://dx.doi.org/10.1016/j.ijrmms.2008.04.007>
- [24] Lato M., Hutchinson J., Diederichs M., 2009b. Geomechanical feature extraction and analysis using LiDAR data: Iron Ore Company of Canada mine, *CIM Magazine - Canadian Institute of Mining Metallurgy and Petroleum*, 12 p. Disponible sur : <http://www.ngi.no/upload/48594/4%20Geomechanical%20feature%20extraction%20using%20lidar.pdf>
- [25] Lato M., Hutchinson J., Diederichs M., Ball D., Harrap R., 2009c. Engineering monitoring of rockfall hazards along transportation corridors: Using mobile terrestrial LiDAR. *Natural Hazards and Earth System Science* 9, pp. 935-946.
- [26] Lato M. J., Diederichs M. S., Hutchinson D. J., Harrap R., 2012. Evaluating roadside rockmasses for rockfall hazards using LiDAR data: Optimizing data collection and processing protocols. *Natural Hazards* 60, pp. 831-864. Disponible sur : <http://dx.doi.org/10.1007/s11069-011-9872-y>
- [27] Welkner D., Eberhardt E., Hermanns R. L., 2010. Hazard investigation of the Portillo Rock Avalanche site, central Andes, Chile, using an integrated field mapping and numerical modelling approach. *Engineering Geology* 114, pp. 278-297. Disponible sur : <http://dx.doi.org/10.1016/j.enggeo.2010.05.007>
- [28] Willenberg H., Loew S., Eberhardt E., Evans K. F., Spillmann T., Heincke B., Maurer H., Green A.G., 2008. Internal structure and deformation of an unstable crystalline rock mass above Randa (Switzerland): Part I — Internal structure from integrated geological and geophysical investigations. *Engineering Geology* 101, pp. 1-14. Disponible sur : <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0013795208000239>

- [29] Abellàn A., Jaboyedoff M., Oppikofer T., Vilaplana J. M., 2009. Detection of millimetric deformation using a terrestrial laser scanner : experiment and application to a rockfall event. *Nat. Hazards Earth Syst. Sci.* 9, pp. 365-372. Disponible sur : <http://www.nat-hazards-earth-syst-sci.net/9/365/2009/>
- [30] Corsini A., Borgatti L., Coren F., Vellico M., 2007. Use of multitemporal airborne lidar surveys to analyse post-failure behaviour of earth slides. *Canadian Journal of Remote Sensing* 33, pp. 116-120. Disponible sur : <http://dx.doi.org/10.5589/m07-015>
- [31] Squarzoni C., Delacourt C., Allemand P., 2003. Nine years of spatial and temporal evolution of the La Valette landslide observed by SAR interferometry. *Engineering Geology* 68, pp. 53-66. Disponible sur : [http://dx.doi.org/10.1016/S0013-7952\(02\)00198-9](http://dx.doi.org/10.1016/S0013-7952(02)00198-9)
- [32] Loew E., Eberhardt E., Bonzanigo L., Loew S., 2007. Long-term investigation of a deep-seated creeping landslide in crystalline rock. Part II. Mitigation measures and numerical modelling of deep drainage at Campo Vallemaggia. *Canadian Geotechnical Journal* 44, pp. 1181-1199. Disponible sur : <http://www.nrcresearchpress.com/doi/abs/10.1139/T07-044#.UUEXC1e3vKU>
- [33] Fruneau B., Achache J., Delacourt C., 1996. Observation and modelling of the Saint-Étienne-de-Tinée landslide using SAR interferometry. *Tectonophysics* 265, pp. 181-190. Disponible sur : [http://dx.doi.org/10.1016/S0040-1951\(96\)00047-9](http://dx.doi.org/10.1016/S0040-1951(96)00047-9)
- [34] Teza G., Galgaro A., Zaltron N., Genevois R., 2007. Terrestrial laser scanner to detect landslide displacement fields: a new approach. *International Journal of Remote Sensing* 28, pp. 3425-3446. Disponible sur : <http://dx.doi.org/10.1080/01431160601024234>
- [35] Martin C.D., Carew J.T., 1986. Application of a rock buttress to design of slopes at Cassiar Mine. *CIM Bulletin*, Volume 79, No 896, 7 p.
- [36] Alkasawneh W., Malkawi Al. H., Nusairat J. H., Albataineh N., 2008. A comparative study of various commercially available programs in slope stability analysis. *Computers and Geotechnics* 35, pp. 428-435.
- [37] Rocscience Inc., 2012. Slide v. 6.020. A Limit Equilibrium Package.
- [38] Hoek E., 2009, Fundamentals of slope design. Keynote address at Slope Stability 2009, Santiago, Chile, pp. 9 - 11.
- [39] Dawson E. M., Roth W. H., Drescher A., 1999. Slope stability analysis by strength reduction. *Géotechnique* 49, pp. 835-840.
- [40] Hammah R. E., Curran J. H., Yacoub T. E., Corkum B., 2004. Stability Analysis of Rock Slopes using the Finite Element Method. In *Proceedings of the ISRM Regional Symposium EUROCK 2004 and the 53rd Geomechanics Colloquy*, Salzburg, Austria, 6 p. Disponible sur : <http://www.rocscience.com/library/pdf/Eurock2004.pdf>
- [41] Rocscience Inc. 2012. Phase2 v 8.0 – A Finite Element Package.
- [42] Hammah R. E., Yacoub T. E., Corkum B., Curran J. H., 2005. A Comparison of finite element slope stability analysis with conventional limit-equilibrium investigation. In: *Proceedings of the 58th Canadian geotechnical and 6th joint IAH-CNC and CGS groundwater specialty conferences* Saskatoon, Saskatchewan, Canada, 8 p. Disponible sur: [http://www.rocscience.com/library/pdf/SSR\\_vs\\_LE.pdf](http://www.rocscience.com/library/pdf/SSR_vs_LE.pdf)
- [43] Rocscience, 2004. A new era in slope stability analysis: shear strength reduction finite element technique. *RocNews*. Disponible sur : <http://www.rocscience.com/library/pdf/StrengthReduction.pdf>
- [44] Wei W. B., Cheng Y. M., Li L., 2009. Three-dimensional slope failure analysis by the strength reduction and limit equilibrium methods. *Computers and Geotechnics* 36, pp. 70-80.

- [45] Hammah R. E., Yacoub T. E., Corkum B., Wibowo F, Curran J. H., 2007. Analysis of blocky rock slopes with finite element shear strength reduction analysis. In Proceedings of the 1st Canada-U.S. Rock Mechanics Symposium, Vancouver, Canada, pp. 329-334. Disponible sur : <http://www.roscience.com/assets/files/uploads/7690.pdf>
- [46] Hammah R. E., Yacoub T. E., Curran J. H., 2009. Variation of Failure Mechanisms of Slopes in Jointed Rock Masses with Changing Scale. ROCKENG09: Proceedings of the 3rd CANUS Rock Mechanics Symposium, Toronto, Canada. Ed: M. Diederichs and G. Grasselli, 8 p. Disponible sur : <http://www.geogroup.utoronto.ca/rockeng09/proceedings/innerFrames/PDF/Session8/3956%20PAPER.pdf>
- [47] Hammah R. E., Yacoub T. E., Curran J. H., 2009. Numerical modelling of slope uncertainty due to rock mass jointing. International Conference on Rock Joints and Jointed Rock Masses, Tucson, Arizona, USA, 8 p. Disponible sur : <http://www.roscience.com/library/pdf/Numerical-Modelling-of-Slope-Uncertainty-due-to-Rock-Mass-Jointing.pdf>
- [48] Styles T., Coggan J., Pine R., 2011. Stability Analysis of a Large Fractured Rock Slope Using a DFN-Based Mass Strength Approach, International Symposium on Rock Slope Stability in Open Pit Mining and Civil Engineering, Vancouver, Canada, pp. 1-14.
- [49] Stead D., Eberhardt E., Coggan J. S., 2006. Developments in the characterization of complex rock slope deformation and failure using numerical modelling techniques. Engineering Geology 83, pp. 217-235. Disponible sur : <http://dx.doi.org/10.1016/j.enggeo.2005.06.033>
- [50] Jing L., Hudson J. A., 2002. Numerical methods in rock mechanics. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences 39, pp. 409-427. Disponible sur : [http://dx.doi.org/10.1016/S1365-1609\(02\)00065-5](http://dx.doi.org/10.1016/S1365-1609(02)00065-5)
- [51] Eberhardt E., 2008. Twenty-ninth Canadian Geotechnical Colloquium: The role of advanced numerical methods and geotechnical field measurements in understanding complex deep-seated rock slope failure mechanisms. Revue canadienne de géotechnique 45, pp. 484-510. Disponible sur : <http://www.nrcresearchpress.com/doi/full/10.1139/T07-116#.UUC0fFcqgs>
- [52] Eberhardt E., Stead D., Coggan J. S., 2004. Numerical analysis of initiation and progressive failure in natural rock slopes—the 1991 Randa rockslide. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences 41, pp. 69-87. Disponible sur : [http://dx.doi.org/10.1016/S1365-1609\(03\)00076-5](http://dx.doi.org/10.1016/S1365-1609(03)00076-5)
- [53] Scholtès L., Donzé F.-V., 2012. Modelling progressive failure in fractured rock masses using a 3D discrete element method. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences 52, pp. 18-30. Disponible sur : <http://dx.doi.org/10.1016/j.ijrmms.2012.02.009>
- [54] Hoek E., Carranza-Torres C., Corkum B., 2002. Hoek-Brown criterion – 2002 edition, Proc. NARMS-TAC Conference 2002, Volume 1: Toronto, Canada, pp. 267-273. Disponible sur : <http://www.rockscience.com/assets/files/uploads/7715.pdf>
- [55] Laubscher D. H., 1990. A geomechanics classification-system for the rating of rock mass in mine design: Journal of the South African Institute of Mining and Metallurgy, v. 90, no. 10, pp. 257-273. Disponible sur : <http://www.saimm.co.za/Journal/v090n10p257.pdf>
- [56] Stacey P., 1978. Interim report to Lake Asbestos of Quebec LTD. on stability review of the B pit east wall. Golder Associates, 49 p.
- [57] AFTES, 2003. Recommandations relatives à la caractérisation des massifs rocheux utile à l'étude et à la réalisation des ouvrages souterrains. Tunnels et ouvrages souterrains, N°177, 54 p. Disponible sur : [www.aftes.asso.fr](http://www.aftes.asso.fr)
- [58] Beauchamp Y., 1994. Rétro analyse de l'instabilité de décembre 1993 à la paroi sud-ouest de la rampe principale. LAB Chrysotile, 19 p.

- [59] Tremblay L., Dorval P., 2011. Résumé rapport géotechnique N°0112-05-010(024)09-10, Glissements Rte 112 St-Joseph-de-Coleraine. Ministère des Transport du Québec, Province de Québec, Canada, 24 p.
- [60] Dorval P., 2011. Fermeture de la 112 temporaire. Chronologie des événements et état de la situation. Ministère des Transports du Québec, Province de Québec, Canada. Présentation power point du 3 juin 2011, 31 p.
- [61] Optech, 2011. ILRIS, Summary Specification Sheet. Optech, Ontario, Canada. 2 p. Disponible sur : [www.optech.ca/i3dtechoverview-ilris.htm](http://www.optech.ca/i3dtechoverview-ilris.htm)
- [62] InnovMetric Software Inc., 2012. Polyworks v. 12.0.17, build 5761, 64 bit.
- [63] Geoindex. Base de données topographique du Québec (BDTQ), photos satellites et orthophotos 2007 de la région Chaudière-Appalaches. Disponible sur : <http://geo-index.bibl.ulaval.ca/viewer/>
- [64] ArcGIS Desktop Service Pack 5 2010. ArcMAP v10.0.
- [65] Beauchamp Y., 1994. Black Lake Operations : presentation of the slope stability program on Nov. 10th 1994. LAB Chrysotile, 21 p.
- [66] Riordon, P. H., 1954, Rapport préliminaire N°295. Région de Thetford Mines – Black Lake, comtés de Frontenac, de Mégantic et de Wolfe.: Ministère des mines de Québec, Province de Québec, Canada. Rapport préparé pour accompagner la carte n°1030, 27 p.
- [67] Riordon P. H., 1954. Carte préliminaire N°1030. Région de Thetford Mines – Black Lake, comtés de Frontenac, Mégantic, Wolfe. Ministère des mines de Québec, Province de Québec, Canada. Carte préparée pour accompagner le rapport n°295.
- [68] Godbout B., 2010. Portrait territorial Chaudière-Appalaches. Direction générale de la Capitale-Nationale et de la Chaudière-Appalaches, Ministère des Ressources naturelles et de la Faune. Québec, Canada, 116p.
- [69] Meteomedia, site météo du canada. Disponible sur : <http://www.meteomedia.com>
- [70] Foucault A., Raoult, J.-F., 2010. Dictionnaire de géologie. DUNOD, Paris. 416 p.
- [71] De Souza S., Tremblay A., 2011. Carte géologique CG-21-L03-2011-01. Compilation géologique - Thetford Mines: Ministère des ressources naturelles et faunes, Québec, Canada.
- [72] Demers A., 2004. Société de la faune et des parcs du Québec. Vice-présidence au développement et à l'aménagement de la faune. Programme de formation : Introduction à ArcView : ArcView, ArcGIS version 8.3. La géomatique appliquée au développement et à l'aménagement de la faune. Québec, Canada. 182 p.
- [73] Marinos P., Hoek E., 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 tunneling. Bulletin of Engineering Geology and the Environment, v. 65, no. 2, p. 129-142. Disponible sur : <http://dx.doi.org/10.1007/s10064-005-0018-x>
- [74] Chen Y., Medioni G., 1992. Object modelling by registration of multiple range images. Image and Vision Computing 10, pp. 145-155. Disponible sur : [http://dx.doi.org/10.1016/0262-8856\(92\)90066-C](http://dx.doi.org/10.1016/0262-8856(92)90066-C)
- [75] Jaboyedoff M., Oppikofer T., Abellán A., Derron M.-H., Loye A., Metzger R., Pedrazzini A., 2012. Use of LIDAR in landslide investigations: a review. Natural Hazards 61, pp. 5-28. Disponible sur : <http://dx.doi.org/10.1007/s11069-010-9634-2>

- [76] Ardizzone F., Cardinali M., Galli M., Guzzetti F., Reichenbach P., 2007. Identification and mapping of recent rainfall-induced landslides using elevation data collected by airborne Lidar. *Nat. Hazards Earth Syst. Sci.* 7, pp. 637-650. Disponible sur : <http://www.nat-hazards-earth-syst-sci.net/7/637/2007/>
- [77] Höfle B., Vetter M., Pfeifer N., Mandlbürger G., Stötter J., 2009. Water surface mapping from airborne laser scanning using signal intensity and elevation data. *Earth Surface Processes and Landforms* 34, pp. 1635-1649. Disponible sur : <http://dx.doi.org/10.1002/esp.1853>
- [78] Avian M., Kellerer-Pirklbauer A., Bauer A., 2009. LiDAR for monitoring mass movements in permafrost environments at the cirque Hinteres Langtal, Austria, between 2000 and 2008. *Nat. Hazards Earth Syst. Sci.* 9, pp. 1087-1094. Disponible sur : <http://www.nat-hazards-earth-syst-sci.net/9/1087/2009/>
- [79] Prokop A., Panholzer H., 2009. Assessing the capability of terrestrial laser scanning for monitoring slow moving landslides. *Nat. Hazards Earth Syst. Sci.* 9, pp. 1921-1928. Disponible sur : <http://www.nat-hazards-earth-syst-sci.net/9/1921/2009/>
- [80] Abellán A., Calvet J., Vilaplana J.M., Blanchard J., 2010. Detection and spatial prediction of rock-falls by means of terrestrial laser scanner monitoring. *Geomorphology* 119, pp. 162-171. Disponible sur : <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0169555X10001224>
- [81] Terrasol, 2013. Talren v.5-beta.
- [82] Cojean R., Fleurisson J. A., 1990. Influence de la structure géologique sur la stabilité des versants progressivement submergés par la montée d'un plan d'eau - Influence of geological structures on the stability of reservoir slopes progressively submerged by the rise of water level, *Proceedings - Sixth International Congress : International Association of Engineering Geology*, Vol 3: Theme 4 : Surface Engineering Geology, 2113-2132 p.
- [83] MathWorks Inc., 2012. Matlab v. R2012a, build 7.14.0.739, 64 bit, Win 64.
- [84] Gemcom Software, 2010. Surpac v. 6.1.4. Geology and Mine planning Package.

# TABLE DES ANNEXES

ANNEXE 1	
ESTIMATION DU VOLUME DU GLISSEMENT .....	112
ANNEXE 2	
ESTIMATION DE LA VITESSE DE MONTÉE DE LA SURFACE DU PLAN D’EAU NOYANT LA FOSSE PRINCIPALE ET DU TEMPS DE REMPLISSAGE .....	123
ANNEXE 3	
NIVEAUX D’EAU DATÉS POUR UNE ANALYSE PROSPECTIVE .....	127
ANNEXE 4	
POINTS DE REPÈRES POUR VECTEURS DÉPLACEMENTS .....	128
ANNEXE 5	
FOS OBTENU POUR CHAQUE PROFIL .....	137
ANNEXE 6	
PROCÉDURE DE COMPARAISON DES RÉSULTATS AVEC LES PARAMÈTRES GÉOMÉCANIQUES .....	138
ANNEXE 7	
REMONTÉE DE LA LIGNE PIÉZOMETRIQUE POUR L’ANALYSE PROSPECTIVE PRÉLIMINAIRE .....	141



# ANNEXE 1

## ESTIMATION DU VOLUME DU GLISSEMENT

La première difficulté réside dans le fait que la surface immergée du massif est inaccessible à la mesure LiDAR. Or cette donnée doit être connue pour calculer la vitesse de la montée de la surface du plan d'eau noyant la fosse et réaliser l'analyse prospective. La surface immergée de la pente doit donc être reconstituée jusqu'au pied de la mine par extrapolation, en utilisant la géométrie de la surface non immergée.

La deuxième difficulté est de ne pas connaître la géométrie de la surface de rupture sur l'ensemble du glissement. Or, cette donnée a été estimée lors de la modélisation avec Slide, sur quatre plans de coupe.

Pour faire une première estimation de la vitesse de la montée de la surface du plan d'eau noyant la fosse, il est préférable de trouver une méthode moins coûteuse en temps et suffisamment fiable pour éviter de travailler directement en 3D. La méthode choisie est d'utiliser les profils 2D afin de réaliser un modèle 3D simplifié. L'idée est donc d'utiliser les profils E1, E2, E3 et E4, ainsi que leurs surfaces de rupture associées, pour créer un modèle du glissement en 3D simplifié. En calibrant ce modèle, il est ensuite possible d'estimer une vitesse de la montée de la surface du plan d'eau noyant la fosse suffisamment fiable pour effectuer une analyse prospective.

Avant de commencer le calcul des volumes unitaires sur chaque profil, il est nécessaire de mesurer les volumes d'eau contenus dans la fosse principale pour chaque altitude de la surface du plan d'eau noyant la fosse relevée au cours du suivi.

### **I VOLUME D'EAU DANS UNE FOSSE SANS GLISSEMENT**

L'altitude de la surface du plan d'eau noyant la fosse a été mesurée pour chaque date de relevé LiDAR, et les volumes (Tableau 28 et Tableau 29) sont mesurés à partir du MNT-TLS-01 (29 juin 2012) avec Polyworks [62]. Autrement dit, les volumes sont mesurés avec le MNT de la fosse principale dont la géométrie n'est pas modifiée par le glissement.

Tableau 28 : Suivi de la montée de la surface du plan d'eau noyant la fosse du gisement N-E

Date des TLS année 2012	Fosse du gisement N-E			
	Temps (jour)	Temps (heure)	Altitude (m)	Volume à partir du MNT du 29 juin 2012 (m <sup>3</sup> )
29 juin	0	0	81,40	397491
11 juillet	21	504	83,80	616005

Tableau 29 : Suivi de la montée de la surface du plan d'eau noyant la fosse principale si le glissement n'avait pas eu lieu

Date des TLS année 2012	Fosse Principale			
	Temps (jour)	Temps (heure)	Altitude (m)	Volume à partir du MNT du 29 juin 2012 (m <sup>3</sup> )
29 juin	0	0	-15,85	0
11 juillet	12	288	-14,67	161224
13 juillet	14	336	-9,05	810421
2 août	34	816	-6,65	1197111
29 août	61	1464	-4,02	1635524
27 septembre	90	2160	-2,65	1882336
12 novembre	136	3264	2,85	2985635

Le volume immergé du glissement doit être soustrait aux volumes du Tableau 29 pour obtenir le volume d'eau réel de la fosse principale à chaque date d'enregistrement. C'est à partir du volume obtenu par cette opération que la vitesse de la montée de la surface du plan d'eau noyant la fosse est calculée.

## II VOLUMES UNITAIRES DES PROFILS E1 A E4

Étant donné que la numérisation du massif a pour limite la surface du plan d'eau noyant la fosse, il faut reconstituer manuellement le profil que peut avoir la pente sous l'eau jusqu'au pied de la mine (altitude - 36 m). Ce travail a été réalisé sur les profils de pente (E1, E2, E3 et E4) pour chaque enregistrement LiDAR. Une fois ce travail effectué, les profils obtenus sont hors d'eau.

C'est à partir de ces profils et de la surface de rupture déterminée lors de la rétro-analyse, que le volume unitaire en mouvement peut être subdivisé en sous-volumes (Figure 71).

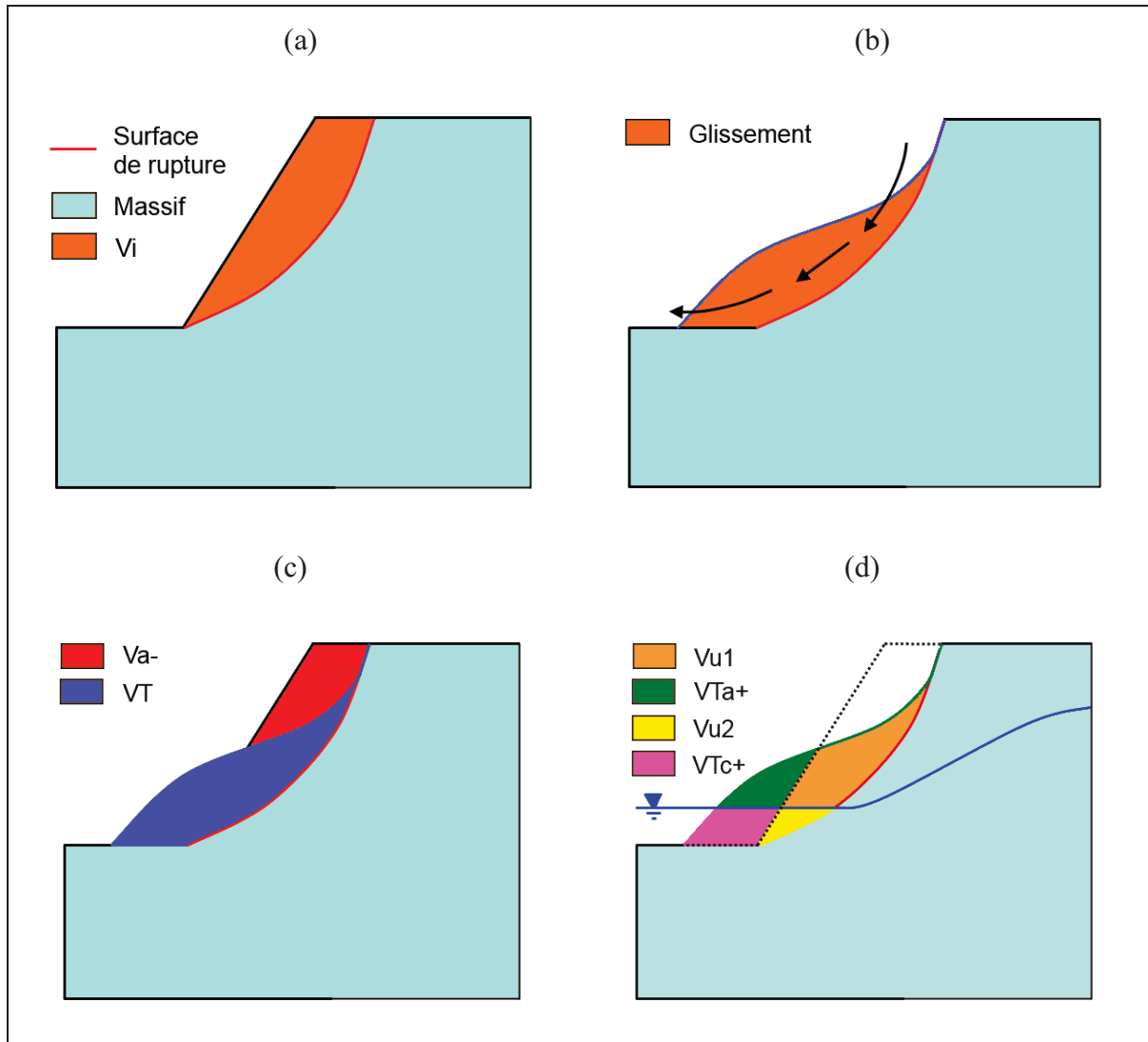


Figure 71 : Décomposition du volume en mouvement  
 (a) massif intact, (b) mouvement du glissement, (c) et (d) décomposition du volume en mouvement

$V_i$  est le volume intact,  $V_{a-}$  le volume apparent négatif,  $V_T$  le volume de roche global en mouvement,  $V_{Ta+}$  le volume transformé apparent (volume apparent positif),  $V_{Tc+}$  le volume transformé caché,  $V_{u1}$  le volume de roche intacte au-dessus de l'eau et  $V_{u2}$  le volume immergé de roche intacte. Un script développé sous Matlab [83] permet de calculer tous ces volumes (Tableau 30) pour chaque date d'enregistrement et chaque section.

Tableau 30 : Volumes unitaires par section en m<sup>3</sup>

Section	Date des TLS	V <sub>a-</sub>	V <sub>Ta+</sub>	V <sub>Tc+</sub>	V <sub>u1</sub>	V <sub>u2</sub>	V <sub>i</sub>	V <sub>T</sub>
E1	2012-06-29	0	0	0	30 993	953	31 947	31 947
	2012-07-11	0	0	0	30 919	1 028	31 947	31 947
	2012-07-13	3 514	4 433	899	27 012	1 422	31 947	33 766
	2012-08-02	4 101	5 015	1 178	26 170	1 676	31 947	34 039
	2012-08-29	4 427	5 201	1 335	25 664	1 856	31 947	34 055
	2012-09-27	4 853	5 145	1 566	25 052	2 042	31 947	33 805
	2012-11-12	4 812	5 565	2 077	24 613	2 522	31 947	34 776
E2	2012-06-29	0	0	0	40 786	15 809	56 595	56 595
	2012-07-11	78	302	0	40 503	16 014	56 595	56 819
	2012-07-13	4 797	4 005	1 894	34 753	17 044	56 595	57 697
	2012-08-02	5 687	4 713	2 489	33 237	17 670	56 595	58 109
	2012-08-29	6 094	4 901	2 788	32 415	18 086	56 595	58 190
	2012-09-27	6 676	4 902	3 050	31 420	18 498	56 595	57 870
	2012-11-12	6 574	5 164	3 710	30 503	19 517	56 595	58 894
E3	2012-06-29	0	0	0	43 398	2 357	45 755	45 755
	2012-07-11	103	163	0	43 140	2 511	45 755	45 814
	2012-07-13	5 379	5 043	1 578	37 074	3 302	45 755	46 997
	2012-08-02	6 224	5 893	2 139	35 746	3 784	45 755	47 562
	2012-08-29	6 615	6 118	2 476	35 026	4 113	45 755	47 734
	2012-09-27	7 153	6 202	2 776	34 154	4 448	45 755	47 579
	2012-11-12	7 362	6 089	3 560	33 138	5 254	45 755	48 041
E4	2012-06-29	0	0	0	32 646	10 147	42 794	42 794
	2012-07-11	1 149	1 107	534	31 324	10 320	42 794	43 286
	2012-07-13	4 129	4 761	2 055	27 483	11 182	42 794	45 480
	2012-08-02	4 676	5 337	2 718	26 422	11 696	42 794	46 173
	2012-08-29	4 977	5 480	3 155	25 780	12 037	42 794	46 451
	2012-09-27	5 285	5 545	3 547	25 132	12 377	42 794	46 601
	2012-11-12	5 398	4 989	4 318	24 185	13 211	42 794	46 703

Une première étape consiste à vérifier l'évolution du glissement pour chaque profil, en reportant chronologiquement les volumes disparus V<sub>a-</sub> pour chaque section sur un graphique (Figure 72). La variation de V<sub>a-</sub> montre une tendance à la stabilisation au cours de la dernière période de mesure. Le résultat est conforme à celui déjà formulé pour le volume global (section III.4).

L'analyse détaillée des courbes montre que la variation de V<sub>a-</sub> des sections E1 et E2 du glissement diminue très légèrement entre le 27 septembre 2012 et le 12 novembre 2012. Cette diminution est suffisamment petite pour l'associer aux erreurs de mesure et d'alignement des MNT. Par conséquent, il est pertinent de confirmer une variation nulle de

$V_{a-}$  au cours de cette période. Autrement dit, la partie sud du glissement s'est stabilisée à l'automne 2012.

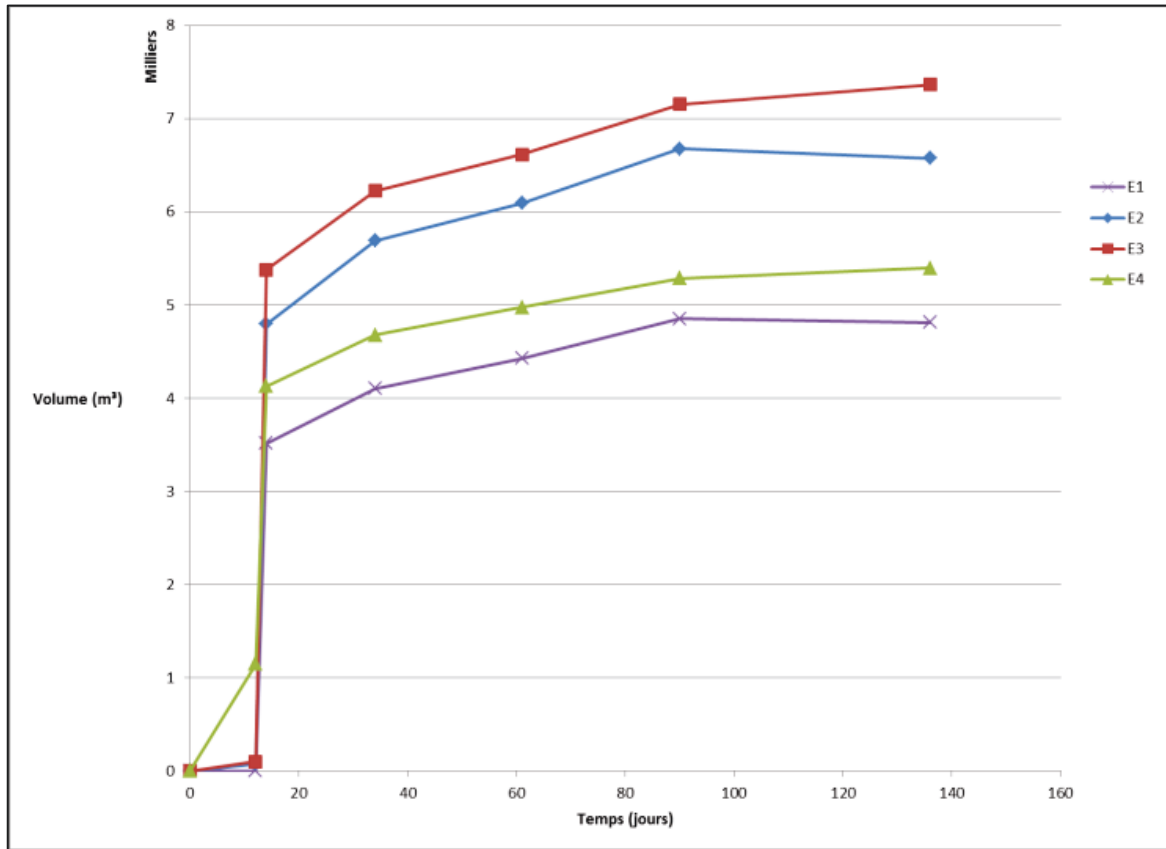


Figure 72 : Variation des volumes différentiels ( $V_{a-}$ ) pour les sections E1 à E4

Concernant les sections E3 et E4, c'est-à-dire la partie nord du glissement, la variation de  $V_{a-}$  n'est pas constante entre le 27 septembre 2012 et le 12 novembre 2012. Cela ne veut pas dire que le glissement est toujours actif dans cette zone. Il faut tenir compte des erreurs de mesure et d'alignement entre les MNT. Il faut également prendre en compte le fait que, dans cette zone, le haut de la surface de rupture a une pente très raide qui s'est érodée au cours de cette période, ce qui explique l'augmentation de  $V_{a-}$  dans cette zone. Par conséquent, il est pertinent d'affirmer que le glissement s'est également stabilisé dans sa partie nord.

Sur la période précédant la rupture du 12 juillet 2012, la variation des volumes n'est pas nulle. En effet, le 9 juillet, plusieurs blocs volumineux se sont détachés, dont le plus important était situé dans la zone de la section E4. C'est pour cette raison que la variation la plus importante au cours de la première période concerne la courbe correspondant à la section E4 sur la Figure 72.

### III RATIO ENTRE LES VOLUMES DIFFÉRENTIELS POSITIFS ET NÉGATIFS

Ce ratio a son importance pour calibrer le modèle 3D simplifié du glissement. Si  $V_{Ta+}$  et  $V_{a-}$  ont facilement été mesurés avec Polyworks (Tableau 12), il en est tout autrement concernant le volume immergé  $V_{Tc+}$ . Il a fallu passer en 2D pour calculer ce volume pour chaque section (section II). En utilisant ces résultats,  $V_{Tc+}$  peut être estimé sur le volume global en faisant l'hypothèse que le volume apparu ( $V_{Ta+}+V_{Tc+}$ ) est proportionnel au volume disparu  $V_{a-}$  (V.1) :

$$k = \frac{V_{Ta+} + V_{Tc+}}{V_{a-}} \quad (V.1)$$

En calculant le coefficient de proportionnalité  $k$  pour chaque section et sa valeur moyenne,  $V_{Tc+}$  du glissement global peut être estimé. Son calcul repose sur l'hypothèse que  $k$  est constant, ce qui revient à supposer que la géométrie de la surface de rupture est invariable dans le temps pour chaque section. C'est une approximation qui est faite pour cette étude, le but étant d'obtenir un ordre de grandeur de la vitesse de la montée de la surface du plan d'eau noyant la fosse.

Par conséquent,  $k$  est calculé pour chaque date d'enregistrement depuis le 13 juillet et pour toutes les sections. Ces résultats permettent d'estimer un ratio moyen pour chaque section (Tableau 31).

Tableau 31: Ratio  $k$  entre les volumes apparus et les volumes disparus pour chaque section

Date des TLS	$k = \frac{V_{Ta+} + V_{Tc+}}{V_{a-}}$			
	E1	E2	E3	E4
2012-07-13	1,52	1,23	1,23	1,65
2012-08-02	1,51	1,27	1,29	1,72
2012-08-29	1,48	1,26	1,30	1,73
2012-09-27	1,38	1,19	1,26	1,72
2012-11-12	1,59	1,35	1,31	1,72
Moyenne	1,52	1,26	1,28	1,71

Pour la suite des calculs, un  $k$  moyen de 1,435 est utilisé.

## IV MODÈLE SIMPLIFIÉ EN 3D

Pour réaliser un modèle 3D simplifié à partir des profils des sections E1 à E4, le logiciel Surpac [84] a été utilisé. La Figure 73 montre tous les profils superposés pour chaque section, plus deux sections supplémentaires qui représentent les limites latérales du glissement (localisées à partir des MNT).

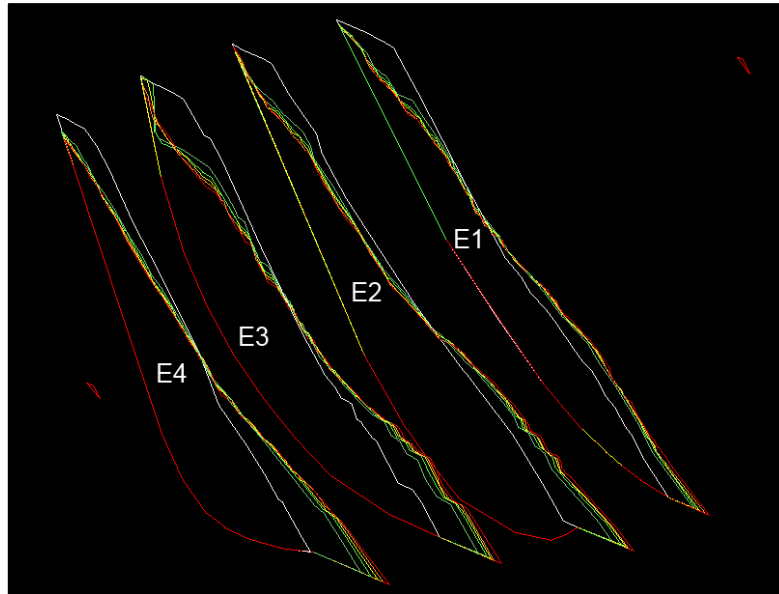


Figure 73 : Superposition des profils de chaque date d'enregistrement, pour chaque section, et repositionnés dans l'espace

Le repositionnement dans l'espace de chaque section permet d'obtenir un modèle simplifié 3D du glissement (Figure 74). L'étape suivante est de reproduire la procédure suivie en section II pour calculer les sous-volumes à partir des modèles 3D simplifiés. Sachant que ces derniers manquent de précision, il est nécessaire de diminuer les imprécisions en intégrant les volumes différentiels  $V_{a-}$  et  $V_{Ta+}$  mesurés à partir des MNT (Tableau 9) à l'aide du logiciel Polyworks (Tableau 12). Les résultats de leur mesure sont repris dans le Tableau 32, avec leur appellation  $V_{a-}$  et  $V_{Ta+}$ .

Tableau 32 : Volume  $V_{a-}$  et  $V_{Ta+}$  calculés à l'aide du logiciel Polyworks, à partir des MNT

Date des TLS	$V_{a-}$ (m <sup>3</sup> )	$V_{Ta+}$ (m <sup>3</sup> )
2012-06-29	0	0
2012-07-11	309 172	179 209
2012-07-13	2 697 907	2 777 824
2012-08-02	3 014 653	3 185 763
2012-08-29	3 228 366	3 259 147
2012-09-27	3 466 175	3 286 085
2012-11-12	3 496 538	3 254 662

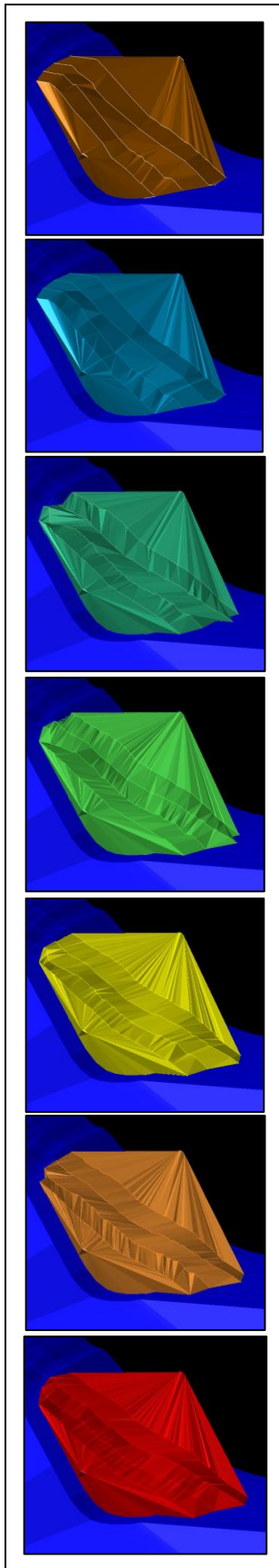


Figure 74 : Modèles 3D du glissement pour chaque TLS

Les volumes  $V_{a-}$  et  $V_{Ta+}$  étant connus, seuls  $V_{u1}$ ,  $V_{u2}$ ,  $V_i$  et  $V_T$  (Figure 71) ont besoin d'être mesurés. Concernant  $V_{Tc+}$ , il est calculé à partir de  $V_{a-}$  et  $V_{Ta+}$  en utilisant la relation (V.1). Ainsi, les résultats obtenus sont calibrés sur les volumes réels  $V_{a-}$  et  $V_{Ta+}$ .

Après avoir réalisé la découpe des volumes avec le logiciel Surpac, comme le montre la décomposition du modèle simplifié du 29 juin 2012 (Figure 75), les volumes sont calculés et récapitulés dans le Tableau 33.

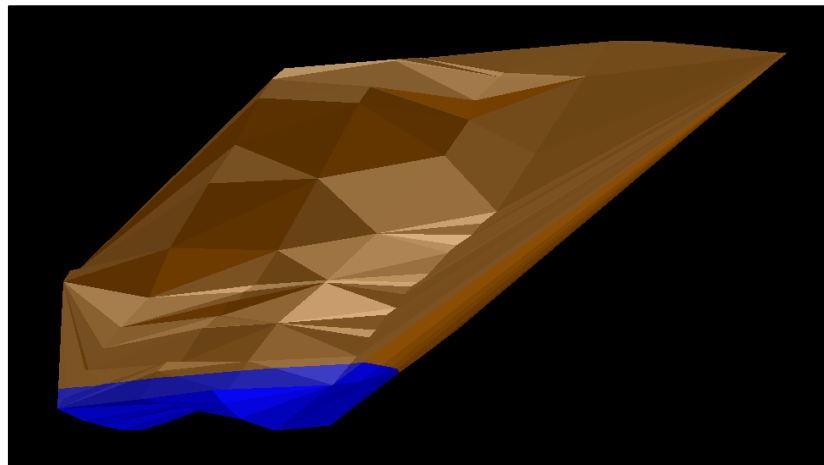


Figure 75: Décomposition du volume du 29 juin 2012 (zone marron :  $V_{u1}$  et zone bleu :  $V_{u2}$ )

Tableau 33 : Sous-volumes en  $m^3$  du modèle simplifié, mesurés avec Surpac

Date des TLS	$V_{u1}$	$V_{u2}$	$V_i$	$V_T$
2012-06-29	18989110	1622422	20611532	20611532
2012-07-11	18741802	1698812	20611532	20611435
2012-07-13	16329789	2070490	20611532	21443346
2012-08-02	15767599	2232699	20611532	21538477
2012-08-29	15426176	2412211	20611532	21752464
2012-09-27	15087241	2506189	20611532	21606518
2012-11-12	14695284	2885157	20611532	21927472



Le but étant d’approcher les valeurs réelles, il est utile d’introduire les volumes mesurés avec Polyworks en calibrant  $V_i$ ,  $V_{Tc+}$  et  $V_T$ . Pour atteindre cet objectif, il faut commencer par calibrer  $V_i$ . Pour cela, il suffit d’utiliser sa définition (V.2) :

$$V_i = V_{u1} + V_{u2} + V_{a-} \quad (V.2)$$

Comme écrit précédemment,  $V_{Tc+}$  est calculé à partir de la relation (V.1) avec  $V_{a-}$  et  $V_{Ta+}$  réels (Tableau 32) et  $k$  égal à 1,435.

Le calibrage des volumes se termine avec le calibrage de  $V_T$ , défini par la relation (V.3).

$$V_T = V_{u1} + V_{u2} + V_{Ta+} + V_{Tc+} \quad (V.3)$$

Les sous-volumes calibrés sont présentés dans le Tableau 34.

Tableau 34 : Volumes calibrés en m<sup>3</sup>

Date des TLS	$V_{a-}$	$V_{Ta+}$	$V_{Tc+}$	$V_{u1}$	$V_{u2}$	$V_i$	$V_T$
2012-06-29	0	0	0	18989110	1622422	20611532	20611532
2012-07-11	309172	179209	264453	18741802	1698812	20749786	20884276
2012-07-13	2697907	2777824	1093672	16329789	2070490	21098186	22271776
2012-08-02	3014653	3185763	1140264	15767599	2232699	21014951	22326325
2012-08-29	3228366	3259147	1373558	15426176	2412211	21066753	22471092
2012-09-27	3466175	3286085	1687876	15087241	2506189	21059605	22567391
2012-11-12	3496538	3254662	1762870	14695284	2885157	21076979	22597974

## V COEFFICIENT DE FOISONNEMENT

Avant de calculer la vitesse de montée de la surface du plan d’eau noyant la fosse principale, il est nécessaire d’estimer le coefficient de foisonnement noté  $c_f$  et défini par la relation (V.4) :

$$c_f = \frac{V_T}{V_i} \quad (V.4)$$

Comme discuté plus haut, le volume immergé doit être soustrait au volume d’eau mesuré dans la fosse à la géométrie intacte (Tableau 29). Ce volume immergé est calculé en divisant  $V_{Tc+}$  par  $c_f$ . Cet exercice permet de tenir compte du fait que le volume d’eau déplacé par le volume du glissement exclut le volume d’air contenu dans  $V_{Tc+}$ .

En reprenant la relation (V.2) et les valeurs de  $V_T$  et  $V_i$  calibrées (Tableau 34),  $c_f$  est calculé pour chaque date d'enregistrement à partir du 13 juillet. Le  $c_f$  final est la moyenne des  $c_f$  calculés (Tableau 35).

Tableau 35: Calcul du coefficient de foisonnement pour chaque section

Date des TLS	$V_i$	$V_T$	$c_f$
2012-07-13	21098186	22271776	1,06
2012-08-02	21014951	22326325	1,06
2012-08-29	21066753	22471092	1,07
2012-09-27	21059605	22567391	1,07
2012-11-12	21076979	22597974	1,07
Moyenne			1,066

Pour la suite des calculs, un  $c_f$  moyen de 1,066 est utilisé.

## VI VALIDATION DU MODÈLE 3D SIMPLIFIÉ

À l'aide des données calibrées, il est possible de vérifier la pertinence du modèle 3D réalisé avec Surpac. Le Tableau 36 reprend les valeurs de  $V_i$  et de  $V_T$  avant et après calibrage, afin de calculer  $V_{i\_err}$  et  $V_{T\_err}$  définis par les relations (V.5) et (V.6). Le résultat permet de mesurer l'écart entre les volumes calibrés et non calibrés.

$$V_{T\_err} = \frac{V_{T\_2} - V_{T\_1}}{V_{T\_1}} \quad (V.5)$$

$$V_{i\_err} = \frac{V_{i\_2} - V_{i\_1}}{V_{i\_1}} \quad (V.6)$$

Tableau 36 : Calculs d'erreur (%) sur les volumes (m<sup>3</sup>)

Date des TLS	Avant calibrage		Après calibrage		Erreur (%)	
	$V_{i\_1}$	$V_{T\_1}$	$V_{i\_2}$	$V_{T\_2}$	$V_{i\_err}$	$V_{T\_err}$
2012-07-13	20611532	21443346	21098186	22271776	2,36	3,86
2012-08-02	20611532	21538477	21014951	22326325	1,96	3,66
2012-08-29	20611532	21752464	21066753	22471092	2,21	3,30
2012-09-27	20611532	21606518	21059605	22567391	2,17	4,45
2012-11-12	20611532	21927472	21076979	22597974	2,26	3,06

Pour  $V_i$ , les résultats montrent que les modèles 3D simplifiés sont en moyenne sous-dimensionnés de 2 % par rapport aux volumes calibrés, ce qui est très acceptable.

Concernant  $V_T$ , le taux de sous-dimensionnement moyen est un plus élevé, mais reste inférieur à 5 %.

Par conséquent, le modèle 3D simplifié est valide et le volume de roche en mouvement peut être estimé entre  $21,4 \cdot 10^6 \text{ m}^3$  et  $22,6 \cdot 10^6 \text{ m}^3$ . Quant au volume intact avant glissement, il peut être estimé entre  $20,6 \cdot 10^6 \text{ m}^3$  et  $21,1 \cdot 10^6 \text{ m}^3$ .

Ce qui ressort de ces calculs est une valeur du coefficient de foisonnement proche de 1, qui s'interprète par le fait que le volume en mouvement est resté compact. Il a pivoté sans subir de fortes déformations.

## ANNEXE 2

### ESTIMATION DE LA VITESSE DE MONTÉE DE LA SURFACE DU PLAN D'EAU NOYANT LA FOSSE PRINCIPALE ET DU TEMPS DE REMPLISSAGE

#### I VITESSE DE MONTÉE DE LA SURFACE DU PLAN D'EAU NOYANT LES FOSSES

La connaissance de  $V_{Tc+}$  est utile pour calculer la vitesse de montée de la surface du plan d'eau noyant les deux fosses. Jusqu'à présent, les calculs de volumes ont été effectués sur des modèles hors d'eau. Or, le déplacement d'eau lié au volume du glissement ne doit pas tenir compte de l'air entre les blocs. Il faut utiliser le ratio  $V_{Tc+}$  avec le coefficient de foisonnement  $c_f$  pour calculer les débits. Ce nouveau volume est nommé  $V_{Tcw+}$ .

Deux vitesses de montée de surface envoyée sont à calculer, une pour la fosse principale et l'autre pour la fosse du gisement N-E. Concernant la fosse principale, il a fallu reconstituer la géométrie de la fosse avec le TLS du 29 juin 2012 (avant le glissement) et l'ALS du 13 juillet 2012 pour obtenir une géométrie non impactée par le glissement. Avec ce MNT, les volumes entre le niveau de la surface du plan d'eau noyant du 13 juillet et ceux enregistrés après le 13 juillet 2012 (nommés  $V_w$ ) ont pu être mesurés avec Polyworks. Pour calculer la vitesse de montée de la surface du plan d'eau noyant, il suffit de soustraire  $V_{Tcw+}$  aux volumes  $V_w$ , puis de diviser le tout par le temps en heures (ou en jours) écoulé depuis le 13 juillet pour chaque enregistrement (Tableau 37).

Pour des raisons de validité des MNT, les vitesses de montée de la surface du plan d'eau noyant la fosse principale sont calculées à partir du 13 juillet 2012, date de l'ALS le plus récent fourni par le MTQ.

Tableau 37 : Vitesse de montée de la surface du plan d'eau noyant la fosse principale

Date des TLS	Temps (j)	Temps (h)	Altitude surface envoyée (m)	$V_w$ (m <sup>3</sup> )	$V_w - V_{Tcw+}$ (m <sup>3</sup> ) (*)	Vitesse (m <sup>3</sup> /j)	Vitesse (m <sup>3</sup> /h)
2012-07-13	0	0	-9,05	0	0	-	-
2012-08-02	20	480	-6,65	386690	342486	17124	714
2012-08-29	47	1128	-4,02	825103	559557	11905	496
2012-09-27	76	1824	-2,65	1071916	508155	6686	279
2012-11-12	122	2928	2,85	2175214	1540302	12625	526

(\*) : La montée de l'eau excluant les volumes liés aux glissements ont été amputés du  $V_{Tcw+}$  du 13 juillet 2012, niveau de référence

Le débit moyen dans la fosse principale est donc estimé à environ 500 m<sup>3</sup>/h. Il est important de noter que ce volume n'est qu'une approximation et qu'une étude plus précise doit être menée pour obtenir un résultat précis.

Pour le volume de la fosse N-E, aucun TLS n'a été réalisé dans ce secteur. En revanche, sachant que cette fosse n'a pas été modifiée depuis l'ALS de 2010, il est possible d'estimer une vitesse de montée de la surface du plan d'eau noyant en calculant le volume d'eau contenu dans la fosse en date du 13 juillet 2012. Puis en s'aidant d'une photo prise le 2 août 2012 (Figure 76), il a été possible de mesurer le niveau d'eau à cette date, en comptant les gradins. Avec cette information, il a été trivial de mesurer le différentiel de volume d'eau entre le 13 juillet et le 2 août avec Polyworks, pour estimer un débit de 430 m<sup>3</sup>/h (Tableau 38).



Figure 76 : Fosse du gisement N-E en date du 2 août 2012

Tableau 38 : Vitesse de montée de la surface du plan d'eau noyant la fosse du gisement N-E

Date des TLS	Temps (j)	Temps (h)	Altitude surface ennuyée (m)	V <sub>w</sub> (m <sup>3</sup> )	Vitesse (m <sup>3</sup> /j)	Vitesse (m <sup>3</sup> /h)
2010	-	-	1,00	0	-	-
2012-07-13	0	0	81,40	397491	0	0
2012-08-02	21	504	83,80	616005	10405	434

La vitesse de montée de la surface du plan d'eau noyant la fosse N-E est fortement corrélée au drain qui relie la rivière Bécancour à cette fosse (sortie du drain visible sur la photo de la fosse en Figure 76).

## II TEMPS DE REMPLISSAGE

Les volumes des fosses présentés au Tableau 39 sont obtenus à l'aide du logiciel Polyworks [62]. Ils ont été calculés en utilisant le MNT du 13 juillet 2012 avec des surfaces ennoyées mesurées à l'altitude de - 9 m pour la fosse principale et de 81 m pour la fosse du gisement N-E. La Figure 77 est une représentation schématique de la section N-S de la fosse globale et traversant les deux fosses par leur centre.

Tableau 39 : Volumes des fosses d'après le MNT du 13 juillet 2012

Fosse	Altitude lac (m)	Altitude de la crête (m)	Volumes (m <sup>3</sup> )
Principale (V1)	-9	165	95091434
Gisement N-E (V 2)	81	165	13929399
Haut de la fosse globale (V3)	165	215	76106233
Fosse globale (V1+V2+V3)			184929651

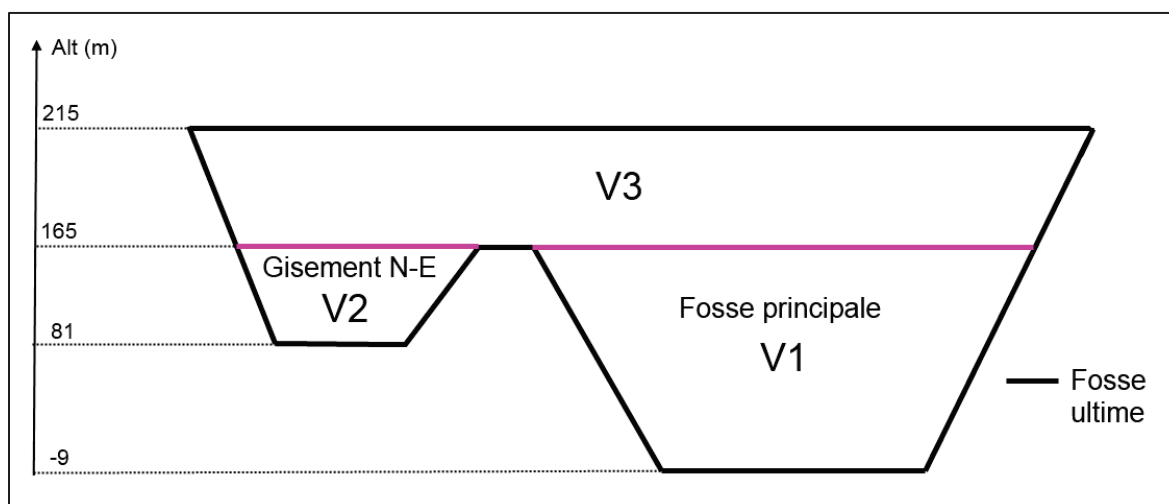


Figure 77 : Profil N-S de la fosse globale avec identification des volumes mesurés (les altitudes des fonds de fosse sont en fait les altitudes des surfaces ennoyées mesurées après la rupture)

Le volume de la fosse principale est estimé à  $95.10^6$  m<sup>3</sup>, celui de la fosse du gisement N-E à environ  $14.10^6$  m<sup>3</sup> et, pour finir, le volume de la fosse globale est estimé à  $185.10^6$  m<sup>3</sup>.

Connaissant le volume à remplir et les vitesses de montée des surfaces ennoyées (430 m<sup>3</sup>/h pour la fosse du gisement N-E et 500 m<sup>3</sup>/h pour la fosse principale), le temps de remplissage de la fosse globale peut être calculé tout en tenant compte de la période de gel (débit nul au cours de cette période). Pour se faire, l'estimation du temps de remplissage de la fosse s'effectue en faisant varier la durée de la période de gel (Tableau 40). Cinq durées ont été choisies : 0, 3, 4, 5.5 et 6 mois, et donnent les résultats récapitulés dans le Tableau 40.

Tableau 40 : Temps de remplissage

Fosse	Altitude crête (m)	Volume (m <sup>3</sup> )	Temps de remplissage (année) en fonction de la durée annuelle de période de gel (entre 0 et 6 mois)				
			0	6	5,5	4	3
Principale	165	95091434	13,2	19,9	19,3	17,7	16,6
N-E	165	13731983	3,6	5,4	5,3	4,8	4,5
Ultime	215	184929651	22,0	33,0	32,1	29,3	27,5

Il faut compter approximativement 30 ans pour que la fosse globale se remplisse, 20 ans pour la fosse principale et 5 ans pour la fosse du gisement N-E. Ces durées sont décomptées à partir du 13 juillet 2012.

## ANNEXE 3

### NIVEAUX D'EAU DATÉS POUR UNE ANALYSE PROSPECTIVE

Les volumes ont été mesurés à partir de l'ALS du 13 juillet 2012 (MNT-ALS-02). Les temps de remplissage sont calculés en fonction des débits d'eau estimés en ANNEXE 2 (Tableau 40) avec une période hors gel de 6,5 mois (sous chapitre II.3). Les dates ont été calculés à en utilisant les vitesses de montée de la surface du plan d'eau noyant les fosses estimées en ANNEXE 2. Au cours des 5,3 premières années, les deux fosses se remplissent avec leur débit propre. Une fois la fosse du gisement N-E remplie, les vitesses de montée de la surface du plan d'eau noyant, pouvant être assimilées à des débits, sont mutualisées pour remplir la fosse principale et la fosse globale.

La Figure 62 de la section V.1 est une représentation graphique des données du Tableau 41.

Tableau 41 : Différentes altitudes d'eau pour l'analyse prospective

Altitude du lac (m)	Volume (m <sup>3</sup> )	Temps (année)	Date (approximation)
15	4308749	1,4	15-04-14
25	6734770	2,2	02-02-15
45	12716386	4,2	23-01-17
85	30111821	7,8	22-08-20
120	53366635	11,9	07-10-24
165	95091435	19,3	03-03-32
215	184929651	32,1	25-11-44



# ANNEXE 4

## POINTS DE REPÈRES POUR VECTEURS DÉPLACEMENTS

Les profils E1 à E4 ont subi un changement de repère pour travailler en 2D tout en préservant les distances. Les distances horizontales sont conservées et l'altitude reste inchangée.

En superposant les relevés consécutifs pour chaque profil (Figure 78, Figure 79, Figure 80 et Figure 81), il a été possible de suivre des points caractéristiques, repérables d'un relevé à l'autre. Ces points se situent sur la route et en bas de la pente. Ces zones ne se sont pas trop déformées au cours du glissement. D'où la possibilité de réaliser cette opération.

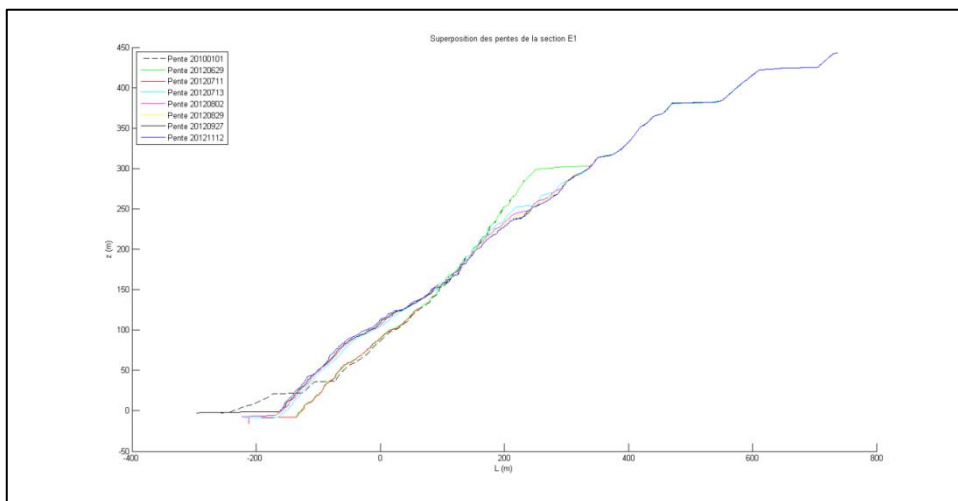


Figure 78 : Superposition des profils du plan de section E1

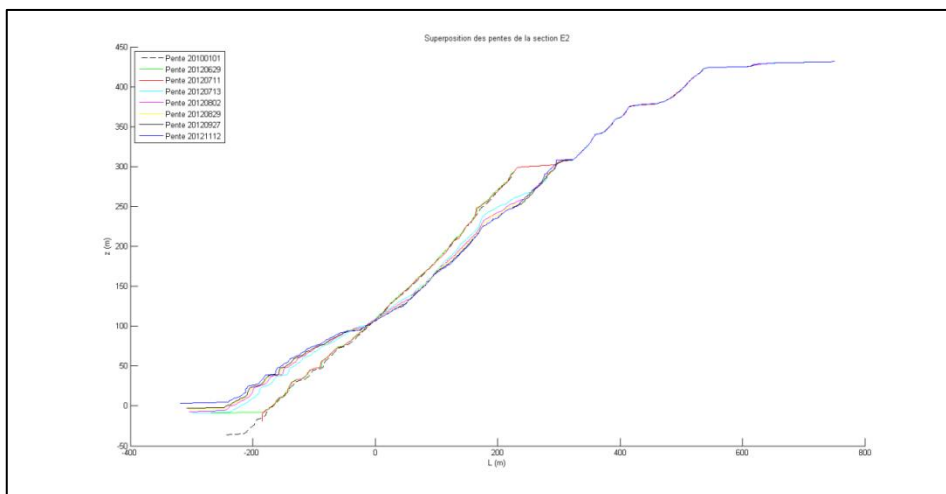


Figure 79 : Superposition des profils du plan de section E2

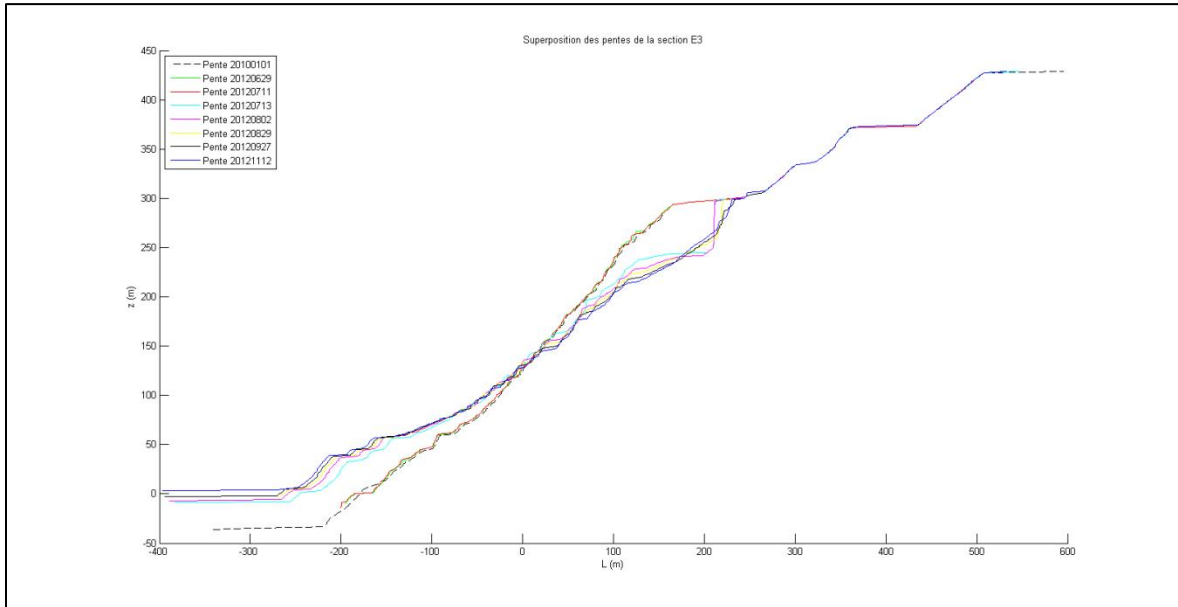


Figure 80 : Superposition des profils du plan de section E3

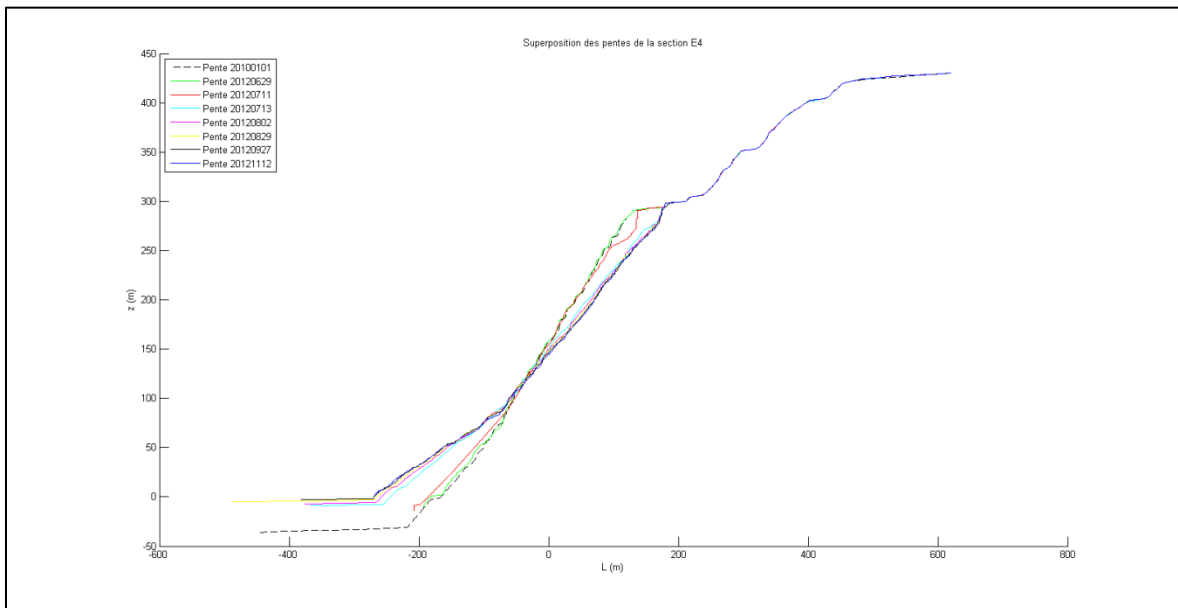


Figure 81 : Superposition des profils du plan de section E4

## I ROUTE

La route 112 est une surface plane qu'il est possible d'identifier facilement sur les différents profils. Les points de repère dans cette zone sont identifiés et nommés  $R_{ij}$ , avec  $i$  l'indice du plan de section et  $j$  l'indice du point (Figure 82, Figure 83, Figure 84 et Figure 85).

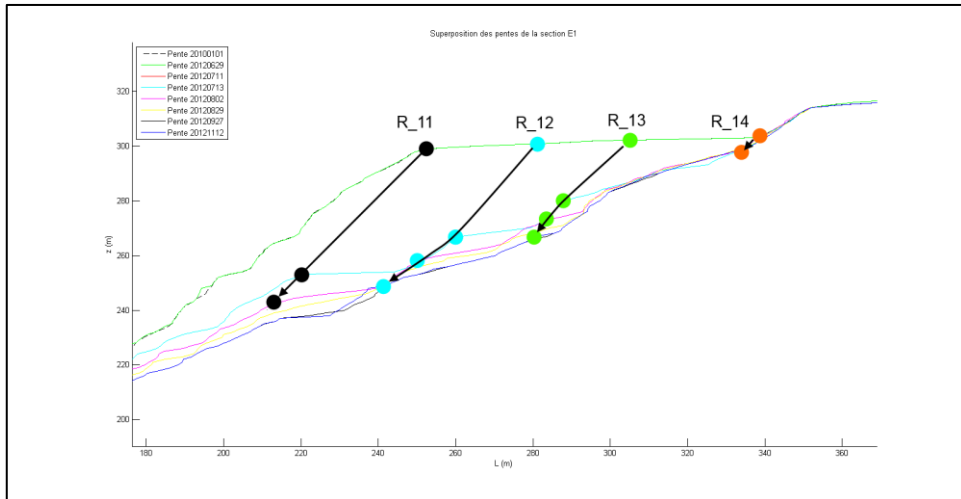


Figure 82 : Effondrement de la route 112 sur le profil E1

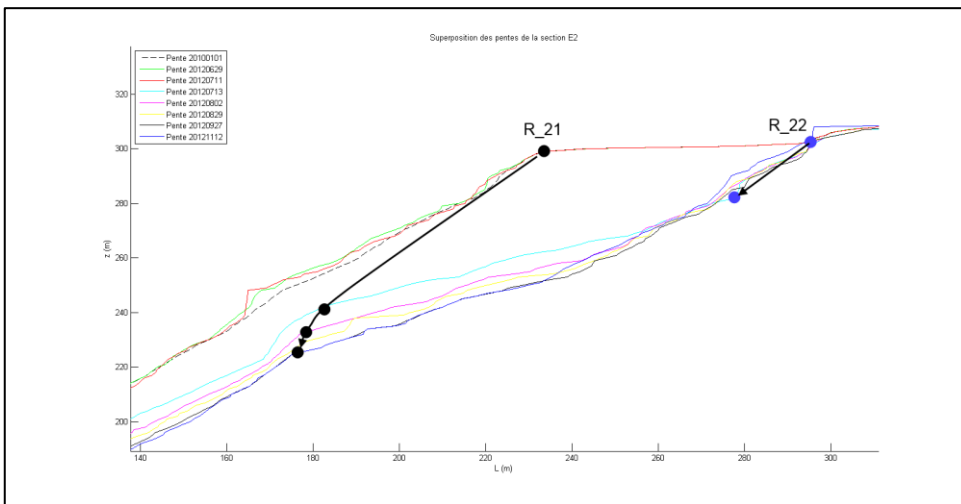


Figure 83 : Effondrement de la route 112 sur le profil E2

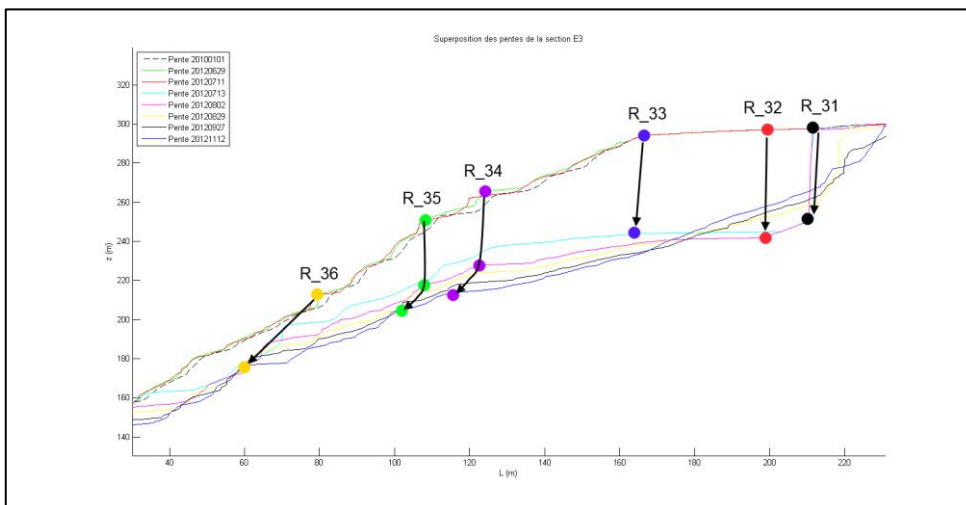


Figure 84 : Effondrement de la route 112 sur le profil E3

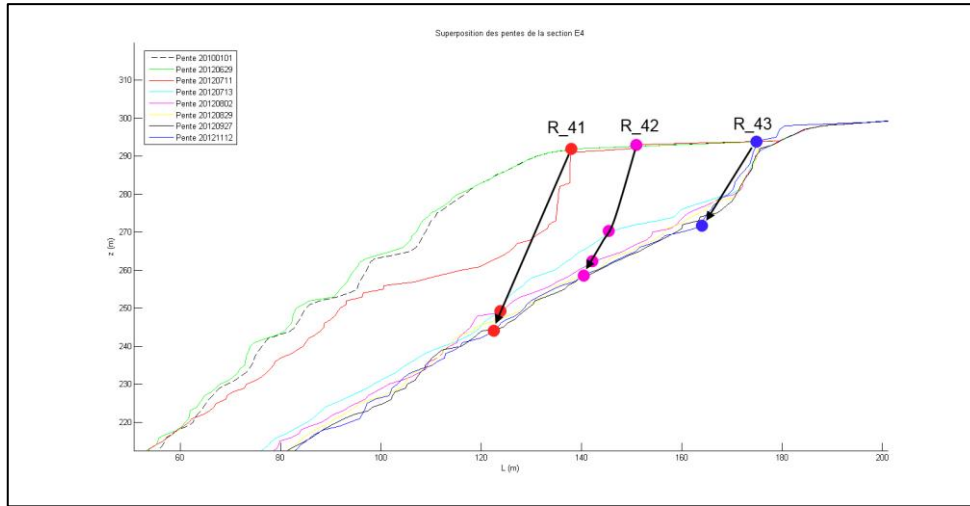


Figure 85 : Effondrement de la route 112 sur le profil E4

## II GRADINS DE SÉCURITÉ AU-DESSUS DU POINT NEUTRE

Un point neutre existe pour chaque profil. Il se localise au point d'intersection des pentes successives pour un même plan de section. Les gradins de la mine ont une forme qu'il est possible d'identifier parce que la surface de la pente a subi peu de déformations. Les points repérés dans la zone située sous le point neutre IFL<sub>i</sub> (IFL pour inflexion) pour chaque plan de section sont identifiés et nommés PB<sub>ij</sub>, avec i l'indice du plan de section et j l'indice du point (Figure 86, Figure 87, Figure 88 et Figure 89).

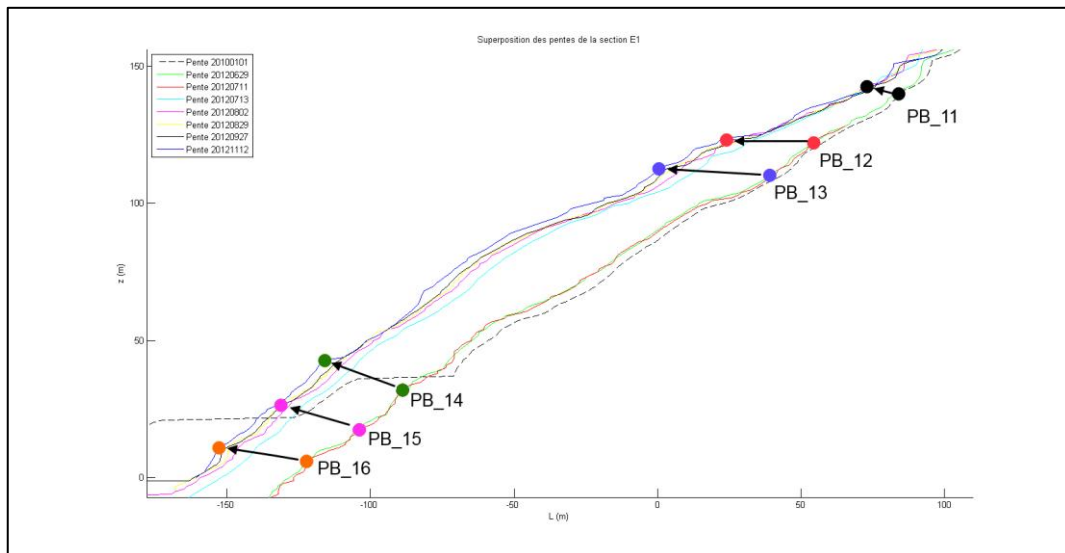


Figure 86 : Identification des points de repère dans la zone basse du glissement (profil E1)

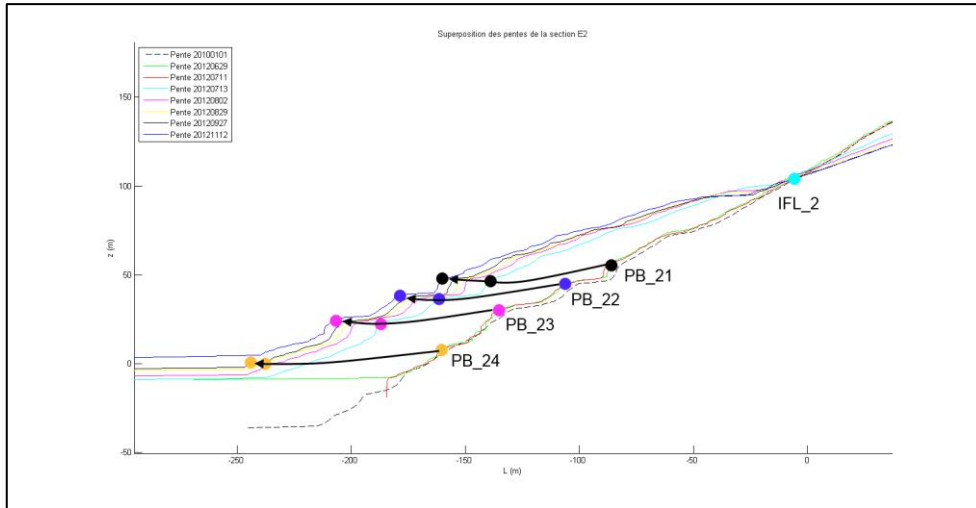


Figure 87 : Identification des points de repère dans la zone basse du glissement (profil E2)

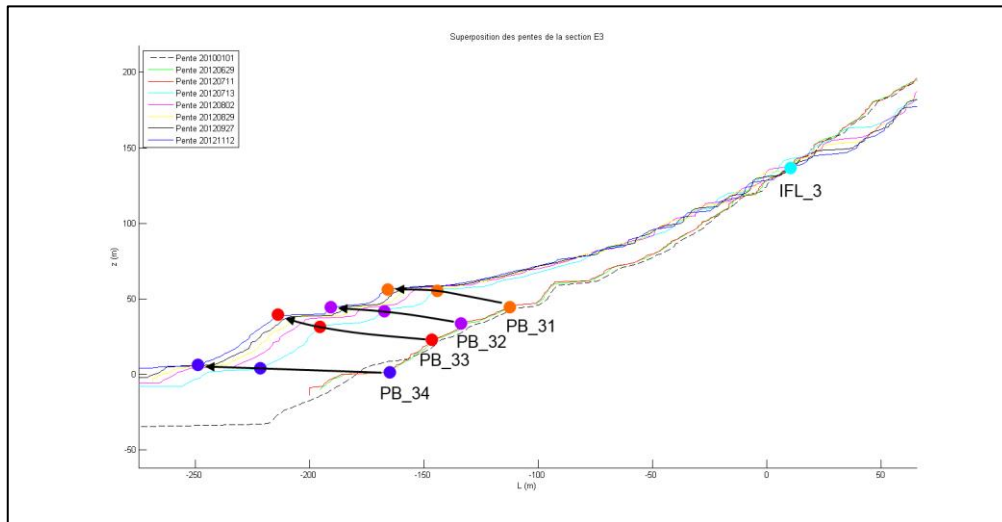


Figure 88 : Identification des points de repère dans la zone basse du glissement (profil E3)

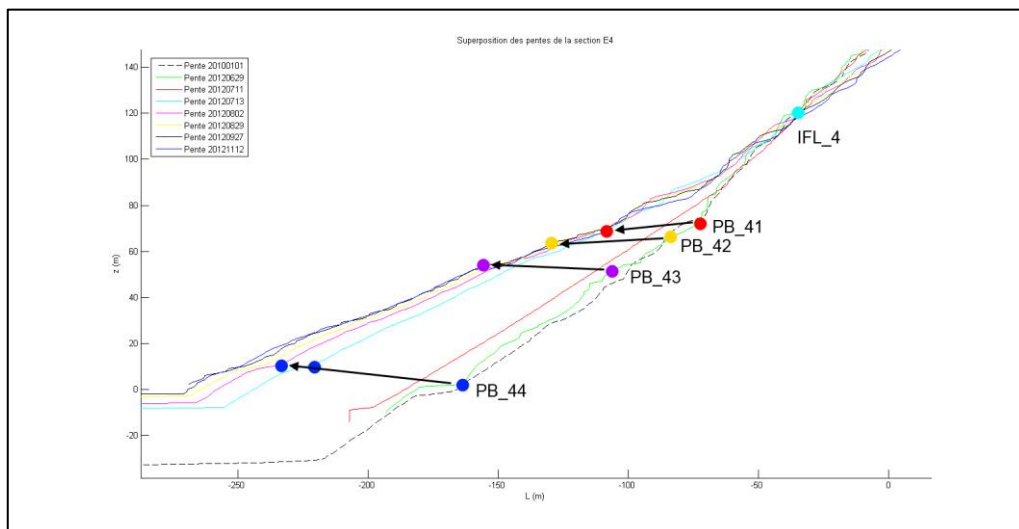


Figure 89 : Identification des points de repère dans la zone basse du glissement (profil E4)

### III COORDONNÉES DES POINTS DE REPÈRE

Les coordonnées sont à deux dimensions. Il n'est pas utile pour le moment de les replacer dans l'espace. Seules les coordonnées des vecteurs déplacements ont un intérêt pour le moment pour quantifier les déplacements (Tableau 42, Tableau 43, Tableau 44 et Tableau 45).

Tableau 42 : Vecteurs déplacements pour le profil E1

Profil	ID	Date	Localisation		Vecteur		
			L (m)	Z (m)	$\Delta L$ (m)	$\Delta Z$ (m)	
E1	R_11	2012-06-29	253	299			
		2012-07-11	253	299	0	0	
		2012-07-13	221	253	-32	-46	
		2012-08-02	215	243	-6	-10	
	R_12	2012-06-29	280	301			
		2012-07-11	280	300	0	-1	
		2012-07-13	261	267	-19	-33	
		2012-08-02	251	258	-10	-9	
		2012-09-27	245	251	-6	-7	
	R_13	2012-06-29	306	302			
		2012-07-11	306	302	0	0	
		2012-07-13	288	279	-18	-23	
		2012-08-02	285	273	-3	-6	
		2012-08-29	278	270	-7	-3	
	R_14	2012-06-29	339	303			
		2012-07-11	339	303	0	0	
		2012-07-13	338	301	-1	-2	
	IFL_1			100	158		
	PB_11	2012-06-29	83	141			
		2012-07-11	83	141	0	0	
		2012-11-12	73	143	-10	2	
	PB_12	2012-06-29	55	123			
		2012-07-11	55	123	0	0	
		2012-07-13	33	123	-22	0	
		2012-09-27	24	123	-9	0	
	PB_13	2012-06-29	43	113			
		2012-07-11	43	113	0	0	
		2012-09-27	1,5	112	-41,5	-1	
		2012-11-12	0	113	-1,5	1	
	PB_14	2012-06-29	-89	32			
		2012-07-11	-89	32	0	0	
		2012-08-02	-111	40	-22	8	
	PB_15	2012-06-29	-104	18			
		2012-07-11	-104	18	0	0	
		2012-07-13	-123	27	-19	9	
		2012-08-02	-127	28	-4	1	
		2012-08-29	-130	27	-3	-1	
		2012-11-12	-133	27	-3	0	
	PB_16	2012-06-29	-120	7			
		2012-07-11	-120	7	0	0	
		2012-08-02	-144	13	-24	6	
		2012-08-29	-148	12	-4	-1	
		2012-09-27	-152	10	-4	-2	

Tableau 43 : Vecteurs déplacements pour le profil E2

Profil	ID	Date	Localisation		Vecteur		
			L (m)	Z (m)	$\Delta L$ (m)	$\Delta Z$ (m)	
E2	R_21	2012-06-29	233	299			
		2012-07-11	233	299	0	0	
		2012-07-13	180	240	-53	-59	
		2012-08-02	177	232	-3	-8	
		2012-08-29	177	228	0	-4	
		2012-09-27	175	225	-2	-3	
	R_22	2012-11-12	175	225	0	0	
		2012-06-29	294	303			
		2012-07-13	279	285	-15	-18	
	IFL_2			-4	105		
	PB_21	2012-06-29	-83	58			
		2012-07-11	-83	58	0	0	
		2012-07-13	-139	48	-56	-10	
		2012-08-02	-149	47	-10	-1	
		2012-08-29	-152	47	-3	0	
		2012-09-27	-155	48	-3	1	
	PB_22	2012-11-12	-159	48	-4	0	
		2012-06-29	-107	45			
		2012-07-11	-107	45	0	0	
		2012-07-13	-161	37	-54	-8	
		2012-08-02	-169	37	-8	0	
	PB_23	2012-09-27	-174	38	-5	1	
		2012-11-12	-178	39	-4	1	
		2012-06-29	-133	31			
		2012-07-11	-133	31	0	0	
		2012-07-13	-187	23	-54	-8	
		2012-08-02	-198	23	-11	0	
	PB_24	2012-08-29	-202	23	-4	0	
		2012-09-27	-205	23	-3	0	
		2012-11-12	-207	25	-2	2	
		2012-06-29	-156	11			
		2012-07-11	-238	-1	-82	-12	
	PB_24	2012-08-02	-238	-1	0	0	
		2012-08-29	-242	-1	-4	0	
		2012-09-27	-246	-1	-4	0	

Tableau 44 : Vecteurs déplacements pour le profil E3

Profil	ID	Date	Localisation		Vecteur		
			L (m)	Z (m)	$\Delta L$ (m)	$\Delta Z$ (m)	
E3	R_31	2012-06-29	211	297			
		2012-07-11	211	297	0	0	
		2012-07-13	210	254	-1	-43	
	R_32	2012-06-29	196	297			
		2012-07-11	196	297	0	0	
		2012-07-13	196	242	0	-55	
	R_33	2012-06-29	166	294			
		2012-07-11	166	294	0	0	
		2012-07-13	166	244	0	-50	
	R_34	2012-06-29	125	266			
		2012-07-11	120	262	-5	-4	
		2012-08-02	121	227	1	-35	
		2012-08-29	120	223	-1	-4	
		2012-09-27	117	218	-3	-5	
		2012-11-12	113	213	-4	-5	
	R_35	2012-06-29	109	251			
		2012-07-11	107	249	-2	-2	
		2012-08-02	108	218	1	-31	
		2012-08-29	104	212	-4	-6	
		2012-09-27	102	209	-2	-3	
		2012-11-12	99	204	-3	-5	
	R_36	2012-06-29	80	213			
		2012-07-13	71	197	-9	-16	
		2012-08-02	66	188	-5	-9	
		2012-08-29	65	183	-1	-5	
		2012-09-27	62	180	-3	-3	
		2012-11-12	59	176	-3	-4	
	IFL 3			9	136		
	PB_31	2012-06-29	-112	45			
		2012-07-11	-112	45	0	0	
		2012-07-13	-144	56	-32	11	
		2012-08-02	-153	56	-9	0	
		2012-08-29	-157	56	-4	0	
		2012-09-27	-160	56	-3	0	
		2012-11-12	-162	57	-2	1	
	PB_32	2012-06-29	-133	33			
		2012-07-11	-133	33	0	0	
		2012-07-13	-168	42	-35	9	
		2012-08-02	-176	44	-8	2	
		2012-09-27	-180	44	-4	0	
		2012-09-27	-183	45	-3	1	
	PB_33	2012-06-29	-145	23			
		2012-07-11	-145	23	0	0	
		2012-07-13	-194	32	-49	9	
		2012-08-02	-202	36	-8	4	
		2012-08-29	-205	38	-3	2	
		2012-09-27	-208	38	-3	0	
		2012-11-12	-213	39	-5	1	
	PB_34	2012-06-29	-186	0			
		2012-07-11	-186	0	0	0	
2012-07-13		-241	2	-55	2		
2012-08-02		-252	4	-11	2		
2012-08-29		-253	5	-1	1		
2012-09-27		-262	5	-9	0		
2012-11-12	-265	5	-3	0			



Tableau 45 : Vecteurs déplacements pour le profil E4

Profil	ID	Date	Localisation		Vecteur		
			L (m)	Z (m)	$\Delta L$ (m)	$\Delta Z$ (m)	
E4	R_41	2012-06-29	139	292			
		2012-07-11	139	292	0	0	
		2012-07-13	130	258	-9	-34	
		2012-08-02	128	253	-2	-5	
		2012-08-29	125	247	-3	-6	
	R_42	2012-06-29	151	293			
		2012-07-11	151	293	0	0	
		2012-07-13	145	270	-6	-23	
		2012-08-02	143	263	-2	-7	
		2012-08-29	141	259	-2	-4	
	R_43	2012-06-29	175	294			
		2012-07-13	174	272	-1	-22	
	IFL_4			-4	105		
	PB_41	2012-06-29	-77	70			
		2012-07-13	-119	67	-42	-3	
	PB_42	2012-06-29	-82	67			
		2012-07-13	-129	64	-47	-3	
	PB_43	2012-06-29	-102	54			
		2012-07-13	-156	54	-54	0	
	PB_44	2012-06-29	-180	1			
		2012-07-11	-232	7	-52	6	
		2012-08-02	-245	8	-13	1	
		2012-09-27	-250	8	-5	0	

# ANNEXE 5

## FOS OBTENU POUR CHAQUE PROFIL

Tableau 46 : Paramètres géomécaniques et FOS pour déterminer les surfaces de rupture pour un massif drainé

Section	Roche désignation		Intervalles des paramètres géomécaniques									SLIDE : FOS
	Géologique	Géotechnique	UCS (MPa)	RQD	GSI=MRMR	m <sub>i</sub>	Masse volumique (kN/m <sup>3</sup> )	D	m <sub>b</sub>	s	a	Janbu simplifié
E1	Serpentine	massive	34	75	50	13	25,1	1	3,66E-01	2,40E-04	5,057E-01	1,059
		faiblement schisteuse	34	60	40	12	25,1	1	1,65E-01	4,54E-05	5,11E-01	
		semi-schisteuse (minéralisée à 50%)	34	50	27	11	25,1	1	5,98E-02	5,20E-06	5,27E-01	
		schisteuse (minéralisée à 100%)	34	24	18	10	25,1	1	2,86E-02	1,16E-06	5,50E-01	
	Péridotite	massive	120	74	55	21	27,5	1	8,44E-01	5,53E-04	5,04E-01	
		fracturée	120	50	45	20	27,5	1	3,93E-01	1,04E-04	5,08E-01	
E2	Serpentine	massive	34	75	40	13	25,1	1	1,79E-01	4,54E-05	5,11E-01	1,537
		faiblement schisteuse	34	60	35	12	25,1	1	1,16E-01	1,97E-05	5,16E-01	
		semi-schisteuse (minéralisée à 50%)	34	50	25	10	25,1	1	4,71E-02	3,73E-06	5,31E-01	
		schisteuse (minéralisée à 100%)	34	24	18	10	25,1	1	2,86E-02	1,16E-06	5,50E-01	
	Péridotite	massive	120	74	50	21	27,5	1	5,90E-01	2,40E-04	5,06E-01	
		fracturée	120	50	37	20	27,5	1	2,22E-01	2,75E-05	5,14E-01	
E3	Serpentine	massive	34	75	50	13	25,1	1	3,66E-01	2,40E-04	5,057E-01	1,152
		faiblement schisteuse	34	60	40	12	25,1	1	1,65E-01	4,54E-05	5,11E-01	
		semi-schisteuse (minéralisée à 50%)	34	50	30	11	25,1	1	7,41E-02	8,57E-06	5,22E-01	
		schisteuse (minéralisée à 100%)	34	24	18	10	25,1	1	2,86E-02	1,16E-06	5,50E-01	
	Péridotite	massive	120	74	55	20	27,5	1	8,04E-01	5,53E-04	5,04E-01	
		fracturée	120	50	41	20	27,5	1	2,96E-01	5,36E-05	5,11E-01	
E4	Serpentine	massive	34	75	50	13	25,1	1	3,66E-01	2,40E-04	5,057E-01	1,286
		faiblement schisteuse	34	60	40	12	25,1	1	1,65E-01	4,54E-05	5,11E-01	
		semi-schisteuse (minéralisée à 50%)	34	50	27	11	25,1	1	5,98E-02	5,20E-06	5,27E-01	
		schisteuse (minéralisée à 100%)	34	24	18	10	25,1	1	2,86E-02	1,16E-06	5,50E-01	
	Péridotite	massive	120	74	55	20	27,5	1	8,04E-01	5,53E-04	5,04E-01	
		fracturée	120	50	37	20	27,5	1	2,22E-01	2,75E-05	5,14E-01	

## ANNEXE 6

### PROCÉDURE DE COMPARAISON DES RÉSULTATS AVEC LES PARAMÈTRES GÉOMÉCANIQUES

La démarche suivie pour comparer les FOS calculés à partir des paramètres géomécaniques Mohr-Coulomb équivalents débute par la recherche de la surface de rupture circulaire avec Talren. Le calcul par la méthode LEA est lancé pour chacun des quatre profils de pente E1 à E4. Puis, le facteur de sécurité est déterminé par le choix de la surface de rupture circulaire dont les conditions sont de passer au mieux par le point du haut de la véritable surface de rupture (localisé à l'aide du LiDAR) et par le pied de la pente (Figure 50, Figure 51, Figure 52, Figure 53).

Une fois ce travail réalisé, Talren permet d'obtenir les coordonnées du centre et le rayon du cercle définissant la surface de rupture circulaire pour chaque modèle (Tableau 47).

Tableau 47 : Centre et rayon des surfaces de rupture circulaires

Modèle	Centre		Rayon (m)
	L0 (m)	Z0 (m)	
E1	-256,03	645,53	686,59
E2	-120,96	379,14	427,57
E3	-189,9	403,78	437,35
E4	-234,59	353,88	390,48

Une fois les caractéristiques des surfaces de rupture connues, il suffit de les reproduire à l'identique sur les modèles Slide (Figure 90, Figure 91, Figure 92, Figure 93) et de lancer le calcul des par la méthode LEA dont les résultats sont présentés et discutés en section IV.4 (Tableau 24).

Les résultats capturés sur les figures suivantes résultent des calculs par la méthode LEA avec la méthode de calcul de Bishop simplifié et les paramètres géomécaniques de Mohr-Coulomb équivalents.

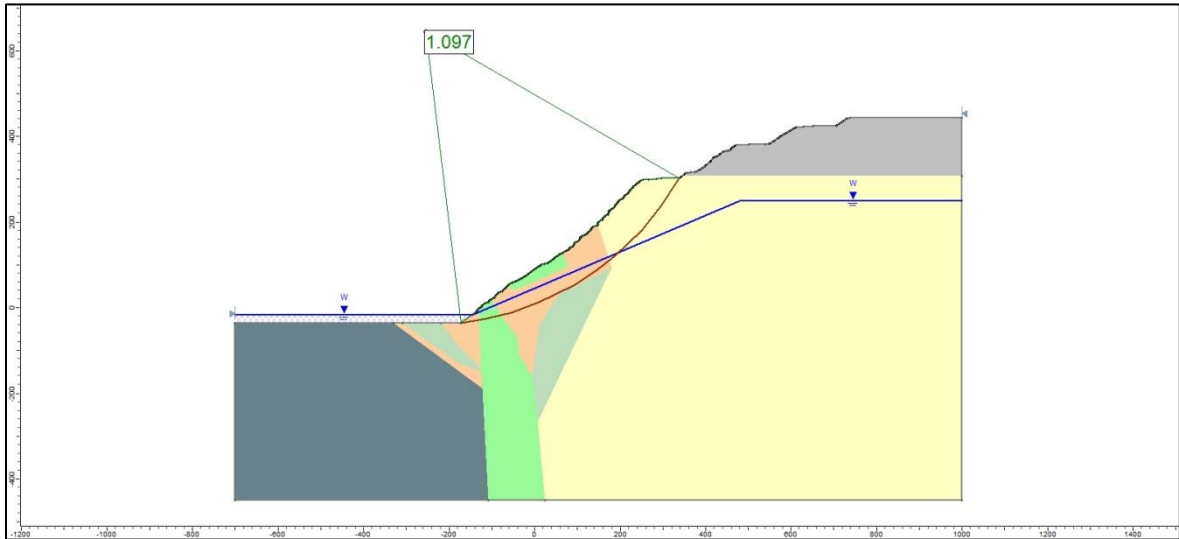


Figure 90 : Calcul du Facteur de sécurité avec Slide le long de la surface circulaire défini avec Talren pour le profil E1

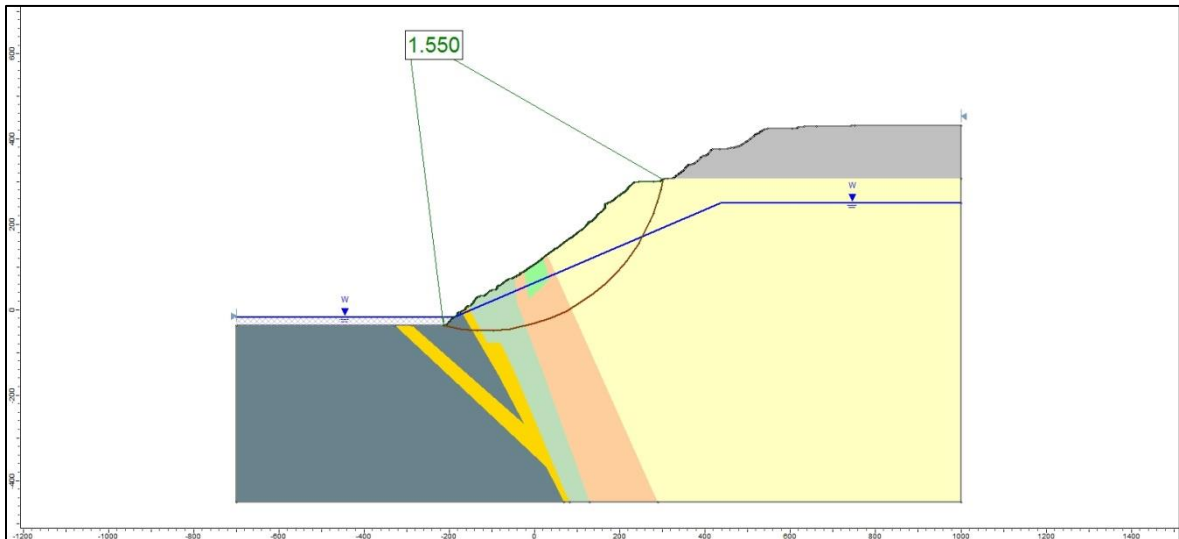


Figure 91 : Calcul du Facteur de sécurité avec Slide le long de la surface circulaire défini avec Talren pour le profil E2

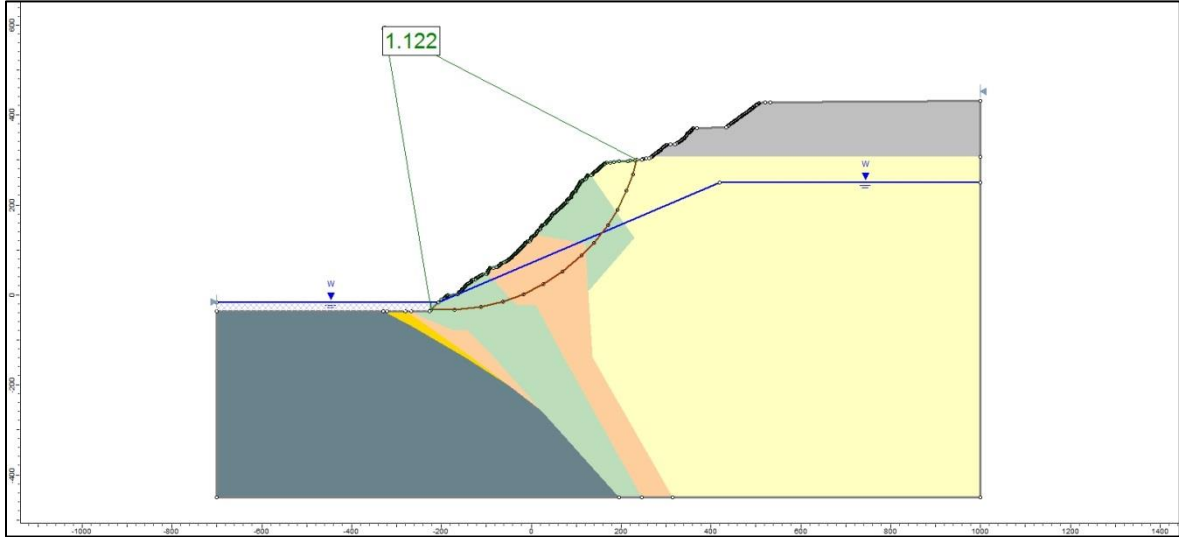


Figure 92 : Calcul du Facteur de sécurité avec Slide le long de la surface circulaire défini avec Talren pour le profil E3

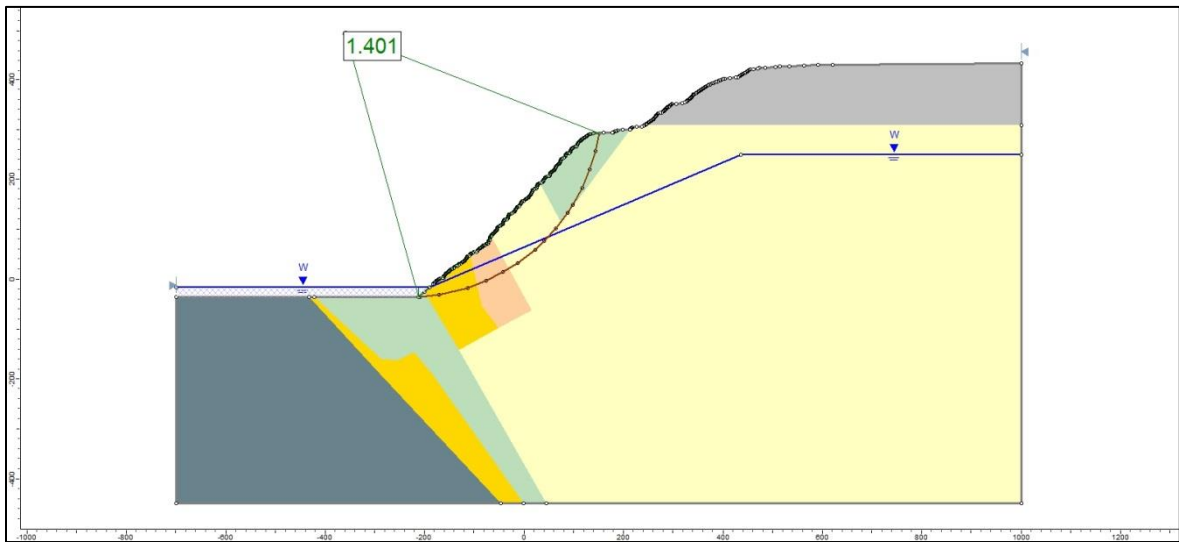


Figure 93 : Calcul du Facteur de sécurité avec Slide le long de la surface circulaire défini avec Talren pour le profil E4

## ANNEXE 7

### REMONTÉE DE LA LIGNE PIÉZOMÉTRIQUE POUR L'ANALYSE PROSPECTIVE PRÉLIMINAIRE

En remontant la ligne piézométrique sur les modèles calibrés et en appliquant la méthode des éléments finis, on détermine la zone des déplacements au cours de la période de remplissage de la fosse globale (Figure 94, Figure 95, Figure 96, Figure 97). La limite de cette zone est reproduite comme surface de rupture avec Slide pour calculer le FOS le long de cette surface de rupture (Figure 98, Figure 99, Figure 100, Figure 101).

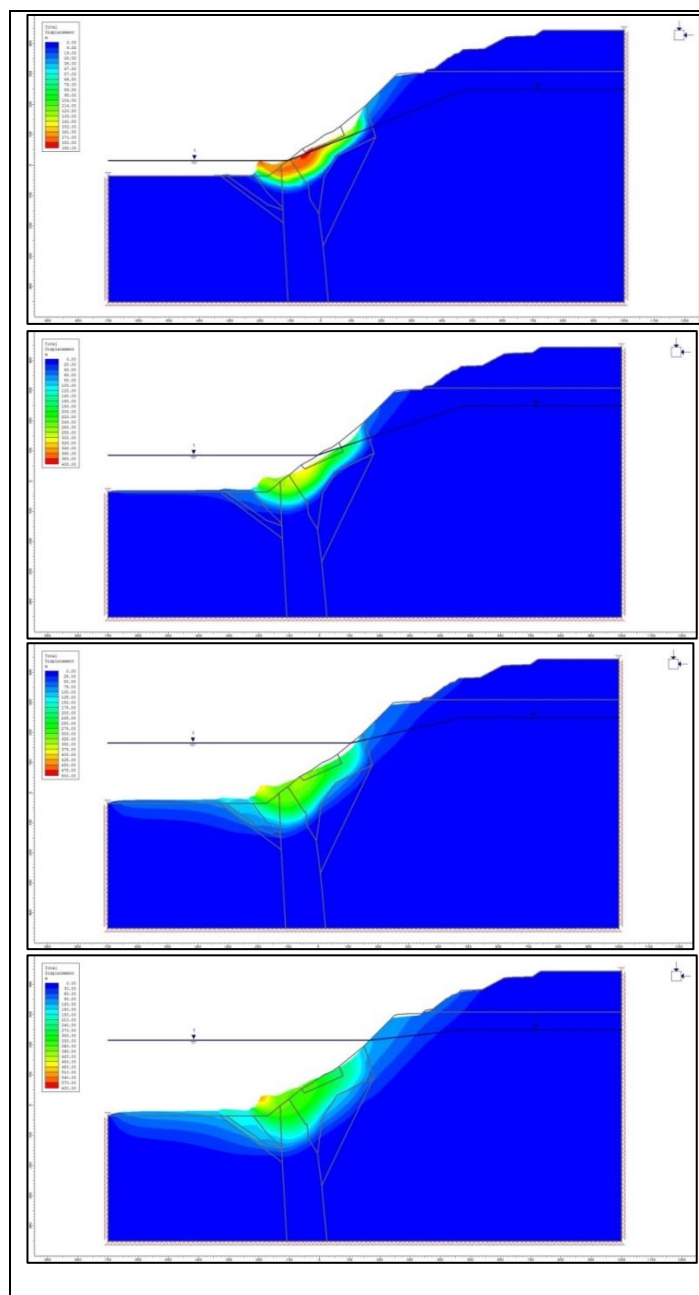


Figure 94 : Déplacement à venir du massif de la zone E1 (Altitude niveau d'eau : 15, 85, 165 et 215 m)

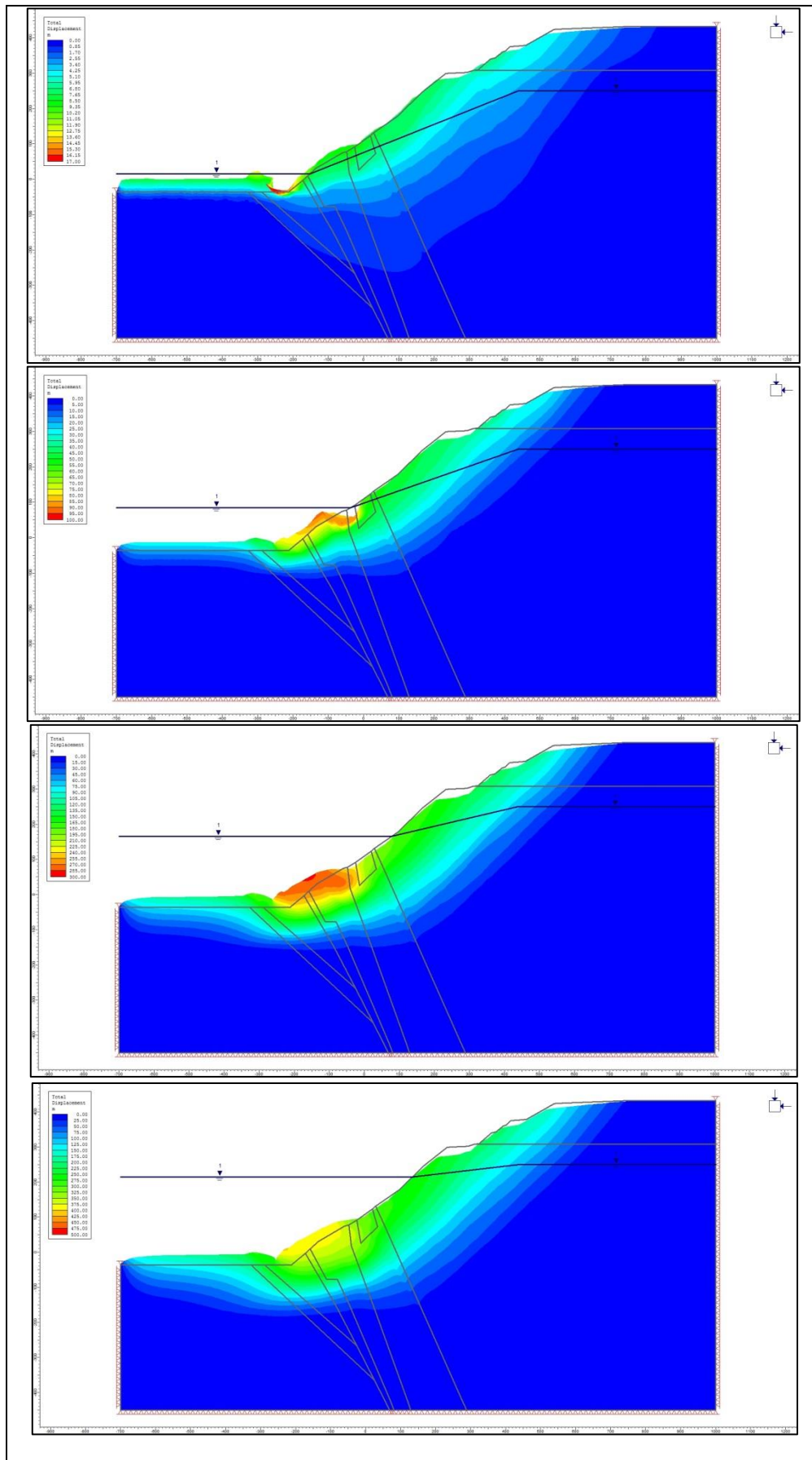


Figure 95 : Déplacement à venir du massif de la zone E2 (Altitude niveau d'eau : 15, 85, 165 et 215 m)

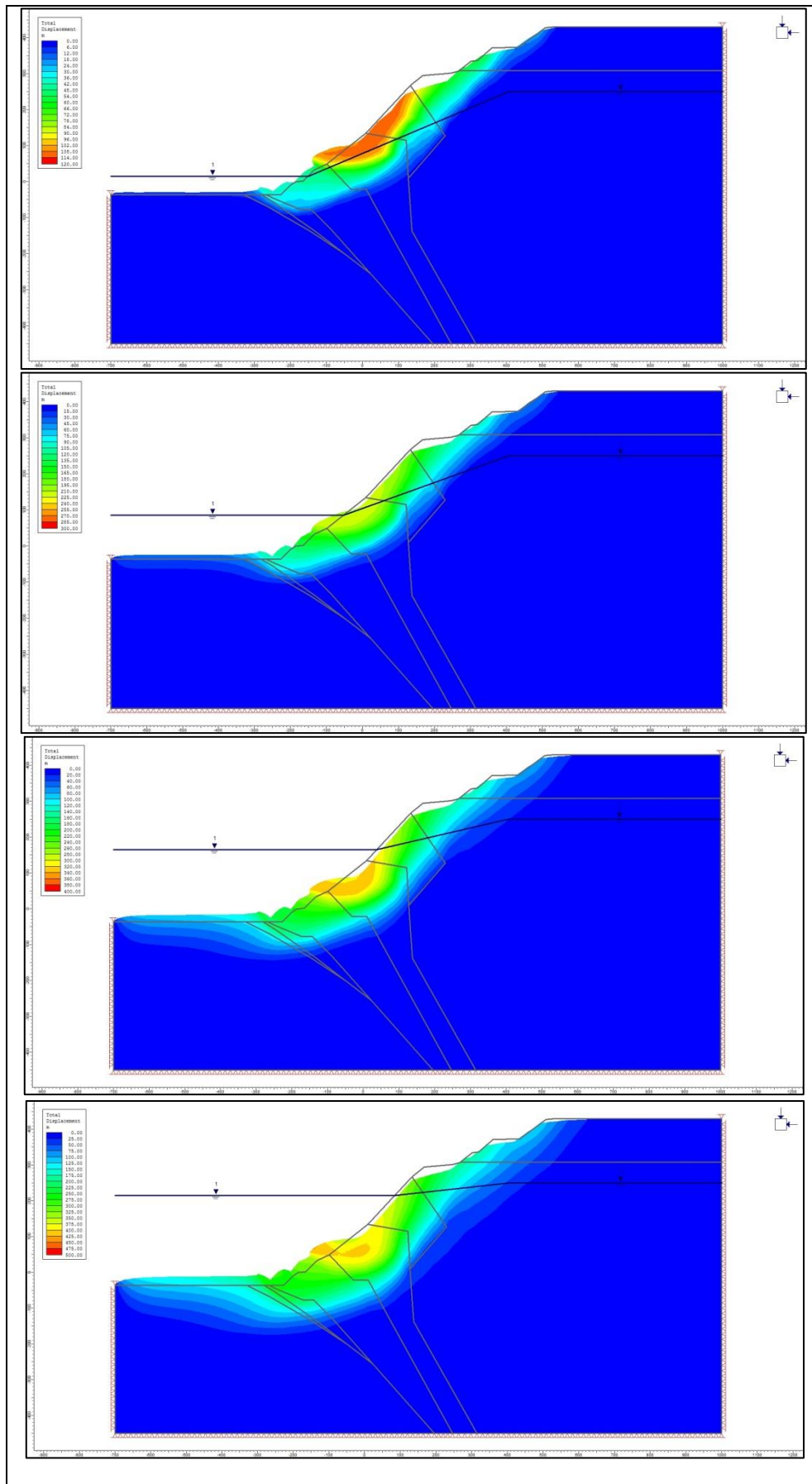


Figure 96 : Déplacement à venir du massif de la zone E3 (Altitude niveau d'eau : 15, 85, 165 et 215 m)



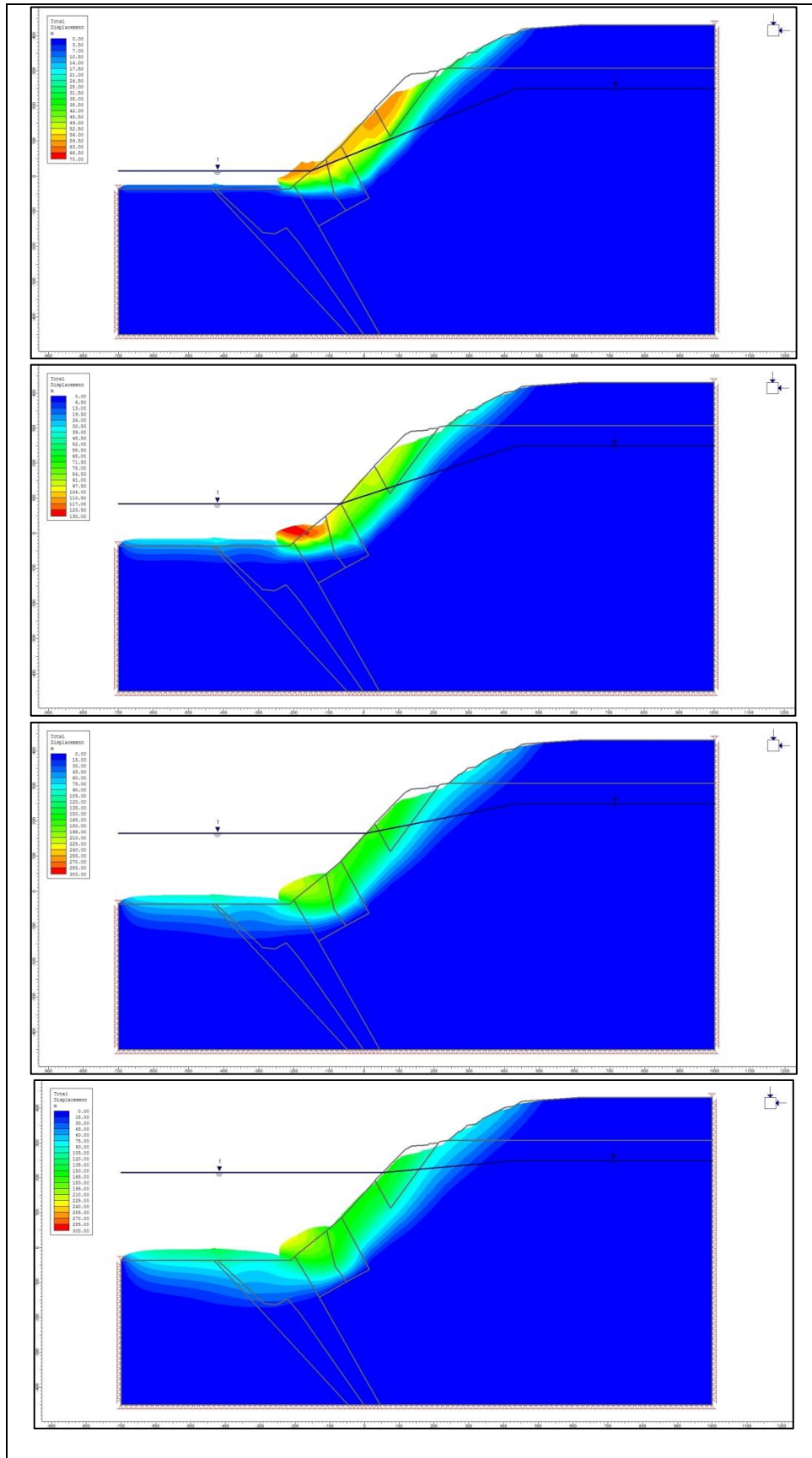


Figure 97 : Déplacement à venir du massif de la zone E4 (Altitude niveau d'eau : 15, 85, 165 et 215 m)

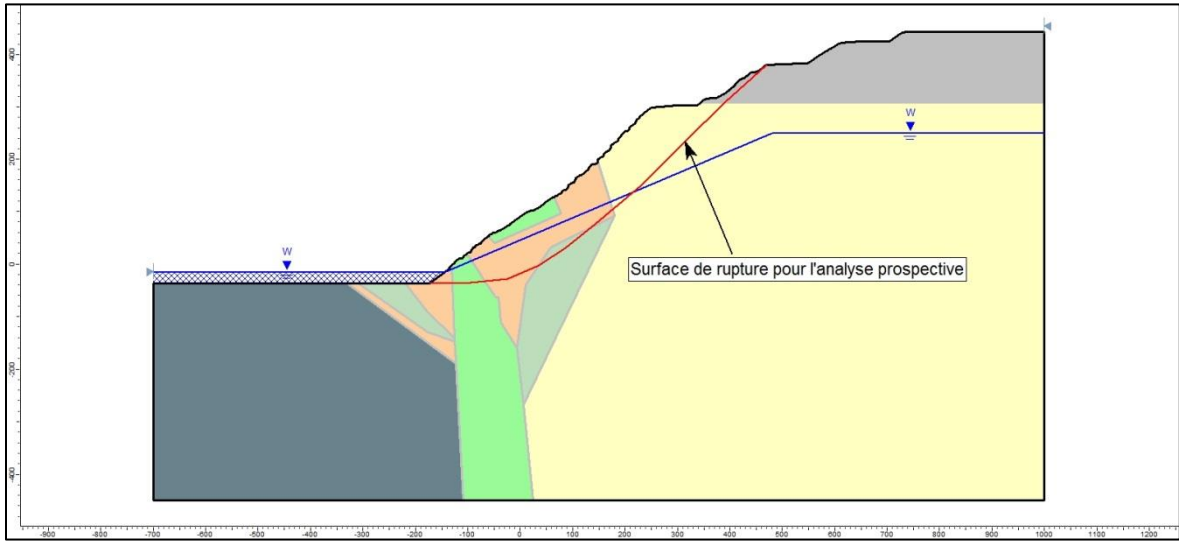


Figure 98 : Surface de rupture pour calculer le FOS du modèle E1 dans le cadre de l'analyse prospective

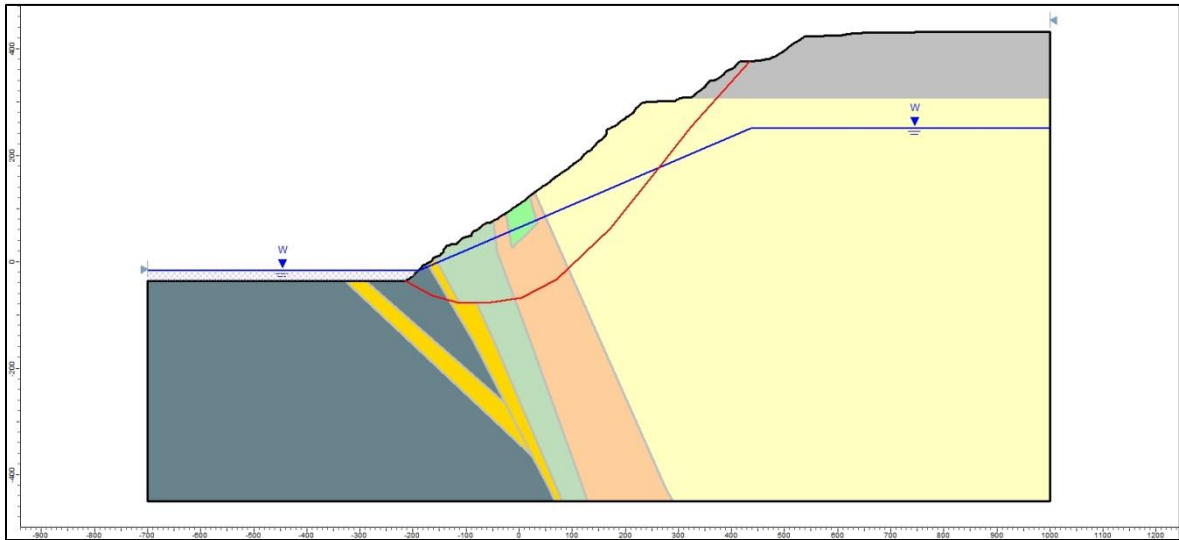


Figure 99 : Surface de rupture pour calculer le FOS du modèle E2 dans le cadre de l'analyse prospective

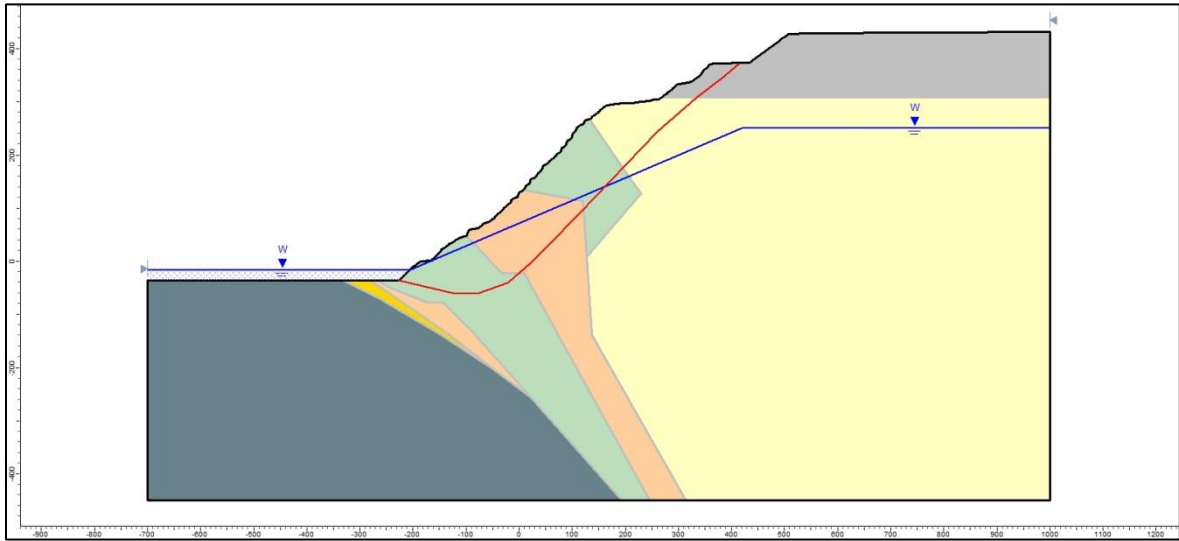


Figure 100 : Surface de rupture pour calculer le FOS du modèle E3 dans le cadre de l'analyse prospective

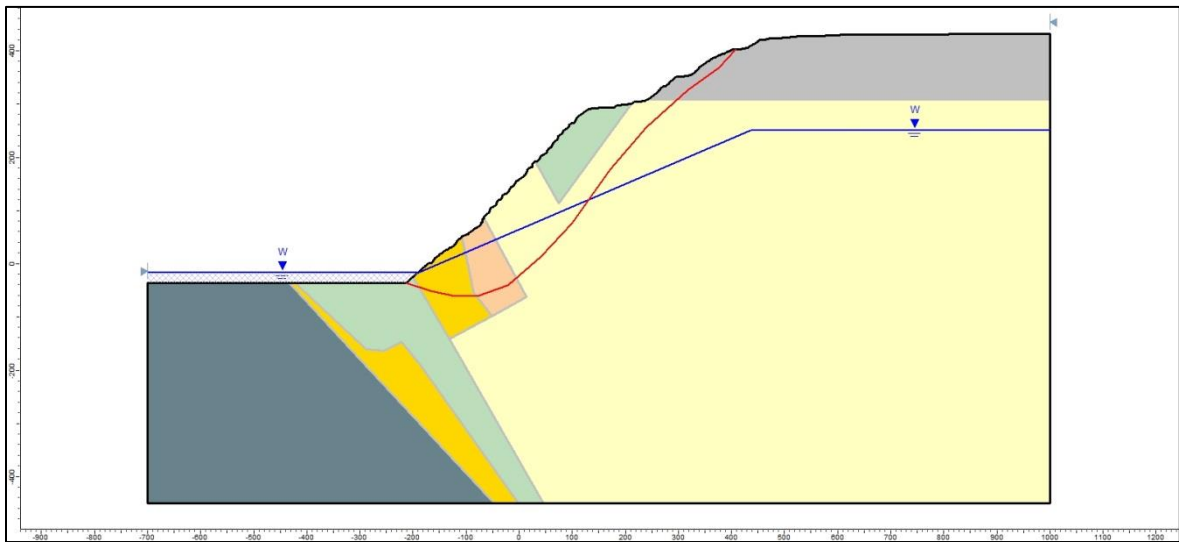


Figure 101 : Surface de rupture pour calculer le FOS du modèle E4 dans le cadre de l'analyse prospective

