POLYPUBLIE
Polytechnique Montréal

POLYTECHNIQUE MONTRÉAL
UNIVERSITÉ D'INGÉNIERIE

Titre: Title:	Auscultation de la digue Nord-Ouest du parc à résidus miniers no. 1 de Doyon dans une perspective d'évaluation de la stabilité pendant la phase de restauration
Auteur: Author:	Yaya Coulibaly
Date:	2016
Type:	Mémoire ou thèse / Dissertation or Thesis
Référence: Citation:	Coulibaly, Y. (2016). Auscultation de la digue Nord-Ouest du parc à résidus miniers no. 1 de Doyon dans une perspective d'évaluation de la stabilité pendant la phase de restauration [Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal]. PolyPublie. https://publications.polymtl.ca/2150/

Document en libre accès dans PolyPublie
Open Access document in PolyPublie

URL de PolyPublie: PolyPublie URL:	https://publications.polymtl.ca/2150/
Directeurs de recherche: Advisors:	Li Zhen Cheng, & Tikou Belem
Programme: Program:	Génie minéral

Ce fichier a été téléchargé à partir de PolyPublie, le dépôt institutionnel de Polytechnique Montréal
This file has been downloaded from PolyPublie, the institutional repository of Polytechnique Montréal

https://publications.polymtl.ca

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

AUSCULTATION DE LA DIGUE NORD-OUEST DU PARC À RÉSIDUS MINIERS N°1 DE DOYON DANS UNE PERSPECTIVE D'ÉVALUATION DE LA STABILITÉ PENDANT LA PHASE DE RESTAURATION

YAYA COULIBALY

DÉPARTEMENT DES GÉNIES CIVIL, GÉOLOGIQUE ET DES MINES

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

MÉMOIRE PRÉSENTÉ EN VUE DE L'OBTENTION

DU DIPLÔME DE MAÎTRISE ÈS SCIENCES APPLIQUÉES

(GÉNIE MINÉRAL)

Mai 2016

© Yaya Coulibaly, 2016.

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

UNIVERSITÉ DU QUÉBEC EN ABITIBI-TÉMISCAMINGUE

Ce mémoire intitulé:

AUSCULTATION DE LA DIGUE NORD-OUEST DU PARC À RÉSIDUS MINIERS N°1 DE DOYON DANS UNE PERSPECTIVE D'ÉVALUATION DE LA STABILITÉ PENDANT LA PHASE DE RESTAURATION

présenté par : COULIBALY Yaya

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

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

M. CHOUTEAU Michel, Ph. D., président

Mme CHENG Li Zhen, Ph. D., membre et directrice de recherche

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

M. MAQSOUD Abdelkabir, Ph.D., membre

DÉDICACE

Je dédie ce mémoire à ma mère, feue Dialia Bamba précocement arrachée par la mort en 1993. «Une douleur insoutenable» vingt-trois ans après. Que son âme repose en paix «Amina»

À ma famille, ma femme Hafsatou Haidara, ma fille Djalia en référence au prénom de ma mère, mon neveu Karim Zié Coulibaly, vous êtes mes espoirs.

À mon père Daouda Émile qui s'est donné corps et âme pour ma santé, mon éducation.

À ma tante Fatoumata Coulibaly, que je considère comme ma mère, a eu la charge d'assurer mon éducation après ma mère. À elle, je lève mon chapeau. Bravo ma chère.

À tous mes autres parents, frères, sœurs, cousin(e)s, et ami(e)s

REMERCIEMENTS

Au terme de plus de deux ans de travail, j'aimerais remercier les diverses personnes qui ont collaboré à la réalisation de ce mémoire. J'espère n'en oublier aucune.

Mes salutations et mes remerciements les plus ardents sont adressés à ma directrice de recherche, professeure Li Zhen Cheng, qui par sa disponibilité, son dévouement, n'a ménagé aucun effort pour la réussite de ce travail ainsi que pour le support financier (Subventions d'engagement partenarial du CRSNG). Je la suis et le resterai profondément reconnaissant.

Ce mémoire a également été codirigé par le professeur Tikou Belem, à travers ses conseils sans failles, ses commentaires, et ses encouragements aussi fructueux que jamais m'a apporté son soutien. À lui, je le suis et resterai très reconnaissant.

Je remercie le professeur Michel Chouteau, qui a accepté d'être le président du jury et pour ses précieux conseils dans l'interprétation des données géophysiques.

Je remercie le professeur Mamert Mbonimpa, qui m'a aussi conseillé à un moment donné au cours de ce travail. Je lui remercie sincèrement pour ses commentaires pertinentes et constructifs afin d'améliorer la qualité de ce mémoire.

Je remercie le professeur Abdelkabir Maqsoud pour ses conseils en relation avec la Suite GeoStudio de Geo-Slope International Ltd, 2012. Il a aussi accepté de participer dans mon jury en tant que membre évaluateur du mémoire.

Je tiens à remercier notre partenaire minier, IAMGOLD Corporation (mine Westwood), particulièrement son représentant Sylvain Lortie, surintendant au département de l'Environnement pour leur collaboration à ce projet.

Je remercie l'équipe de l'URSTM, singulièrement Denis Bois, directeur administratif de l'IRME-UQAT et tout le corps professoral, les personnels techniques et administratifs de l'IRME pour votre accueil et vos aides le long de mon cheminement académique.

Je remercie mon oncle Fatogoma Bamba, professeur à l'École Nationale d'ingénieurs Abdrahamane Baba Touré de Bamako (ENI-ABT), qui m'a toujours encouragé de poursuivre mes études tant que possible.

Je ne saurais terminer sans remercier Pierre-Luc Dallaire pour son aide pendant les travaux de terrain et l'application des outils géophysiques.

Je remercie Nacim Foudil-Bey, agent de recherche à l'IRME, pour ses conseils lors de l'élaboration de ce mémoire et son aide pendant les travaux de terrain.

Je remercie Simon Nadeau, Xue-ping Dai pour leur aide pendant les travaux de terrain.

Je dis aussi merci à mes collègues étudiants pour nos échanges d'informations diverses.

Merci à tous(tes)

RÉSUMÉ

Suite à la découverte d'un nouveau gisement de minéralisation aurifère (à 2 km de la Mine Doyon), la Mine Westwood voudrait réutiliser le parc n°1 pour stocker des roches stériles. Mais, en aval de la digue Nord-Ouest (jugée critique en termes de stabilité tel que indiqué dans le rapport du plan de fermeture et restauration de la mine Doyon), se trouve un petit réservoir d'eau traitée (bassin de polissage). Il est donc important de connaître son état présent. Ce mémoire de maîtrise en génie minéral est consacré à l'auscultation de cette digue Nord-Ouest, à l'aide d'outils géophysiques, dans une perspective d'évaluation de sa stabilité pendant la phase de restauration en considérant l'impact de l'ajout de roches stériles dans le parc à résidus en amont. Les méthodes géophysiques de la résistivité électrique et de géoradar ont été utilisées pour investiguer la structure interne de la digue. Quelques modélisations numériques à l'aide SLOPE/W ont par ensuite été réalisées afin d'évaluer sommairement le comportement géotechnique de la digue selon différentes phases de remplissage.

Les résultats de traitement d'images de géoradar démontrent une structure en couches qui est concordante avec l'interprétation des inversions de résistivité électrique. L'information provenant des forages géotechniques a été utilisée dans l'identification des matériaux utilisés dans la construction de la digue. Le changement vertical de résistivité à l'intérieur de la digue démontre une couche de faible résistivité en dessous de l'enrochement, puis la résistivité augmente en profondeur. Une hétérogénéité à l'intérieur de la couche de faible résistivité est aussi observée. Les résultats d'interprétation géophysique nous aident non seulement à estimer la composition des matériaux utilisés dans la construction, mais aussi à investiguer l'existence de zones de fracturation (ou de cavité) à l'intérieur de la digue.

L'analyse sommaire de la stabilité de la digue effectuée à l'aide du code SLOPE/W (analyse par équilibre limite) montre que le facteur de sécurité obtenu est supérieur à la valeur minimale de 1,5 requise pour ce type d'ouvrage. Il a également été confirmé que les paramètres de résistance au cisaillement (la cohésion c' et l'angle de friction ϕ') avaient un grand impact sur le facteur de sécurité calculé. En se situant du côté sécuritaire, il serait utile qu'avant toute opération de remplissage du parc à résidus n°1, que le bassin de polissage soit rempli en partie. Une surveillance des hauteurs piézométriques avant et pendant le remplissage du parc n°1 est également préconisée afin d'assurer la stabilité à long terme de la digue.

Mots clés : Parc à résidus; Digue; Structure interne; Analyse de la stabilité; Facteur de sécurité; SLOPE/W; Résistivité électrique; Géoradar.

ABSTRACT

Following the discovery of a new gold orebody (located 2 km from the Doyon Mine), Westwood Mine aims at reusing tailings storage facility (TSF) #1 for solid waste storage; but downstream of the Northwest embankment (considered critical in terms of stability as indicated in the report of the closure and restoration plan of the Doyon mine) is located a small treated (polishing) water pond. It is therefore important to know its present state. This Master's thesis in Mineral Engineering dealt with the auscultation of the Northwest embankment using geophysical tools with a view of assessing its stability during the restoration phase by considering impact of waste rock deposition in the upstream tailings facility. Geophysical methods of electrical resistivity and georadar were used for investigating the internal structure of the embankment. Numerical models were subsequently used to assess the geotechnical behavior of the embankment in different deposition situations.

The image processing result of georadar clearly shows a three-layered structure: rock, tailings, silts and silty clays. The vertical resistivity change in the interior of the embankment is consistent with the interpretation of georadar indicating a multilayer structure. The lateral variability of the electrical resistivity corresponds to heterogeneity within each layer. As we cannot collect samples for the characterization of materials or more current measures, the geophysical interpretation results help us to estimate the composition of the materials used and the internal structure of the embankment based on the distribution of the resistivity. These results are finally validated by geological observation of geotechnical drilling on the embankment.

The stability analysis using the SLOPE/W code shows that the safety factor obtained is well above the minimum recommended value of 1.5. It was also confirmed that the shear strength parameters (effective cohesion *c'* and angle of internal friction ϕ') have an impact on the factor of safety. To be on the conservative side, it would be useful that before any operation of solid waste deposition in TSF #1, the polishing pond should be partly filled. Monitoring piezometric heights prior to and during Park #1 filling is also recommended for ensuring the stability of the embankment.

Key Words: Tailings pond; Embankment; Internal structure; Stability analysis; Factor of safety; SLOPE/W; Electrical resistivity; Georadar.

TABLE DES MATIÈRES

DÉDICACE III

REMERCIEMENTS IV

RÉSUMÉ VI

ABSTRACT VIII

TABLE DES MATIÈRES IX

LISTE DES TABLEAUX XII

LISTE DES FIGURES XIII

LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS XVI

LISTE DES ANNEXES XVIII

CHAPITRE 1 INTRODUCTION 1

1.1 Contexte de l'étude 1

1.2 Problématique de l'étude 2

1.3 Objectifs spécifiques 4

1.4 Structure du mémoire 5

CHAPITRE 2 RÉVUE DE LITTÉRATURE 6

2.1 Généralités sur les digues de parcs à résidus 6

2.1.1 Types de digue 6

2.1.2 Facteurs de vulnérabilité de la stabilité des digues 7

2.1.3 Généralités sur les mécanismes de rupture de digues 8

2.2 Identification des structures géologiques par la géophysique 9

2.2.1 Technique de résistivité électrique 9

2.2.2 Géoradar (GPR: Ground Penetrating Radar) 14

2.3 Méthodes d'analyse de stabilité des pentes 18

2.4 Analyse numérique des contraintes 21
2.5 Indicateurs de rupture dans l'analyse de pente 22
2.5.1 Contraintes effectives 22
2.5.2 Facteur de sécurité 25
2.5.3 Forces non équilibrées (non-convergence) 28
CHAPITRE 3 OUTILS ET MÉTHODES 29
3.1 Mine Doyon-Westwood 29
3.1.1 L'histoire de développement et localisation de Doyon 29
3.1.2 Géologie de la région d'étude 30
3.1.3 Construction des digues à la Mine Doyon 33
3.2 Outils de travail 36
3.2.1 Georadar 36
3.2.2 Résistivité électrique 36
3.2.3 Outils de modélisation 37
3.3.2 Résistivité électrique 40
3.2.4 Modélisations numériques 42
CHAPITRE 4 RÉSULTATS ET INTERPRÉTATION 47
4.1 Mise en évidence de la structure interne de la digue par la géophysique 47
4.1.1 Géoradar 47
4.1.2 Résistivité électrique 53
4.2 Analyse numérique sommaire de la stabilité de la digue 59
4.2.1 Analyse de stabilité de la digue (avec SLOPE/W) 59
4.3 Apport de la géophysique sur l'analyse numérique de la stabilité 68
CHAPITRE 5 CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS 69

5.1 Conclusion 69

5.2 Recommandations 70

RÉFÉRENCES ET BIBLIOGRAPHIE 71

ANNEXES 79

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 2-1 : Permittivité diélectrique (εr), la conductivité (σ), et la vitesse (V) des matériels (tiré de Di Prinzio et al., 2010; Chlaib et al., 2014). 16

Tableau 2-2 : Exemple de fréquence, de résolution et de profondeur maximale d'investigation de la méthode géoradar (tiré de Di Prinzio et al., 2010). 17

Tableau 2-3 : Utilisation des équations du FS avec différentes solutions analytiques (Krahn, 2004, tiré des notes du cours de géotechnique 2014, GNM1010). 26

Tableau 3-1 : Critères de design de la stabilité des pentes (ACB, 2013). 38

Tableau 3-2 : Valeurs des paramètres utilisés dans SLOPE/W. 44

Tableau 3-3 : Estimation des valeurs de conductivité hydraulique saturée (k_{sat}). 46

Tableau 4-1 : Comparaison entre le profil stratigraphique du forage géotechnique et la lithologie estimée avec l'interprétation géophysique. 56

LISTE DES FIGURES

Figure 1-1 : Illustration de rupture de la digue - cas du parc à résidus de Mount Polley (Cariboo Regional District, Canada, 2014) (Simeon et Lapointe, 2015). 1

Figure 1-2 : Illustration de l'impact socio-économique des ruptures des digues de rejets miniers dans le monde de 1910 à 2010 (Azam et Li, 2010).....2

Figure 1-3 : Localisation de l'affaissement observé sur la digue Nord-Ouest du parc à résidus N°1 en 2004 (Golder et associés, 2004). 4

Figure 2-1 : Illustration des principales méthodes de construction de digues (modifié de Vick, 1983, tiré des notes du cours GNM 1010, Géotechnique minière, 2014). 6

Figure 2-2 : Illustration de la distribution des causes de rupture des digues de rejets miniers dans le monde (tiré de Azam et Li, 2010). 8

Figure 2-3 : Illustration des ruptures des ouvrages en remblai (Lepetit, 2002, tiré de Serre, 2005). 9

Figure 2-4 : Schéma de mesure de la résistivité électrique (Chouteau et Giroux, 2008).....11

Figure 2-5 : Exemples de types de configuration et leurs facteurs géométriques (Loke et al., 2013). 12

Figure 2-6 : Schéma d'un modèle conceptuel par imagerie de résistivité électrique. Les lignes longitudinales sont positionnées en crête, en pente ou en pied de digue. Les lignes transversales sont perpendiculaires au linéaire de la digue. Les contrastes de couleurs désignent les iso-résistivités (tiré de Fargier, 2011).....13

Figure 2-7 : Classification de la résistivité des différents sols, roches et liquides. La couleur bleu clair montre les matériaux entrant couramment dans la composition des digues (modifiée d'après Palacky, 1987, tiré de Fargier, 2011). 14

Figure 2-8: Illustration d'image tomographique identifiant les structures géologiques de la vallée alluviale de la rivière Obra en Pologne (Słowik, M., 2012).....18

Figure 2-9: Schématisation des méthodes d'analyse de stabilité des pentes (Eberhardt, 2003) 20

Figure 2-10 : Illustration de recommandations typiques pour les emplacements des limites artificielles dans l'analyse de stabilité de pente, *H* et *W* sont des distances (Eberhardt, 2003). 22

Figure 2-11 : Illustration de la théorie de consolidation selon Terzaghi (tiré de Mbonimpa, 2014; notes de cours GNM 1010) 24

Figure 2-12 : Représentation graphique du FS selon les moments ou forces d'équilibre. Cas d'un FS correspondant à 2,15. 27

Figure 3-1: Localisation de la propriété Doyon (site web d'IAMGOLD). 30

Figure 3-2: Carte géologique du District minier de Bousquet (Savoie et al., 1991).....32

Figure 3-3 : Site de la mine Doyon, à gauche vue d'ensemble, à droite parc N°1 avec la coupe E-E et le forage géotechnique F-95-1.....35

Figure 3-4 : Deux systèmes de mesure de géoradar utilisés dans notre étude. 36

Figure 3-5 : Système utilisé pour tomographie électrique de la digue.....37

Figure 3-6: Illustration des coupes longitudinales et transversales, levés du 17 mars.....39

Figure 3-7 : Localisation des profils de résistivité et leurs configurations. 42

Figure 3-8 : Géométrie de la digue à la fin de la construction à l'endroit de la coupe E-E (Golder et associés, 1996).....43

Figure 3-9 : Les valeurs de résistance au cisaillement non drainé mesurées en fonction de la profondeur (extrait de Golder et associés, 1996). 45

Figure 4-1 : Image brute de géoradar (RIS HI-Mod), a) 200MHz, b) 600MHz. Les profils sont orientés Nord-Est, Sud-Ouest.....48

Figure 4-2 : Comparaison des images de géoradar de différentes fréquences et de différents pas d'échantillonnage (mesures effectuées en hiver). 50

Figure 4-3 : Comparaison des images de géoradar de différentes fréquences et de différents pas d'échantillonnage (mesures effectuées au printemps). Les profils sont orientés Nord-Est, Sud-Ouest.....51

Figure 4-4 : Illustration d'hyperboles dans l'analyse de vitesse de la ligne 69. 52

Figure 4-5 : Interprétation géologique de la ligne 69 en se basant sur l'observation dans les forages géotechniques (F-95-1, BH-34 en Annexe A). 53

Figure 4-6 : Illustration des profondeurs d'investigation en fonction de l'espacement entre les électrodes, a) espacement à 2,5 m, b) espacement à 5 m. Les deux profils ont été réalisés au milieu de la digue sur la même trace. Les profils sont orientés Nord-Est, Sud-Ouest.....55

Figure 4-7 : Image d'inversion tomographique sur tout le long de la digue, a) profil réalisé au milieu de la digue, b) profil réalisé sur la plage (côté amont) de la digue. Les configurations Wenner et Wenner Schlumberger ont été utilisées avec un espacement de 5 m entre les électrodes. 58

Figure 4-8 : Analyse de la stabilité du côté aval effectuée par Golder et Associés servant de guide dans nos simulations, (a) coupe E-E analysée, (b) le FS minimum obtenu. 60

Figure 4-9 : Illustration d'image d'analyse de stabilité, a) détermination de la ligne phréatique dans le corps de la digue (avec SEEP/W), les lignes verticales ou subverticales indiquent les courbes iso-valeurs de charge hydraulique, b) détermination du facteur de sécurité avec SLOPE/W à partir du modèle obtenu avec SEEP/W (FS = 2,15).....62

Figure 4-10 : Illustration d'image d'analyse de stabilité, a) hauteur d'eau à 11 m (FS = 2,15), b) hauteur d'eau à 12,9 m (FS = 2,0).....63

Figure 4-11: Illustration d'image d'analyse de stabilité, la hauteur d'eau située à 14 m (FS = 1,88). 64

Figure 4-12 : Illustration d'image d'analyse de stabilité, a) parc rempli en partie avec les rejets du concentrateur (FS = 1,75), b) remplissage avec de la roche stérile entreposée sur la couche des rejets du concentrateur (FS = 2,16). 65

Figure 4-13 : Illustration d'image d'analyse de stabilité dans le cas d'un écoulement stationnaire, FS = 2,32. 66

Figure 4-14 : Illustration d'analyse de stabilité, a) bassin de polissage rempli avec une première couche d'enrochement (FS = 2,99), b) remplissage par deux couches d'enrochement (FS = 5,27).....67

LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS

DMA	Drainage Minier Acide
DNC	Drainage Neutre Contaminé
EM	Électromagnétique
FS	Facteur de Sécurité
GPR	Ground Penetrating Radar
IRE	Imagerie de Résistivité Électrique
SRF	Strength Reduction Factor
UQAT	Université du Québec en Abitibi-Témiscamingue
a	Espacements entre les électrodes
a_v	Coefficient de compressibilité (m^2/kN)
A	Surface (m^2)
C	Vitesse d'onde dans l'espace libre
C_V	Coefficient de consolidation (m^2/j)
c'	Cohésion effective (kPa)
D	Profondeur (m)
H	Distance de drainage (m)
E	Champ électrique
e	Indice des vides
h_m	Hauteur du matériau (m)
h_w	Hauteur d'eau (m)
I	Intensité de courant électrique (A).
J	Densité de courant (ampères/m^2)
K	Facteur géométrique

k	Coefficient de perméabilité (cm/sec)
L	Longueur (m)
M	Pente
R	Résistance électrique (en Ohm)
S_m	Force motrice tendant à faire glisser le bloc
S_r	Force résistante due au frottement et à la cohésion
t	Temps de voyage du signal (ns)
u	Pression d'eau (kPa)
Δu	Surpression interstitielle (kPa)
U	Dissipation des pressions interstitielles exprimée en degré de consolidation (%)
V	Potentiel électrique (en Volt)
V	Vitesse des ondes électromagnétiques (m / ns)
ΔV	Différence de potentiel électrique (Volt)
σ	Conductivité électrique (S/m)
σ	Contrainte totale verticale (kPa)
σ'	Contrainte effective (kPa)
ε	Permittivité du matériau (F/m : farad par mètre)
ε_r	Permittivité relative (adimensionnelle)
ε_0	Permittivité de l'espace libre ou vide (F/m)
γ_w	Poids volumique de l'eau (9,81kN/m^3)
γ_m	Poids volumique du matériau (kN/m^3)
φ'	Angle de frottement interne effectif (°)
ρ	Résistivité électrique (Ohm.m)
τ	Résistance au cisaillement (kPa)

LISTE DES ANNEXES

ANNEXE A – Profil lithologique de forages géotechniques sur la digue 79

ANNEXE B – Facteurs de sécurité minimum suggérés (ministère des Ressources naturelles et de la Faune du Québec).....80

ANNEXE C - Illustration de pseudo-section de résistivité apparente mesurée, calculée et le modèle inversé – Cas sur la crête de la digue NORD – OUEST, espacement entre électrodes à 5 m81

ANNEXE D - Illustration de pseudo-section de résistivité apparente mesurée, calculée et le modèle inversé – Cas sur la palge (Côté amont de la digue, espacement entre électrodes à 5 m.....82

ANNEXE E - Illustration de pseudo-section de résistivité apparente mesurée, calculée et le modèle inversé – Cas sur la crête de la digue, espacement entre électrodes à 2,5 m.....83

ANNEXE F - Illustration de la détermination de la ligne phréatique, niveau d'eau situé à 12,9 m par rapport l'Élévation zéro.....84

ANNEXE G - Illustration de la détermination de la ligne phréatique, niveau d'eau situé à 14 m par rapport l'Élévation zéro.....85

ANNEXE H - Illustration de la détermination de la ligne phréatique, Seulement infiltration d'eau de précipitation.....86

ANNEXE I - Illustration de la ligne phréatique, Seulement infiltration d'eau de précipitation, une couche d'enrochement en aval de la digue.....87

ANNEXE J - Illustration de la ligne phréatique, infiltration d'eau de précipitation, deux couches d'enrochement en aval de la digue.....88

ANNEXE K - Illustration de courbe iso-valeurs de charge Hydraulique par rapport à la ligne phréatique.....89

ANNEXE L - Illustration de courbe iso-valeurs de pression interstitielle.....90

CHAPITRE 1 INTRODUCTION

1.1 Contexte de l'étude

L'industrie minière entrepose une bonne partie de ses rejets de concentrateur en surface sous forme de pulpe dans les parcs à résidus ceinturés de digues. Toutefois, ces digues peuvent parfois céder sous différents types d'aléas et le déversement de la pulpe de résidus pourrait entraîner de nombreux dégâts matériels et des impacts environnementaux majeurs. La Figure 1-1 illustre la rupture de la digue du parc à résidus miniers de Mount Polley au Canada avec plus de 24 millions de m^3 déversés (Simeon et Lapointe, 2015).

Figure 1-1 : Illustration de rupture de la digue - cas du parc à résidus de Mount Polley (Cariboo Regional District, Canada, 2014) (Simeon et Lapointe, 2015).

Des dégâts avec la mort de 19 personnes sont enregistrés due à la rupture d'une digue de résidus miniers à Mariana, Brésil en 2015 (Kiernan, P., 2015). La Figure 1-2 illustre l'impact socio-économique des ruptures dans le monde avec des pertes de vies et l'impact sur la santé publique en augmentation de 2000 à 2010. 76 % des incidents dans le monde étaient reliés à des méthodes de construction amont (Rico et al. 2007). 51 % des incidents (ruptures et accidents) recensés par la CIGB (1996, 2001) sont dus à l'instabilité des pentes des digues à la suite des contraintes excessives dans le sol de fondation, des contraintes excessives dans le remblai du barrage, de contrôle inadéquat des pressions d'eau (Mbonimpa, 2014).

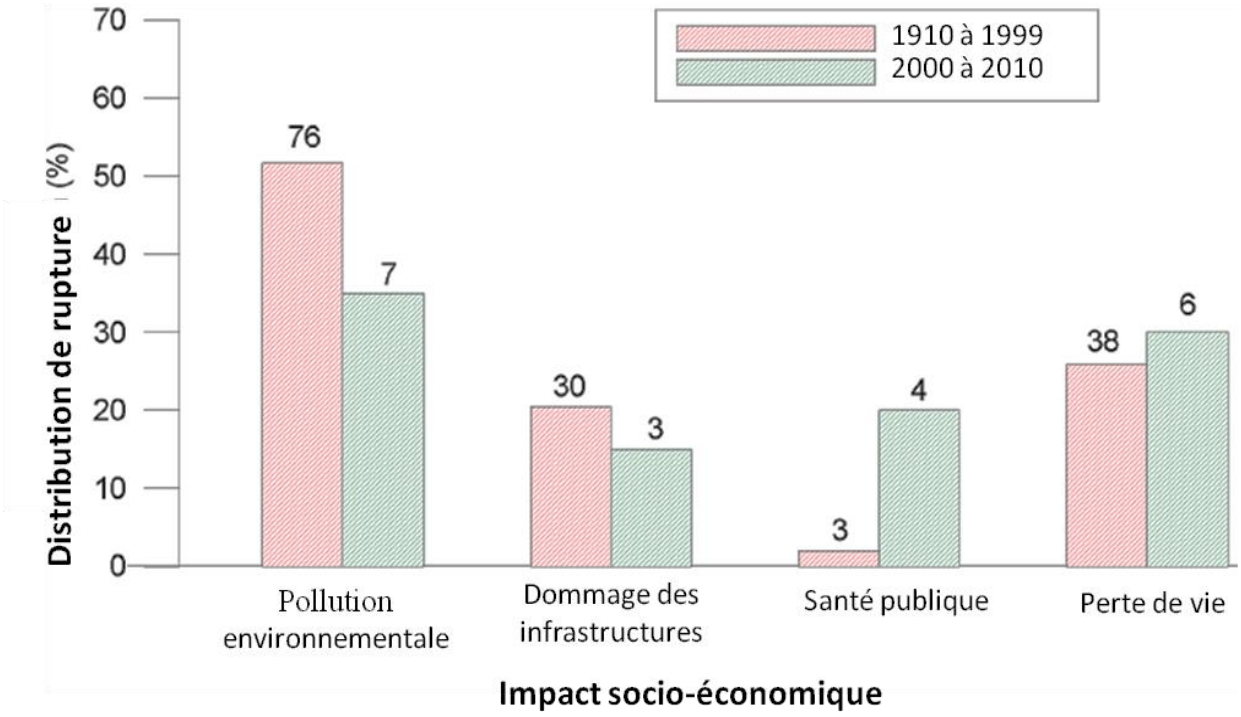


Figure 1-2 : Illustration de l'impact socio-économique des ruptures des digues de rejets miniers dans le monde de 1910 à 2010 (Azam et Li, 2010).

1.2 Problématique de l'étude

Pour contribuer au développement socioéconomique des régions minières comme l'Abitibi, la mise en valeur des ressources minérales demeure primordiale. Cependant, l'exploitation de ces ressources minérales produit des rejets miniers pouvant contenir des minéraux sulfurés. Lorsque ces rejets sont entreposés en surface (ce qui est souvent le cas), l'interaction entre l'eau des rejets, l'oxygène atmosphérique et les minéraux sulfurés peut engendrer le drainage minier acide (DMA). Dans certains cas, des métaux comme le nickel (Ni), le zinc (Zn), le cobalt (Co), le cuivre (Cu) et des métalloïdes tels l'arsenic (As) et l'antimoine (Sb) se retrouvent dissous dans l'eau à des pH peu acides (presque neutre) et peuvent générer du drainage minier neutre contaminé (DNC). Le DMA et le DNC sont considérés comme les plus importants problèmes environnementaux, car ils peuvent affecter directement la qualité de vie de la population par une contamination des eaux de surface et des eaux souterraines. Afin de minimiser la production du DMA, les compagnies minières ont développé une stratégie de gestion de ces rejets solides: soit **1)** en les mélangeant avec du ciment et de l'eau pour ensuite les retourner dans les chantiers souterrains ouverts sous forme de remblais

en pâte cimentés; soit **2)** en les empilant à la surface; ou **3)** en les déposant au fond des lacs autour du site d'exploitation (parcs à résidus miniers) si cela s'applique encore. Un élément clé qui assure un bon fonctionnement de ces parcs à résidus est la digue qui les ceinture, et qui sépare les secteurs contaminés et non contaminés. La stabilité et la solidité de cette digue sont essentielles.

L'utilisation d'une digue ou d'un barrage intervient non seulement dans des contextes nécessitant une rétention des rejets du concentrateur dans les parcs à résidus miniers, mais aussi pour la rétention d'eau pour la production hydroélectrique (Flekser et Muslimov, 1970), pour protéger les zones agricoles, la pisciculture (Boussicault, 2007) et d'autres. Les digues sont également utilisées pour prévenir d'éventuelles crues de rivières (Fauchard et Mériaux, 2004). En général, il existe deux types de digues:

1) Les digues en enrochement qui sont essentiellement constituées de roches (au moins 50 % du volume total de l'ouvrage) versées en vrac ou compactées. Dans l'étude réalisée par Golder et associés en 1996, il ressort que la digue étudiée dans ce mémoire est construite avec des résidus miniers surmontés par une couche en enrochement, et le tout sur une base de silts et d'argile silteuse.

2) Les digues en terre (conventionnelles) dont la partie principale se compose surtout de terre, de gravier, de limon, de sable et d'argile. Ce type de digue se compose d'un « cœur » entouré par une ou plusieurs couches de filtre (membranes géotextiles), et une base de support.

Malgré ces connaissances générales sur les digues, selon la disponibilité des matériaux autour du site de construction de digue d'un endroit à l'autre, certaines digues sont résistantes aux conditions météorologiques inhabituelles, à l'infiltration d'eau, etc., mais d'autres ne le sont pas. Afin de surveiller l'état d'une digue et de prédire les dangers potentiels (la rupture par exemple), il faut trouver des méthodes efficaces pour évaluer la stabilité de la digue. À cet égard, entre autres, la technique de modélisation numérique est intéressante pour évaluer la vulnérabilité des digues. Aussi, certaines techniques géophysiques sont particulièrement intéressantes pour étudier la structure interne des digues non seulement en 2D, mais aussi en 3D.

La Mine Westwood a découvert un nouveau gisement de minéralisation aurifère autour de l'ancienne Mine Doyon. Elle voudrait débuter la restauration du parc à résidus N°1. Pour ce faire, le stockage des roches stériles dans le parc est envisagé. Selon les informations recueillies à la mine, une zone d'affaissement a été observée au printemps 2004 (Figure 1-3) et qui aurait fait

l'objet de travaux d'investigation dans le passé (Golder et associés, 2004). Suite à cet incident, la digue a été réparée par l'injection de coulis de ciment. L'objectif de ce projet de mémoire est donc d'évaluer l'état présent de cette digue.

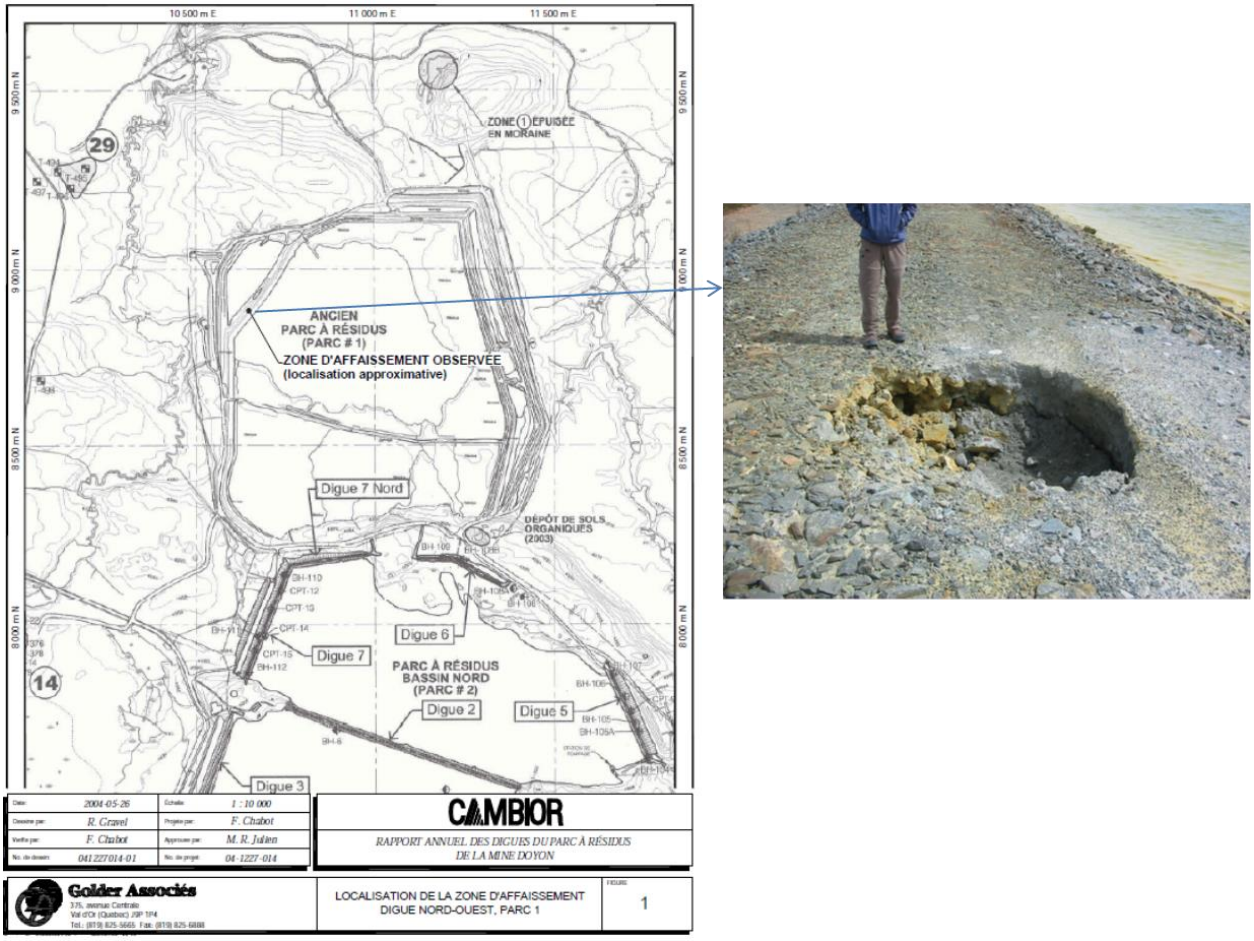


Figure 1-3 : Localisation de l'affaissement observé sur la digue Nord-Ouest du parc à résidus N°1 en 2004 (Golder et associés, 2004).

1.3 Objectifs spécifiques

Dans cette optique où la mine Westwood voudrait stocker des roches stériles qui seront générées par la nouvelle production, il a été envisagé d'une part, d'analyser la structure de la digue à l'aide de deux techniques géophysiques (résistivité électrique et géoradar), et d'autre part, d'effectuer des simulations numériques de la stabilité de pente aval de la digue (en 2D) à l'aide du code SLOPE/W. Préalablement à l'utilisation de SLOPE/W, le code numérique par éléments finis SEEP/W sera d'abord utilisé afin de déterminer le niveau de la nappe phréatique.

1.4 Structure du mémoire

Après le premier chapitre sur l'introduction générale, nous abordons le deuxième chapitre avec une revue de littérature sur quelques rappels élémentaires autour de l'étude de la structure ainsi que la stabilité d'une digue. Le principe des méthodes géophysiques, les caractéristiques des propriétés mécaniques de matériaux, les pressions interstitielles qui se développent dans une digue et la base de connaissances des méthodes numériques sont brièvement résumés dans ce chapitre. Nous avons décrit en détail les matériels, méthodes utilisées en passant par la détermination des paramètres utilisés dans le Chapitre 3. Le Chapitre 4 est consacré aux résultats obtenus par les méthodes géophysiques et l'analyse numérique des conditions de stabilité de la digue à l'étude. Finalement, dans le Chapitre 5, nous avons tiré certaines conclusions de cette étude et donné des suggestions pour les travaux futurs.

CHAPITRE 2 REVUE DE LITTÉRATURE

2.1 Généralités sur les digues de parcs à résidus

2.1.1 Types de digue

Les digues en relief sont généralement construites avec l'une des méthodes de construction dites amont, aval, ou centrale tel que présenté à la Figure 2-1 (Vick, 1990, Jantzer, et al., 2001, Engels et al., 2004, Zardari, 2010, Mbonimpa, 2014). Par rapport à la méthode aval et centrale, le coût de construction de la méthode amont est moins élevé. De nombreuses digues de résidus sont donc rehaussées avec la méthode de construction en amont (Martin et McRoberts, 1999 ; Zardari, 2010, Saad et Mitri, 2011, Wise, 2010). Cependant, il existerait des problèmes de stabilité des digues construites par la méthode en amont (Vick, 1990, Zardari, 2010, Saad et Mitri, 2011); la digue à l'étude a été construite par la méthode amont (Golder et associés Ltée, 1996). Nous allons donc nous concentrer sur cette dernière méthode de construction dans nos modélisations. Dans le rapport du plan de fermeture et restauration de la mine Doyon, 1999 dont les études ont été réalisées par Golder et associé, 1996, il est indiqué que la digue Nord-Ouest a été rehaussée par la méthode amont.

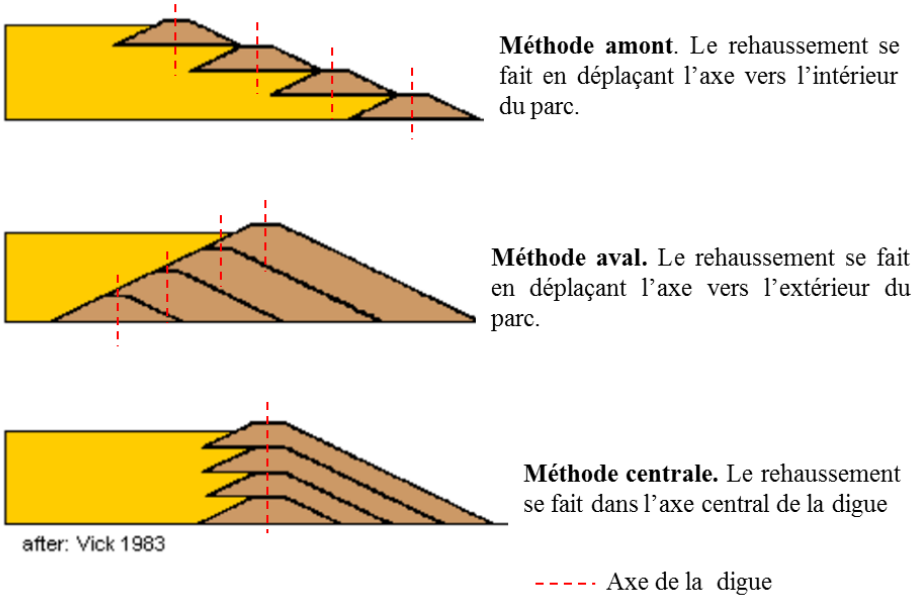


Figure 2-1 : Illustration des principales méthodes de construction de digues (modifié de Vick, 1983, tiré des notes du cours GNM 1010, Géotechnique minière, 2014).

2.1.2 Facteurs de vulnérabilité de la stabilité des digues

Les causes de rupture des digues sont multiples. Généralement, elles dépendent des conditions météorologiques inhabituelles, la mauvaise gestion due à l'exploitation accrue des ressources, des procédures inappropriées de construction de la digue, le mauvais entretien des ouvrages de drainage, l'insuffisance des programmes de surveillance à long terme, la défectuosité de la structure de la digue et l'instabilité des pentes (Azam et Li, 2010) (Figure 2-2). D'autres facteurs de vulnérabilité qui ne sont pas nécessairement étudiés dans ce mémoire existent : les pressions interstitielles en excès (surpression) peuvent s'accumuler en raison d'un rehaussement rapide de la digue. Cette augmentation des pressions interstitielles en excès peut mettre en danger la stabilité de pente d'une digue de résidus. Les surpressions interstitielles (en particulier dans les zones boueuses) vont réduire les contraintes effectives et la résistance au cisaillement des résidus. Or, la stabilité d'une digue de résidus est étroitement liée au processus de consolidation de ces résidus (Engels et al., 2004; Zardari, 2010). La liquéfaction statique et sismique sont également considérées comme une cause courante de rupture des digues surtout celles rehaussées par la méthode amont (Ormann et al., 2013; Zardari et al., 2010). Une pente instable d'une digue en amont peut être stabilisée en utilisant des supports en enrochement au pied aval. Le poids de l'enrochement offre à son tour une résistance au glissement et augmente la stabilité de la pente. Comme l'utilisation d'enrochement est directement liée au coût, par conséquent il est nécessaire de minimiser le volume de l'enrochement, sans compromettre la stabilité de la pente. Ainsi, une technique d'optimisation est nécessaire pour utiliser un volume minimal de l'enrochement pour maintenir la stabilité de la pente voulue (Ormann et al., 2013; Zardari et al., 2010).

Une digue construite par la méthode amont, dans des conditions non drainées, peut être vulnérable aux ruptures causées par liquéfaction, en raison d'une charge dynamique (sismique) ou statique. Si une digue de résidus est située dans une zone non sismique, elle peut être vulnérable à la rupture due à la liquéfaction statique (Ormann et al., 2013, Mbonimpa, 2014; notes de cours). La nappe phréatique joue un très important dans la stabilité des talus de résidus. Une augmentation importante du niveau de la nappe phréatique dans le corps de la digue peut causer la rupture.

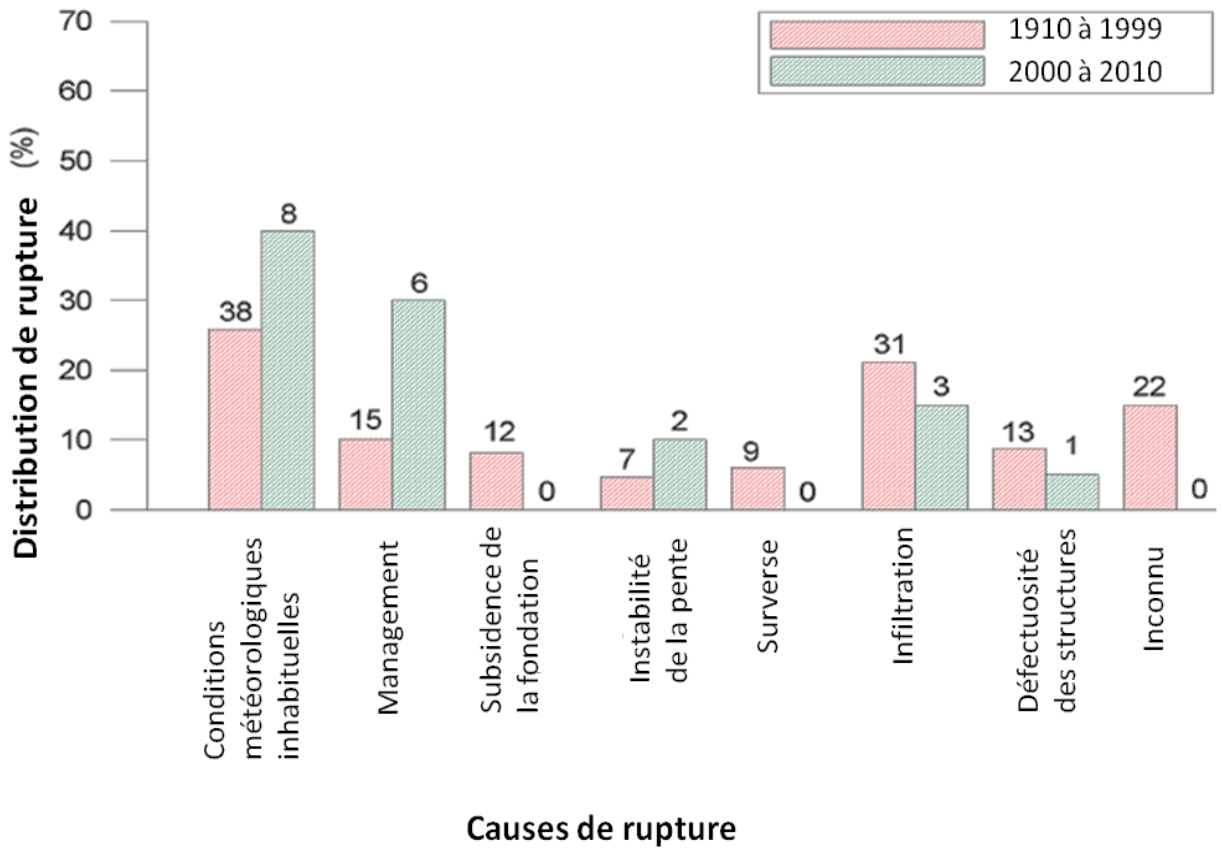


Figure 2-2 : Illustration de la distribution des causes de rupture des digues de rejets miniers dans le monde (tiré de Azam et Li, 2010).

2.1.3 Généralités sur les mécanismes de rupture de digues

La rupture est un processus physique (mécanique, hydraulique) par laquelle la digue peut rompre par arrachement et déverser de l'eau usée dans la nature, par conséquent, inonder le côté aval de la digue (Serre, 2005). En général, la rupture des ouvrages en remblai se fait selon quatre mécanismes classiques (Mériaux et al., 2001; Lepetit, 2002; Serre, 2005) : l'érosion externe, l'érosion interne, l'instabilité externe et la liquéfaction (Figure 2-3).

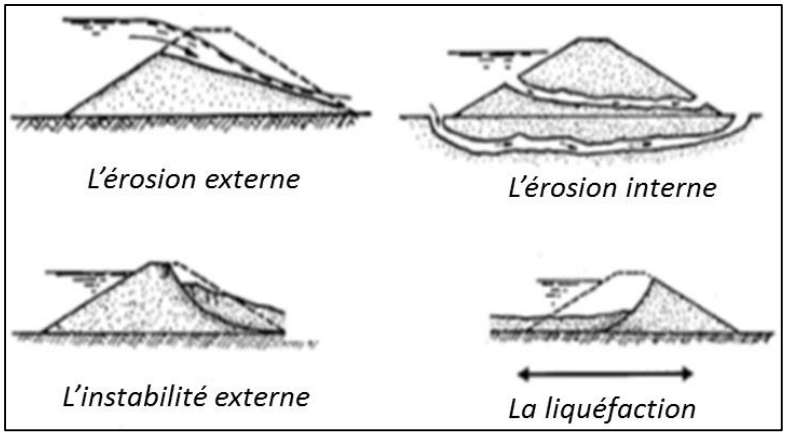


Figure 2-3 : Illustration des ruptures des ouvrages en remblai (Lepetit, 2002, tiré de Serre, 2005).

Le ruissellement des eaux de pluie peut également être à l'origine de l'érosion externe. Les tassements sur la crête occasionnent des fissurations qui favorisent l'infiltration d'eau dans la digue et cela pourrait causer l'érosion interne ou le glissement dans une zone de faiblesse. Cela semble pertinent pour la digue à l'étude puisque quelques tassements sur la crête ont déjà été observés par le passé (tiré du rapport du plan de fermeture et restauration, 1999 de la mine Doyon). On a une instabilité externe lorsque le glissement du talus se produit du côté aval, le glissement du talus peut également survenir du côté amont pour une raison quelconque (p. ex. liquéfaction des rejets, des matériaux du remblai ou des sols de fondation à la suite d'un séisme) (Serre, 2005).

2.2 Identification des structures géologiques par la géophysique

2.2.1 Technique de résistivité électrique

Cette méthode est sensible au changement de la résistivité des roches sous terre. Du fait que la résistivité de l'eau est plus faible que celle des roches, les variations de la résistivité apparente qu'on mesure à l'aide de la méthode électrique sont souvent corrélées avec le changement de lithologie ou de degré de saturation en eau dans les roches (p. ex. zones fracturées ou poreuses). Certains travaux de terrain ont démontré que cette méthode est viable pour détecter des vides (Denahan and Smith, 1984; Maillol et al., 1999; Ernstson et Kirsch, 2006; Pánek et al., 2010; Martínez-Pagán et al., 2013).

- **Principe**

La méthode électrique est basée sur la mesure d'un potentiel électrique généré par l'injection d'un courant continu dans le sol. Par la loi d'Ohm, la résistance électrique (R) dépend du potentiel V entre les électrodes et du courant I qui circule dans une boucle fermée. Son unité est en Ohm.

$$R = \frac{V}{I} \tag{2-1}$$

Afin de faire le lien entre le champ électrique et la propriété physique du milieu conducteur, il a été défini la résistivité ρ (en ohm-mètre), qui représente la résistance par unité de surface (A en m²) et par unité de longueur (L en mètre) d'un conducteur (Figure 2-4). La relation entre les deux paramètres est donnée par :

$$R = \rho \frac{L}{A} \quad \text{ou} \quad \rho = R \frac{A}{L} \tag{2-2}$$

Sans considérer la variation de texture interne et de température externe, la résistivité d'un conducteur est presque constante. L'inverse de la résistivité est la conductivité (σ), mesurée en Siemens par mètre.

$$\sigma = \frac{1}{\rho} \tag{2-3}$$

La loi d'Ohm peut être aussi exprimée comme une relation entre la densité de courant J (ampère/m^2) et la conductivité électrique σ (S/m) et le champ électrique E.

$$J = \sigma E \tag{2-4}$$

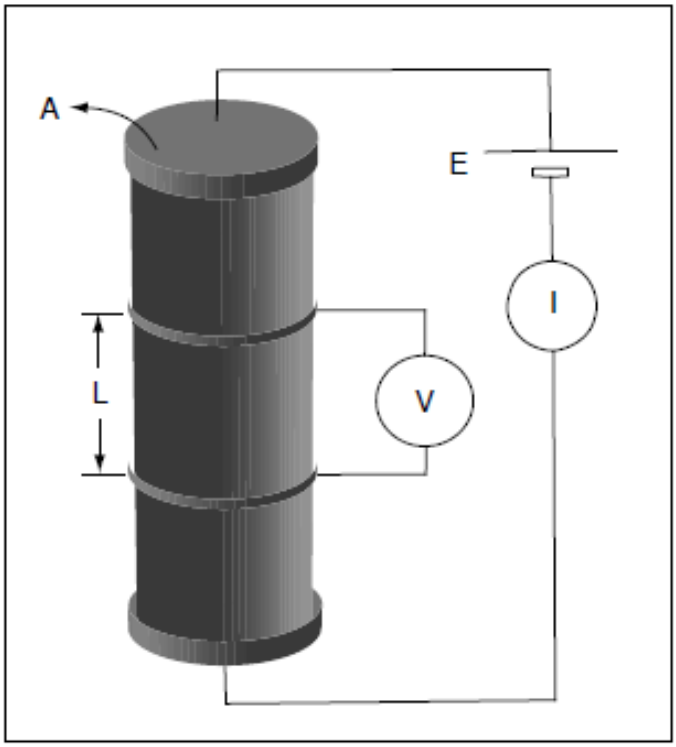


Figure 2-4 : Schéma de mesure de la résistivité électrique (Chouteau et Giroux, 2008).

La Figure 2-5 illustre les configurations conventionnelles des systèmes de mesure de résistivité selon Loke et al. (2013). La configuration des électrodes de potentiel et d'injection de courant utilisée dépend des dispositifs de mesure employés et dont les plus utilisés sont Wenner et Wenner - Schlumberger. Ces deux dispositifs respectifs sont utilisés dans ce projet de mémoire. Dans le cas de Wenner par exemple, l'espacement entre électrodes est identique et est indiqué par le paramètre *a*. Le courant qui sort par une électrode est égal au courant qui entre par l'autre électrode (Chouteau et Giroux, 2008), on peut alors écrire que $I_1 = - I_2$. La résistivité ρ est déterminée par :

$$\rho = \frac{\Delta V}{I} k \qquad (2\text{-}5)$$

Avec I en mA, ΔV en mV et ρ en Ohm.m, k est une constante qui dépend de la géométrie du dispositif utilisée et appelée facteur géométrique. Sur la Figure 2-5, *a*, *na*, *n*+1, *n*+2, *n*+3, (*s*+2)*a*, et *b* représentent les espacements entre les électrodes, *n* est un coefficient. Plus on voudra aller en profondeur plus on augmentera l'espacement entre les électrodes.

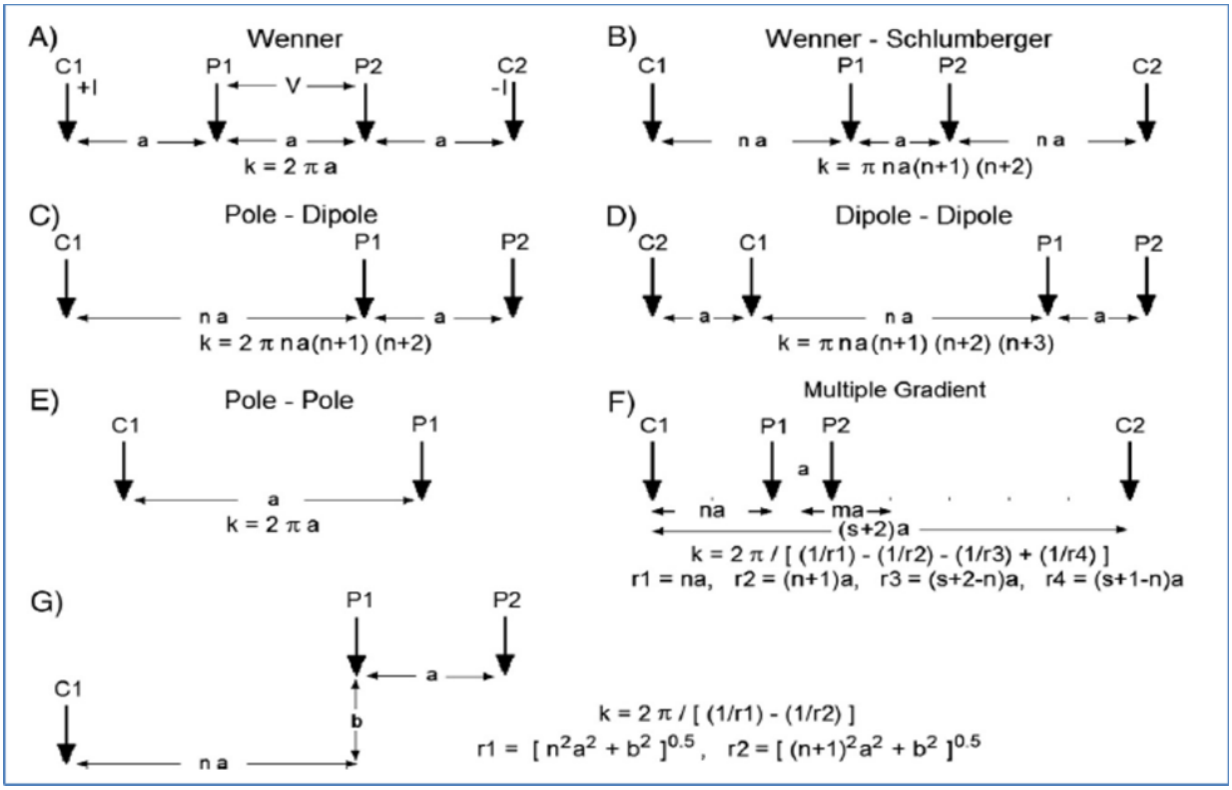


Figure 2-5 : Exemples de types de configuration et leurs facteurs géométriques (Loke et al., 2013).

Cette technique est pertinente pour l'auscultation des ouvrages hydrauliques en terre (Johansson, 1997, Fargier 2011). En effet, elle possède de nombreux avantages permettant d'améliorer le diagnostic d'un ouvrage hydraulique en terre qu'il soit en charge ou non (Fargier 2011). Une importante bibliographie témoigne de la pertinence de cette méthode pour la reconnaissance structurale en 1D (Aina et al., 1996; Fargier 2011) ou en 2D (Panthulu et al., 2001; Fargier 2011; Fauchard et Mériaux, 2004; Hennig et al., 2005; Mainali, 2006; Sjödahl et al., 2006; Cho & Yeom, 2007) et pour la surveillance des ouvrages (Johansson, 1997; Jackson et al., 2002; Sjödahl et al., 2008; Kuras et al., 2009; Sjödahl et al., 2010). Ces auteurs présentent un retour d'expérience concluante quant à l'utilisation de l'imagerie de résistivité électrique dans la méthodologie globale d'auscultation (Jackson et al., 2002; Fauchard et Mériaux, 2004; Sjödahl et al., 2008; Sjödahl et al., 2010). L'utilisation de la technique d'Imagerie de Résistivité Électrique (IRE) permet d'afficher la distribution de résistivité électrique du milieu ausculté. La Figure 2-6 illustre un modèle conceptuel de résultats 2D de résistivité électrique d'un ouvrage hydraulique en terre. La

profondeur d'investigation de la méthode électrique dépend de la distance entre les électrodes et de l'intensité du courant envoyé.

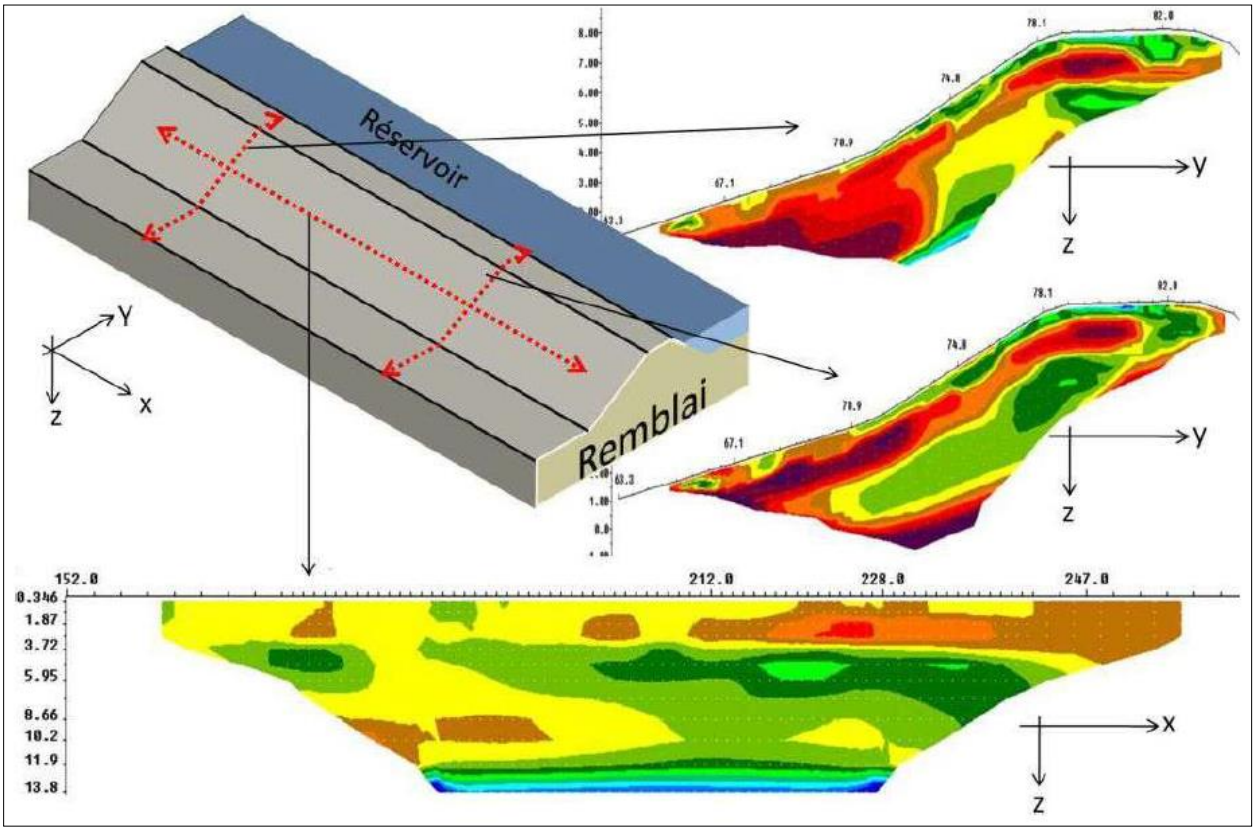


Figure 2-6 : Schéma d'un modèle conceptuel par imagerie de résistivité électrique. Les lignes longitudinales sont positionnées en crête, en pente ou en pied de digue. Les lignes transversales sont perpendiculaires au linéaire de la digue. Les contrastes de couleurs désignent les iso-résistivités (tiré de Fargier, 2011).

La résistivité des géomatériaux varient sur une plage de plus de 5 ordres de grandeur (Figure 2-7). Cet aspect est un atout majeur pour la caractérisation des géomatériaux par la méthode électrique, y compris ceux utilisés dans la construction des digues comme les moraines, le gravier et le sable (Fargier, 2011). La résistivité électrique peut être influencée par plusieurs facteurs : la porosité du milieu, le degré de saturation en eau du milieu, la teneur en argiles, le type d'argiles, la température du milieu, la masse volumique sèche, la pression et la teneur en ions dissous de l'eau interstitielle (Lopez et Gonzalez, 1993; Sbartaï et al., 2007; Patriarca et al., 2013; Sjödahl et al., 2008; Saleem et al., 1996; Fargier, 2011). Cependant, la résistivité de chaque substance a une certaine plage de

variation comme la Figure 2-7 le démontre. C'est la raison pour laquelle il possible d'estimer l'épaisseur des matériaux en se basant sur la distribution de la résistivité. Toutefois, il faudrait souligner l'importance de valider cette interprétation par l'observation lithologique des forages géotechniques.

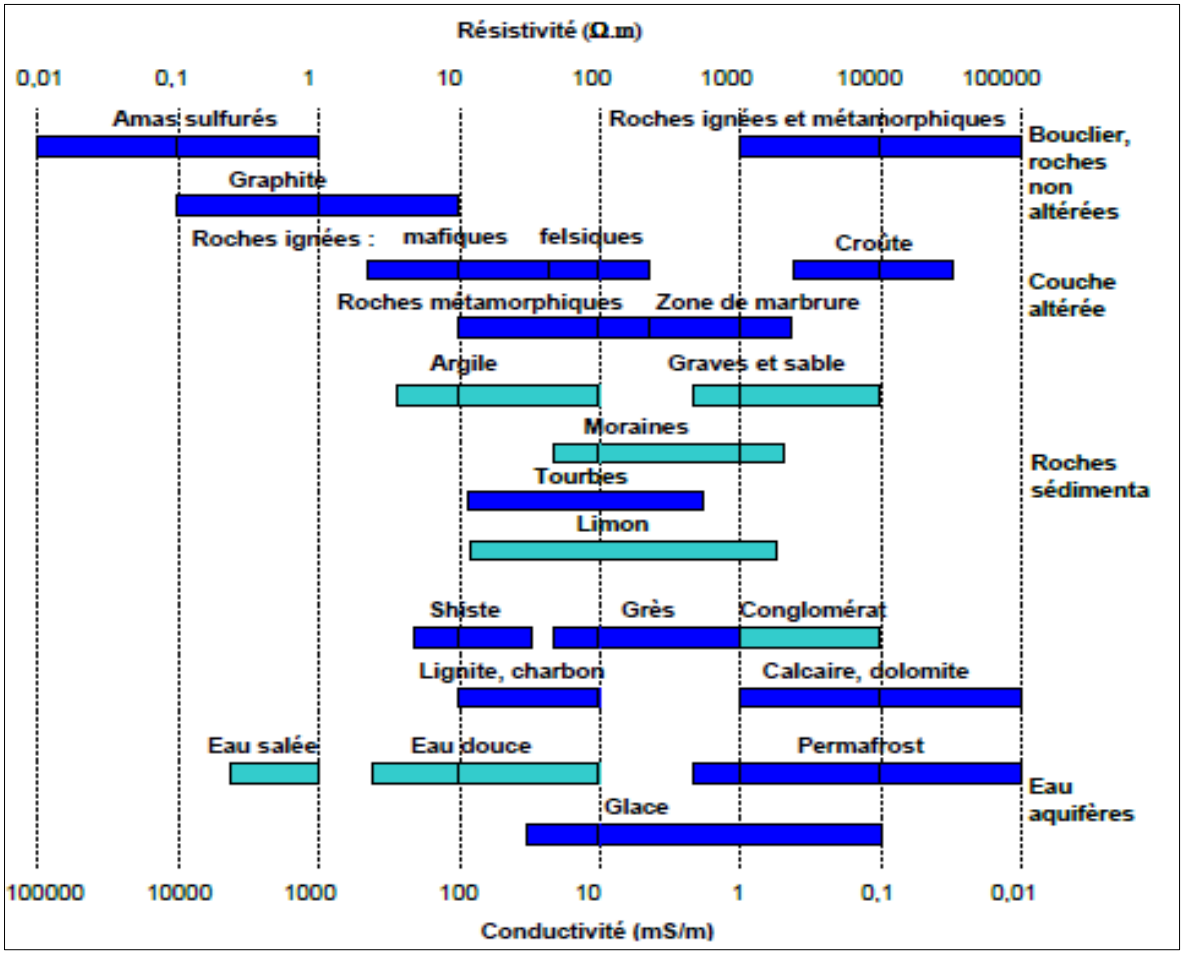


Figure 2-7 : Classification de la résistivité des différents sols, roches et liquides. La couleur bleu clair montre les matériaux entrant couramment dans la composition des digues (modifiée d'après Palacky, 1987, tiré de Fargier, 2011).

2.2.2 Géoradar (GPR: Ground Penetrating Radar)

- **Principe général du GPR**

Une impulsion d'onde électromagnétique (EM) de haute fréquence (40 MHz à 1500 MHz) est émise par une antenne, et cette onde EM se propage dans le sol. Lorsque l'onde EM rencontre une

interface entre les matériaux ayant une permittivité diélectrique différente, elle sera réfléchie. Le signal est réfléchi vers l'antenne réceptrice avec un temps d'arrivée et amplitude qui varie selon l'emplacement et la nature des discontinuités diélectriques à l'intérieur de la structure. Les signaux sont réfléchis aux interfaces des différents matériaux ou milieux. En évaluant les variations du temps de voyage à deux voies (entre l'émetteur et le réflecteur et vers le récepteur) et l'ampleur de la réflexion (amplitude absolue) le long d'un profil, les caractéristiques du sous-sol seront identifiées. Il faut noter que la vitesse (V) de la propagation des ondes dépend des propriétés électromagnétiques des matériaux, et ces dernières sont régies par la teneur en eau.

La permittivité relative est exprimée comme le rapport entre la permittivité du matériau et la permittivité du vide (Éq. 2-6) (Di Prinzio et al., 2010; Plati et Loizos, 2013; Chlaib et al., 2014).

$$\varepsilon_r = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_0} \tag{2-6}$$

Où ε_r est la permittivité relative (adimensionnelle), ε est la permittivité du matériau (en F/m Farad par mètre) et ε_0 (en F/m) est la permittivité du vide.

$\varepsilon_0 = 8.85\text{x}10^{-12}$ (F/m).

La permittivité relative est importante, car elle concerne plusieurs paramètres qui sont essentiels pour l'interprétation des données géoradar. La vitesse de propagation (V) des ondes électromagnétiques est définie par l'équation suivante (Di Prinzio et al., 2010; Plati et Loizos, 2013; Chlaib et al., 2014) :

$$V = \frac{C}{\sqrt{\varepsilon_r}} \tag{2-7}$$

C : est la vitesse d'onde dans l'espace libre (0.3 m / ns).

Plus le contraste permittivité diélectrique entre deux couches de revêtement est meilleur, plus la quantité de l'énergie réfléchie est grande, et par conséquent l'image de géoradar est nette.

Si la permittivité diélectrique relative est connue (Loizos et Plati, 2006; Chlaib et al., 2014), on peut calculer la profondeur de la cible D comme suit :

$$D = \frac{C \times t}{2 \times \sqrt{\varepsilon_r}} \tag{2-8}$$

Le Tableau 2-1 suivant montre des valeurs de permittivité diélectrique (ε_r), la conductivité (σ), et la vitesse (V) pour les sols et les roches communes.

Tableau 2-1 : Permittivité diélectrique (ε_r), la conductivité (σ), et la vitesse (V) des matériels (tiré de Di Prinzio et al., 2010; Chlaib et al., 2014).

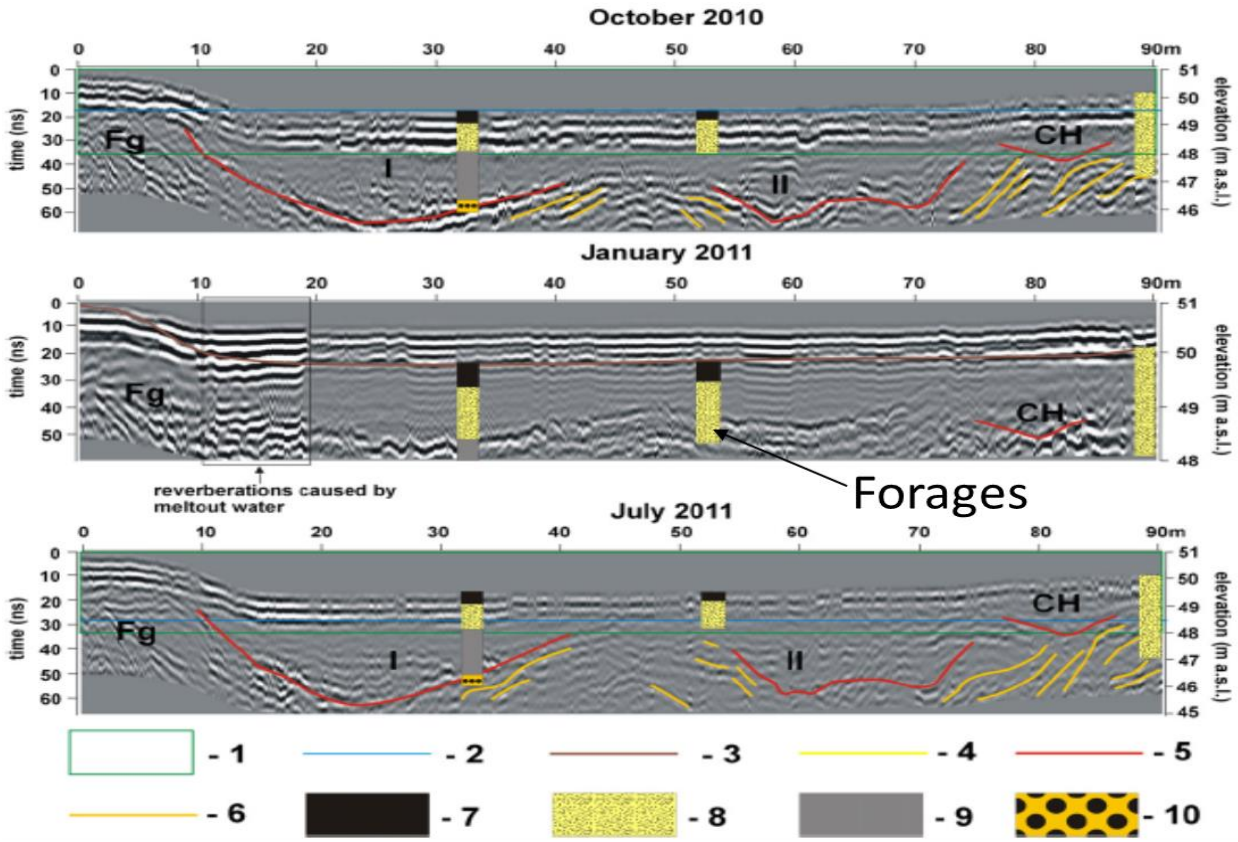
Matériels	**Permittivité diélectrique ε_r**	**Conductivité σ (S/m)**	**Vitesse V (m/ns)**
Air	1	0	0,3
Eau distillée	80	0,01	0,033
Eau	80	0,5	0,033
Eau de mer	80	0,003	0,01
Sable sec	3-5	0,01	0,15
Sable humide	20-30	0,1-1	0,06
Calcaire	4-8	0,5-2	0,12
Schiste	5-15	1-100	0,09
Limon (Silt)	5-30	1-100	0,07
Argile	5-40	2-1000	0,06
Granite	4-6	0,01-1	0,13
Sec gemme	5-6	0,01-1	0,13
Glace	3-4	0,01	0,16
Sol gelé	3-6	-	-
Béton	4-10	-	-
Métal	1-2	-	-

Une meilleure estimation de la vitesse de chaque matériau permet une interprétation plus précise des mesures. L'analyse des vitesses de propagation des ondes a donc une importance critique dans la modélisation de la structure interne. La fréquence attribuée aux antennes a une influence sur la profondeur d'investigation et la résolution de l'image radar. Plus la fréquence est élevée, plus la profondeur est moindre et plus la résolution est grande (Tableau 2-2). La profondeur de pénétration varie aussi en fonction de la structure du sol (Gordon et al., 1998; Di Prinzio et al., 2010; Chlaib et al., 2014).

Tableau 2-2 : Exemple de fréquence, de résolution et de profondeur maximale d'investigation de la méthode géoradar (tiré de Di Prinzio et al., 2010).

Fréquence nominale (MHz)	**Résolution (m)**	**Profondeur maximale d'investigation (m)**
50	0.5-1.0	25-40
100	0.25-0.5	15-25
200	0.10-0.20	6-10
500	0.05-0.10	3.5-6
800	0.03-0.06	1.5-2.5

Des travaux antérieurs ont démontré qu'on pouvait utiliser cette méthode pour détecter la fissuration entre le béton et l'acier (Hubbard et al., 2003; Sbartaï et al., 2007); ou des fissures à l'intérieur des routes et des ponts (Halabe et al., 1993b, 1997; Morey, 1998; Barnes and Trottier, 2004; Rhazi et al., 2007). Malgré sa faible profondeur d'investigation, des applications Géoradar permettent la détection de fissures ou de décollements générés par l'expansion des produits de corrosion (Huston et al. 2000; Krysiński et Sudyka, 2013). Ainsi, la technique Géoradar est de plus en plus utilisée pour ausculter les chaussées (Loizos et Plati, 2006; Plati et Loizos, 2013; Benedetto, 2013; Krysiński et Sudyka, 2013; Alani et al. 2013). Elle permet de déterminer les épaisseurs de couches (Figure 2-8), cependant elle n'est pas efficace en milieu argileux (Patriarca et al. 2013). Cette technique non destructive est devenue plus populaire au cours des dernières années pour l'évaluation des structures grâce à sa simplicité et sa rapidité de mise en œuvre (Sbartaï et al. 2007; Słowik, M., 2012).



1 plage de profondeur, 2 niveau de la nappe phréatique, 3 surface de la terre recouverte de glace (peut être l'eau), 4 bas du remplissage alluvial, 5 surfaces d'érosion, 6 modèle de séquence de remplissage, 7 tourbes, 8 sables fins, 9 limon, 10 sables grossiers, I, II canaux de remplissage, CH canal de chute d'eau, Fg dépôts fluvio-glaciaires dans la zone marginale de la vallée, m.a.s.l : «metres above sea level» mètres au-dessus du niveau de la mer.

Figure 2-8: Illustration d'image tomographique identifiant les structures géologiques de la vallée alluviale de la rivière Obra en Pologne (Słowik, M., 2012).

2.3 Méthodes d'analyse de stabilité des pentes

Le choix de faire des analyses numériques dans une étude de la stabilité de digue est dicté par les raisons suivantes:

a) L'enrochement utilisé pour stabiliser la pente, pendant le rehaussement de la digue ou des travaux futurs d'amélioration de la stabilité, doit être contrôlé de façon optimale. Un certain volume d'enrochement est utilisé du côté aval de la digue à chaque fois jusqu'à ce qu'on obtient le facteur de sécurité voulu sans causer de risque à la stabilité de la digue. Ce processus d'optimisation du volume d'enrochement est complexe, il est plus facile à étudier son évolution et son impact par des simulations.

b) Si notre modèle est constitué de plusieurs matériaux, le facteur de sécurité est déterminé simultanément pour tous les matériaux par des modélisations. On obtient un facteur de sécurité minimum.

En général, les méthodes de dimensionnement pour analyser la stabilité des pentes peuvent être schématisées comme sur la Figure 2-9. Les principaux objectifs liés à ces méthodes sont pour : 1) déterminer les conditions de stabilité de pente du massif rocheux ou des sols; 2) d'étudier les mécanismes de rupture potentielle; 3) déterminer la sensibilité et la susceptibilité des pentes aux différents mécanismes de déclenchement de la rupture; 4) tester et comparer les différentes options de support et de stabilisation; 5) concevoir des pentes de façon optimale en termes de sécurité, de fiabilité et d'économie.

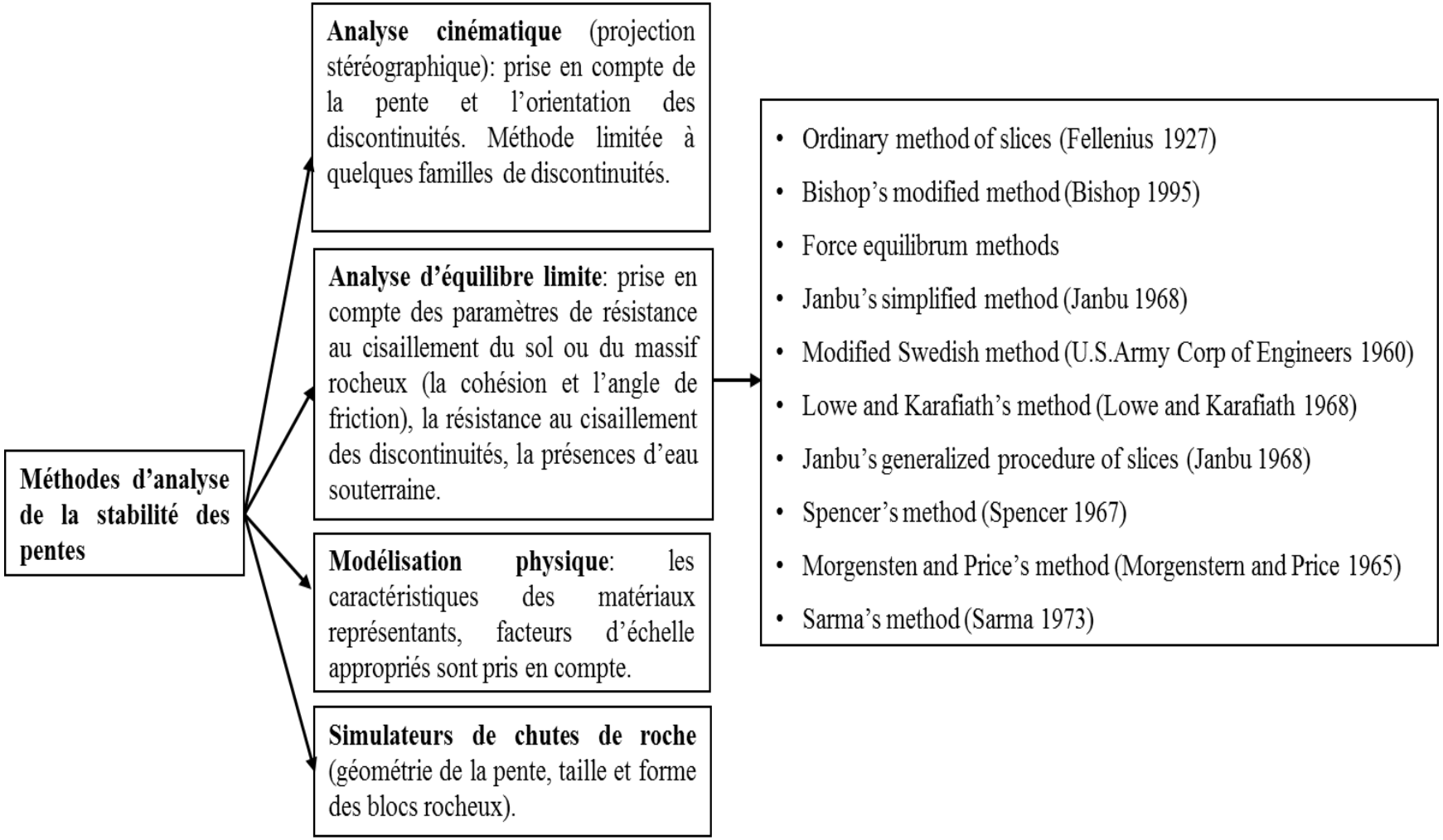


Figure 2-9: Schématisation des méthodes d'analyse de stabilité des pentes (Eberhardt, 2003)

Les méthodes d'analyse en équilibre limite « *Limit equilibrium analysis* », comme Morgensten and Price, Fellenius, Janbu, et autres (Figure 2-9), représentent un groupe de techniques de modélisation qui étudient les mécanismes pouvant initier ou déclencher un glissement (seuil d'équilibre). Ces techniques sont largement utilisées et il y a plusieurs logiciels qui sont commercialisés, notamment SLOPE/W (de Geo-Slope International, Canada) qui est utilisé dans le cadre de ce mémoire.

2.4 Analyse numérique des contraintes

Les modélisations utilisées pour évaluer le comportement géotechnique des digues sont basées sur des modèles mathématiques (dits lois de comportement ou modèles constitutifs) qui décrivent un processus physique évoluant dans le temps. Par exemple, on peut simuler la réponse mécanique d'un massif rocheux ou un sol soumis à un ensemble de conditions initiales telles que les contraintes in situ et les niveaux d'eau, les conditions aux limites et des changements induits tels que l'excavation de la pente. Dans ces modèles numériques, on divise la masse rocheuse ou le sol en zones. Chaque zone se voit attribuer un modèle de matériau et les propriétés. Le résultat d'un modèle numérique peut être comparé en toute confiance aux méthodes empiriques dans lequel le mode de rupture est défini explicitement (Eberhardt, 2003). Il peut également intégrer des caractéristiques géologiques telles que des failles, les fissures et la position de la nappe d'eau souterraine, fournissant des approximations plus réalistes du comportement des pentes que les modèles analytiques. Certaines considérations sont importantes pour assurer la qualité de la modélisation dont :

a) La pente peut être simulée par la modélisation numérique en 2D ou en 3D. La plupart des analyses de pentes suppose une géométrie à deux dimensions.

b) Les conditions initiales sont les conditions qui existaient avant l'excavation du massif (p. ex. exploitation minière). Les conditions initiales importantes pour les sites miniers sont les contraintes *in situ* et les conditions de l'eau du sol (Eberhardt, 2003). La plupart des analyses de pentes supposent une géométrie à deux dimensions comprenant des talus d'extension infinie dans des conditions de déformation plane. Mais, dans le cas des digues minières, les talus sont d'extension finie (Mbonimpa, 2014; notes de cours).

c) Les conditions aux limites : les limites sont réelles et artificielles. Les limites réelles des problèmes de stabilité de pente correspondent à la surface du sol naturel ou excavé. Dans le cas des limites artificielles, les problèmes de stabilité des pentes supposent une extension infinie d'un domaine réel tronqué artificiellement pour ne considérer que la zone d'intérêt.

La Figure 2-10 montre des limites typiques pour les emplacements des frontières artificielles à des problèmes de stabilité de pente. Ces frontières artificielles peuvent être de deux types : déplacement imposé ou contrainte imposée. Les limites de déplacement imposées empêchent le déplacement dans un sens vertical ou horizontal, ou les deux. Les limites de déplacement sont également imposées à la base du modèle pour empêcher la rotation du modèle. On permet seulement les déplacements subits à la surface.

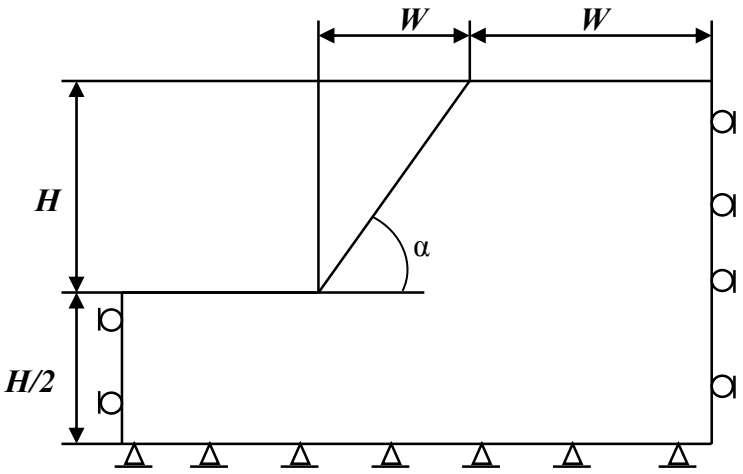


Figure 2-10 : Illustration de recommandations typiques pour les emplacements des limites artificielles dans l'analyse de stabilité de pente, *H* et *W* sont des distances (Eberhardt, 2003).

2.5 Indicateurs de rupture dans l'analyse de pente

2.5.1 Contraintes effectives

L'effet de la pression interstitielle pour la réduction des contraintes effectives est très important dans l'analyse de la stabilité de pente. En réduisant la contrainte effective σ', la résistance au cisaillement diminue et pourrait causer la rupture.

Ainsi, le critère de Mohr-Coulomb en tenant compte du principe de Terzaghi le démontre clairement :

$$\tau = c' + \sigma' tan\varphi' \qquad (2-9)$$

$$\sigma' = \sigma - u \qquad (2-10)$$

τ = résistance au cisaillement, c' = cohésion effective, et φ' = angle de friction interne effectif, σ' = contrainte effective, u = pression d'eau σ = contrainte totale verticale. Lorsque u = 0, $\sigma' = \sigma$ (dissipation de la pression interstitielle).

Aussi, la pression interstitielle et la contrainte totale sont calculées comme suit :

$$u = h_w \gamma_w \qquad (2-11)$$

$$\sigma = h_m \gamma_m \qquad (2-12)$$

Où h_w = hauteur d'eau (m); h_m = hauteur du matériau (m); γ_w = poids volumique de l'eau (kN/m^3); γ_m = poids volumique du matériau (kN/m^3).

Dans le cas d'une digue multicouche, la contrainte effective est donnée par la relation :

$$\sigma' = (h_{m1}\gamma_{m1} - h_w\gamma_w) + (h_{m2}\gamma_{m2} - h_w\gamma_w) + (h_{m3}\gamma_{m3} - h_w\gamma_w) + \ldots \qquad (2-13)$$

Lorsqu'il y a une consolidation lors des phases de construction de la digue, la dissipation des pressions interstitielles peut être exprimée en termes de degré de consolidation moyen U_{moy}(%) (Mbonimpa, 2014; notes de cours),

$$U_{moy}(\%) = \left(1 - \frac{u_t}{u_i}\right) \times 100 \qquad (2-14)$$

$$u_t = \text{ surpression interstitielle au temps } t$$

$$u_i = \text{ surpression interstitielle initiale}$$

Ou encore :

$$U_{moy}(\%) = \frac{tassement\ \ au\ temps\ t}{tassement\ final\ (t = \infty)} \qquad (2-15)$$

En d'autres termes, la consolidation U au temps t (en %) peut être exprimée comme :

$$U = 1 - \frac{\Delta u}{\Delta u_i} = 1 - \frac{\int_0^{2h} \Delta u(z,t)\, dZ}{2h\Delta\sigma} \qquad (2-16)$$

$\int_0^{2h} \Delta u(z,t)\, dZ$ = surpression interstitielle en un point z, au temps t (aire sous isochrone t_i) (Figure 2-11).

$2h\Delta\sigma$ = surpression interstitielle initiale (aire sous isochrone initiale (t = 0).

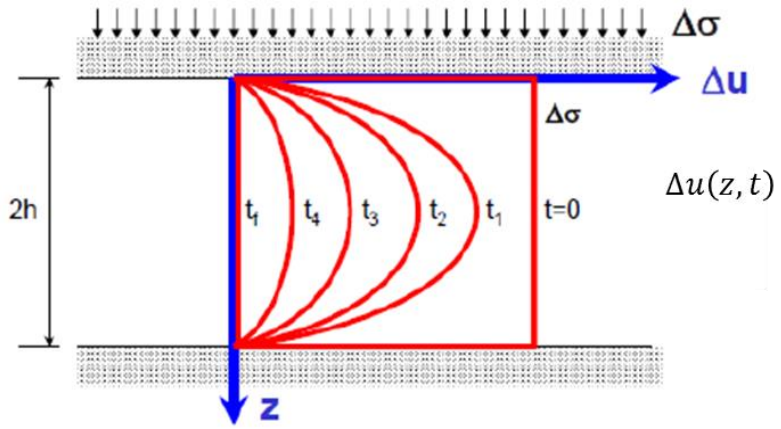


Figure 2-11 : Illustration de la théorie de consolidation selon Terzaghi (tiré de Mbonimpa, 2014; notes de cours GNM 1010)

Le phénomène de la consolidation peut être expliqué en considérant un point M d'un massif de sols saturés de faible perméabilité, dans un état initial caractérisé par la contrainte verticale effective ($\sigma_v' = \sigma'_{v0}$) et la pression interstitielle u. En appliquant à la surface du massif, à un instant t = 0, un chargement, celui-ci provoquera à ce point M une augmentation de contrainte $\Delta\sigma_v$. Lors de l'application de la charge, l'eau n'a pas le temps d'être drainée en raison de la faible perméabilité du sol, la pression interstitielle devient $u + \Delta u$ ($\Delta u = \Delta\sigma_v$). La relation $\sigma_v = \sigma_v' + u$ devient $\Delta\sigma_v = \Delta\sigma_v' + \Delta u$.

L'équation générale régissant la consolidation est une équation différentielle de 2nd degré donnée par la relation :

$$c_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial u}{\partial t} \qquad (2-17)$$

En tenant compte des conditions de simple et de double drainage, la solution de l'équation (2-17) est donnée par :

$$\Delta u(z,t) = \Delta\sigma \sum f_1(Z) f_2(T_v) \qquad (2-18)$$

Où Z (= z/H) et T_v sont des paramètres adimensionnels :

T_v (= facteur temps) est donné par la relation suivante :

$$T_v = \frac{C_v}{H^2} t = \frac{k\, E_{oed}}{H^2 \gamma_w} \qquad (2-19)$$

Où c_v (m^2/j) = coefficient de consolidation déterminé habituellement à l'aide d'un essai de consolidation (essai œdométrique);

H : distance de drainage : dans le cas d'un double drainage d'une couche d'épaisseur h, H = h/2; s'il s'agit d'un drainage simple, H = h;

t = temps ;

k = coefficient de perméabilité (cm/sec ou m/jour).

Le coefficient de consolidation (c_v) est donné par l'équation suivante :

$$c_V = \frac{k(1+e)}{a_v \gamma_w} \qquad (2-20)$$

Où e = indice des vides ;

a_v coefficient de compressibilité (m^2/kN).

Dans cette étude, le logiciel par éléments finis SEEP/W sera utilisé afin de déterminer le niveau de la nappe phréatique dans le parc à résidus et dans la digue. D'autres codes par éléments finis pourraient servir à construire les réseaux d'écoulement, de déterminer la pression interstitielle ou encore des surpressions interstitielles pendant la consolidation de la digue en construction.

2.5.2 Facteur de sécurité

Dans les méthodes conventionnelles d'analyse en équilibre limite, le coefficient ou le facteur de sécurité (FS) est défini comme étant le rapport entre les **forces résistantes** et les **forces motrices** conduisant à des mouvements de basculement ou de rupture par glissement (Krahn, 2007, tiré de *GEO-SLOPE International, 2007*).

$$FS = \frac{\sum S_r}{\sum S_m} \qquad (2-21)$$

Où S_m = Force motrice tendant à faire glisser le bloc; S_r = Force résistante due au frottement et à la cohésion.

Le facteur FS peut également être défini comme le rapport de la résistance au cisaillement réelle à la résistance au cisaillement requise à l'équilibre (Eberhardt, 2003, Eberhardt et al., 2003, Diederichs et al. 2007, Ormann et al., 2013, Mbonimpa, 2014, note de cours de géotechnique) qui est décrit comme suit :

$$\mathrm{FS} = \frac{\text{résistance au cisaillement que possède le sol}}{\text{résistance au cisaillement du sol réquise à l'équilibre}} \qquad (2-22)$$

Le FS peut être finalement exprimé selon le moment, comme suit :

$$\mathrm{FS} = \frac{\text{moments des forces résistant au glissement}}{\text{moments des forces causant le glissement}} \qquad (2-23)$$

Il existe plusieurs méthodes d'estimation du facteur de sécurité (Tableau 2-3) et les équations ci-dessus sont à la base de ces méthodes. Dans ce mémoire, nous avons utilisé la procédure de Morgenstern-Price qui est une méthode, entre autres, rigoureuse permettant l'utilisation d'outils informatiques contrairement à la méthode de Fellenius qui nécessite des calculs manuels avec des courbes de ruptures des talus circulaires. Cette méthode de Morgenstern-Price permet les ruptures des talus non circulaires, mais dans le cas des digues de rejets miniers les ruptures sont généralement circulaires.

Tableau 2-3 : Utilisation des équations du FS avec différentes solutions analytiques (Krahn, 2004, tiré des notes du cours de géotechnique 2014, GNM1010).

Méthode	Equation de moments	Equation de forces
Fellenius simple	Oui	Non
Bishop's simplifiée	Oui	Non
Janbu's simplifiée	Non	Oui
Spencer	Oui	Oui
Morgenstern-Price	Oui	Oui
Corps of Engineers - 1	Non	Oui
Corps of Engineers - 2	Non	Oui
Lowe-Karafiath	Non	Oui
Janbu Generalized	Oui	Oui
Sarma – tranches verticales	Oui	Oui

Ce choix de la méthode de Morgenstern-Price (on pouvait aussi choisir la méthode de Spencer) pourrait être aussi justifié par le fait qu'elle exprime les deux concepts de base pour déterminer le facteur de sécurité. Le facteur de sécurité *versus* lambda (coefficient de Lamé) indique le facteur de sécurité minimum au point d'intersection des moments et des forces (Figure 2-12).

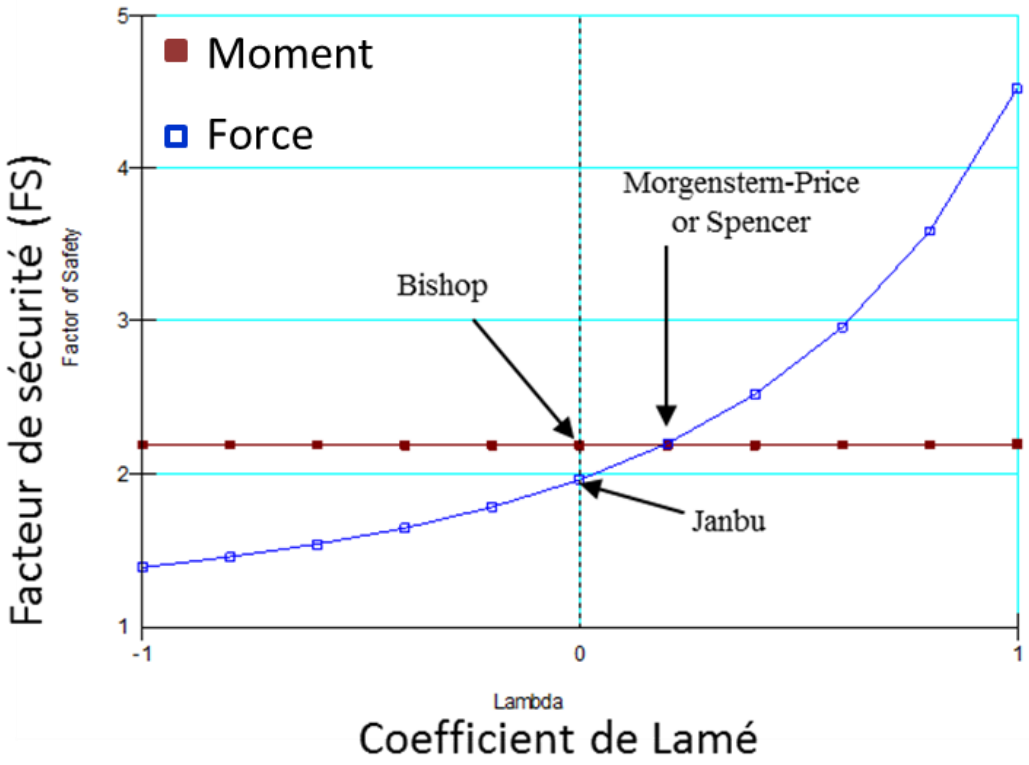


Figure 2-12 : Représentation graphique du FS selon les moments ou forces d'équilibre. Cas d'un FS correspondant à 2,15.

Lorsque les risques sont éminents, on suggère d'avoir un facteur de sécurité plus grand afin de réduire ces risques. La valeur minimale acceptable typique de facteur de sécurité est d'environ 1,3 pour la fin de la construction et de rehaussement à plusieurs étages; de 1,5 pour les conditions de charge normale à long terme; et 1,1 à 1,3 pour la vidange rapide d'eau du parc moins fréquent (tiré de Eberhardt, 2003). Un facteur de sécurité minimum de 1,3 à 1,5 est suggéré pour la stabilité des pentes des zones amont et aval de la digue en fin de construction (Aubertin et al., 2002b, Ormann et al., 2013).

Le FS peut également être défini comme le rapport de la résistance au cisaillement réelle (mesurée) à la valeur supposée de la résistance au cisaillement réduite conduisant à la rupture. Cette technique présente des avantages par rapport à l'approche classique. La surface de rupture critique est trouvée automatiquement et il n'est pas nécessaire de préciser la forme de la surface de rupture. En général, le mode de rupture des pentes est plus complexe que de simples cercles ou des surfaces segmentées. Pour faire une analyse de la stabilité des pentes avec la méthode de résistance au cisaillement réduite (RCR), on simule une série de facteurs de sécurité (SRF = *strength reduction factor*) de plus en plus élevés, tandis que la cohésion effective c' et l'angle de friction effectif φ' réels (par exemple mesurés au laboratoire) sont réduits pour chaque simulation en utilisant les équations (2-24) et (2-25) (Eberhardt, 2003; Diederichs et al., 2007; Ormann et al., 2013). Le SRF est graduellement augmenté jusqu'à ce que la rupture se produise.

$$C'_{\text{essai simulation}} = \frac{C'_{\text{mesurée}}}{\text{SRF}} \qquad (2-24)$$

$$\tan\phi'_{\text{essai simulation}} = \frac{\tan\phi'_{\text{mesuré}}}{\text{SRF}} \qquad (2-25)$$

Si le modèle est constitué de plusieurs matériaux, les réductions sont effectuées simultanément pour tous les matériaux. Le facteur de sécurité d'essai est graduellement augmenté jusqu'à ce que la rupture se produise. À la rupture, le facteur de sécurité est égal au facteur de sécurité d'essai.

2.5.3 Forces non équilibrées (non-convergence)

Pour effectuer les simulations numériques de l’analyse de stabilité d’un talus, le modèle géométrique doit d’abord subir un maillage en plusieurs éléments. Chaque point de la maille dans un modèle numérique est entouré par les zones adjacentes contribuant à des forces au point de la maille (Eberhardt, 2003). À l'équilibre, la somme algébrique de ces forces est presque nulle, autrement dit, les forces agissant sur un côté du point de la maille sont presque en équilibre avec celles agissant sur l'autre côté. La force non équilibrée qui s’approche d’une valeur constante non nulle indique un comportement élastique et/ou écoulement plastique dans le modèle. Une valeur très faible des forces asymétriques indique l'équilibre des forces à tous les points de la grille, mais un écoulement plastique stable peut se produire lentement (Eberhardt, 2003). Comme conséquence, la force non équilibrée engendre un déplacement, donc une rupture peut être produite.

CHAPITRE 3 OUTILS ET MÉTHODES

3.1 Mine Doyon-Westwood

3.1.1 L'histoire de développement et localisation de Doyon

La Mine Doyon est située à environ 40 kilomètres à l'est de Rouyn-Noranda et dans le nord-ouest du Québec, au Canada. Le site minier Doyon couvre une superficie d'environ 1817 hectares dans la ceinture aurifère Cadillac-Bousquet de la région de l'Abitibi. Le secteur de Cadillac-Bousquet représente un centre minier depuis environ un siècle et constitue encore d'importants potentiels miniers. Dans les années soixante, Arthur Doyon a effectué d'intenses prospections sur le site Doyon. Ce site est devenu la copropriété de Silverstack Mines Company Ltd et de Soquem inc. en 1972 (Golder Associés Ltée et la Mine Doyon, 1996). Entre 1972 et 1975, ils ont effectué des travaux d'exploration. Lac Minerals Ltd acquiert la participation de Silverstack Mines Ltd en 1975. L'exploitation à ciel ouvert de la mine Doyon a débuté en 1980 et l'exploitation souterraine a commencé en 1985; après une période transitoire, elle est devenue complètement souterraine en 1989. En 1986, Cambior inc. est devenue copropriétaire avec une participation de 50 % dans la mine d'or Doyon, et ensuite devenue seule propriétaire en 1998. En 2006, IAMGOLD devenu propriétaire de la division Doyon, qui englobe la mine d'or Doyon et Mouska, suite à une fusion avec Cambior (Golder Associés Ltée et la Mine Doyon, 1996).

En 2004, des forages à la surface ont permis la découverte du gisement de Westwood, à 2 km à l'est de la mine Doyon, mais situé sur la propriété Doyon (Figure 3-1) (Golder Associés Ltée et la Mine Doyon, 1996). À la suite de cette découverte majeure couronnée par de maints résultats positifs, une étude d'évaluation préliminaire terminée en janvier 2009 prévoit une production aurifère annuelle de 200 000 onces et un début de production au début de 2013.

Au cours des années de production de la mine Doyen jusqu'en décembre 1995, l'exploitation à ciel ouvert a généré deux haldes contenant chacune 21 millions de tonnes de roches stériles. Environ 8 millions de tonnes de roches stériles ont été utilisées dans la construction des digues du parc à résidus #1, des routes d'accès à ce parc, comme remblai ainsi que dans la construction des chemins du site. En plus des roches stériles, les haldes sont constituées d'environ 13 millions de m^3 de mort-terrain, issus de la découverture des fosses. En 2010, la mine Doyon (y compris le site Mouska) a

généré 25 millions de tonnes de roches stériles et 22 millions et cent mille tonnes de résidus (y compris les boues) (Golder Associés Ltée et la Mine Doyon, 1996).

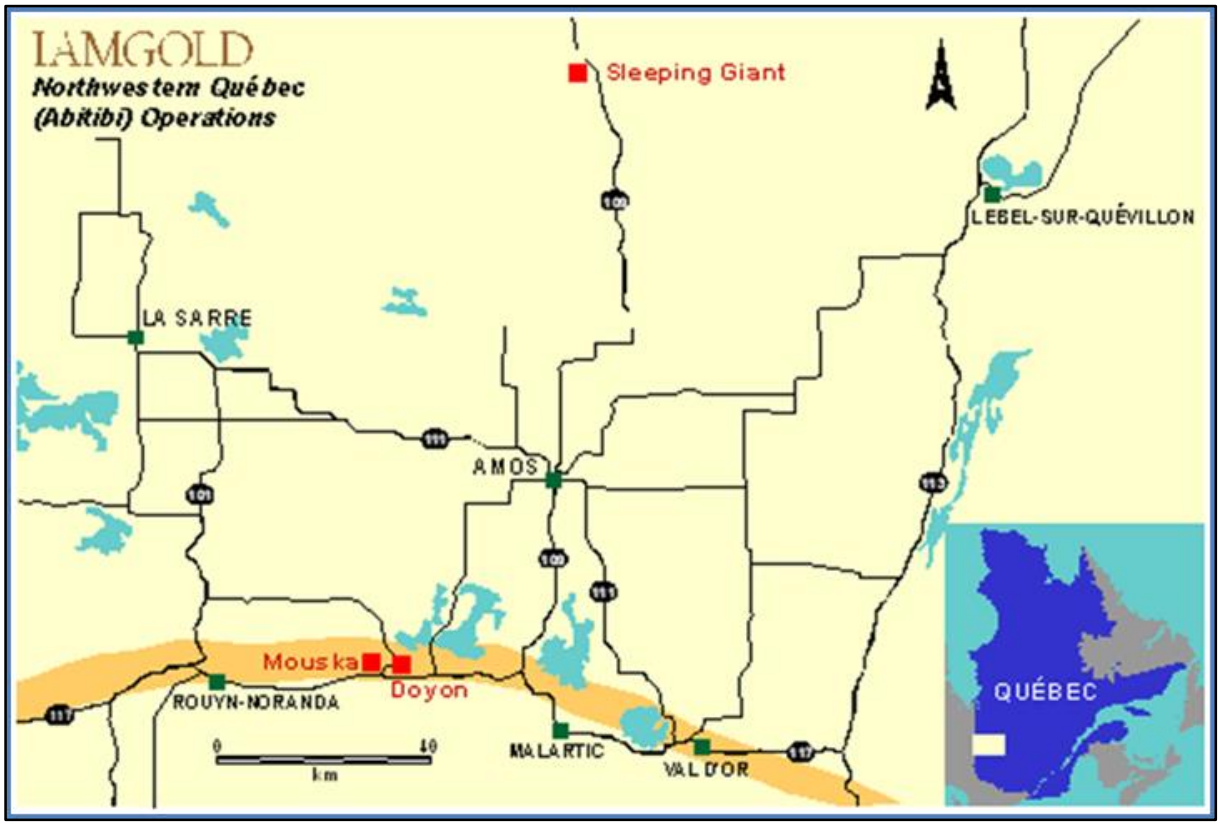


Figure 3-1: Localisation de la propriété Doyon (site web d'IAMGOLD).

3.1.2 Géologie de la région d'étude

La mine Doyon est située dans la partie sud de la sous province Abitibi qui elle-même fait partie de la province du Supérieur. La sous-province d'Abitibi est constituée d'une alternance de ceintures de roches méta-sédimentaires et de sillons de roches vertes d'origine volcanique avec une orientation générale E-O. Ensuite, ces roches sont recoupées par des intrusions granitoïdes (Savoie et al., 1991; Golder et associés Ltée et Mine Doyon, 1996). Trois grands ensembles lithologiques y sont représentés. Les roches volcaniques de composition mafique à felsique du groupe de Blake River occupent la plus grande partie de la propriété minière (Figure 3-2). Elles sont bordées au nord et au sud par des roches sédimentaires appartenant respectivement au groupe de Kewagama principalement composé de grauwackes finement lités; et au groupe de Cadillac composé de tuf, de formation ferrugineuse et de grauwackes (Savoie et al. 1991). Les roches volcaniques du groupe

de Blake River sont également recoupées dans le secteur ouest de la propriété par les roches intrusives du complexe de Mooshla constitué de diorite quartzifère, de leuco tonalité et de tonalité porphyrique (Savoie et al., 1991). Sa pointe orientale (pluton de Mooshla) seule se trouve sur la propriété minière. Du point de vue métamorphique, toutes les roches de la propriété minière de Doyon, sauf des dykes de diabase, sont métamorphisées aux faciès schistes verts (Savoie et al., 1991). Sur le plan structural, une déformation fort hétérogène est caractérisée par une schistosité orientée E-O à ONO-ESE, dont le pendage varie entre 65° et 80° vers le sud. L'intensité de cette schistosité est très variable sur de courtes distances.

Trois zones minéralisées représentent la mine Doyon, soit les zones N°1, 2 et 3 (Figure 3-2). La zone #1 se situe dans un schiste à séricite et/ou chlorite et elle est caractérisée par la présence de veines de pyrite-quartz qui sont subparallèles à la schistosité locale (Savoie et al., 1991). Dans cette zone, la proportion moyenne pour la pyrite est 40-70%, quartz (10-30%), chalcopyrite (trace). La zone #2 contient la majeure partie de la minéralisation connue à l'époque et elle est caractérisée de veines et veinules de quartz-pyrite (50-90%) et localement chalcopyrite (1-15%) qui sont en majorité dans les roches volcaniques felsiques et en partie dans celles volcaniques mafiques. Ces veines se regroupent en zones dont l'épaisseur peut atteindre 5 à 15 mètres sous terre, mais qui pourrait atteindre 65 mètres dans la fosse. La partie ouest est constituée de veines millimétriques à centimétriques de quartz-pyrite et de localement de chalcopyrite. Ces veines sont d'orientation variable de NNO-SSE à NNE-SSO et elles sont fortement inclinées vers l'ouest. Elles sont essentiellement dans les roches plutoniques de Mooshla dont les principaux faciès sont la diorite porphyrique et la leucotonalite. Dans toutes les zones, on trouve de carbonate, séricite, chlorite dans l'ordre de 1 à 5%, des traces de sphalérite, galène, tellure et d'or visible dans les zones 2 et 3 (Savoie et al., 1991).

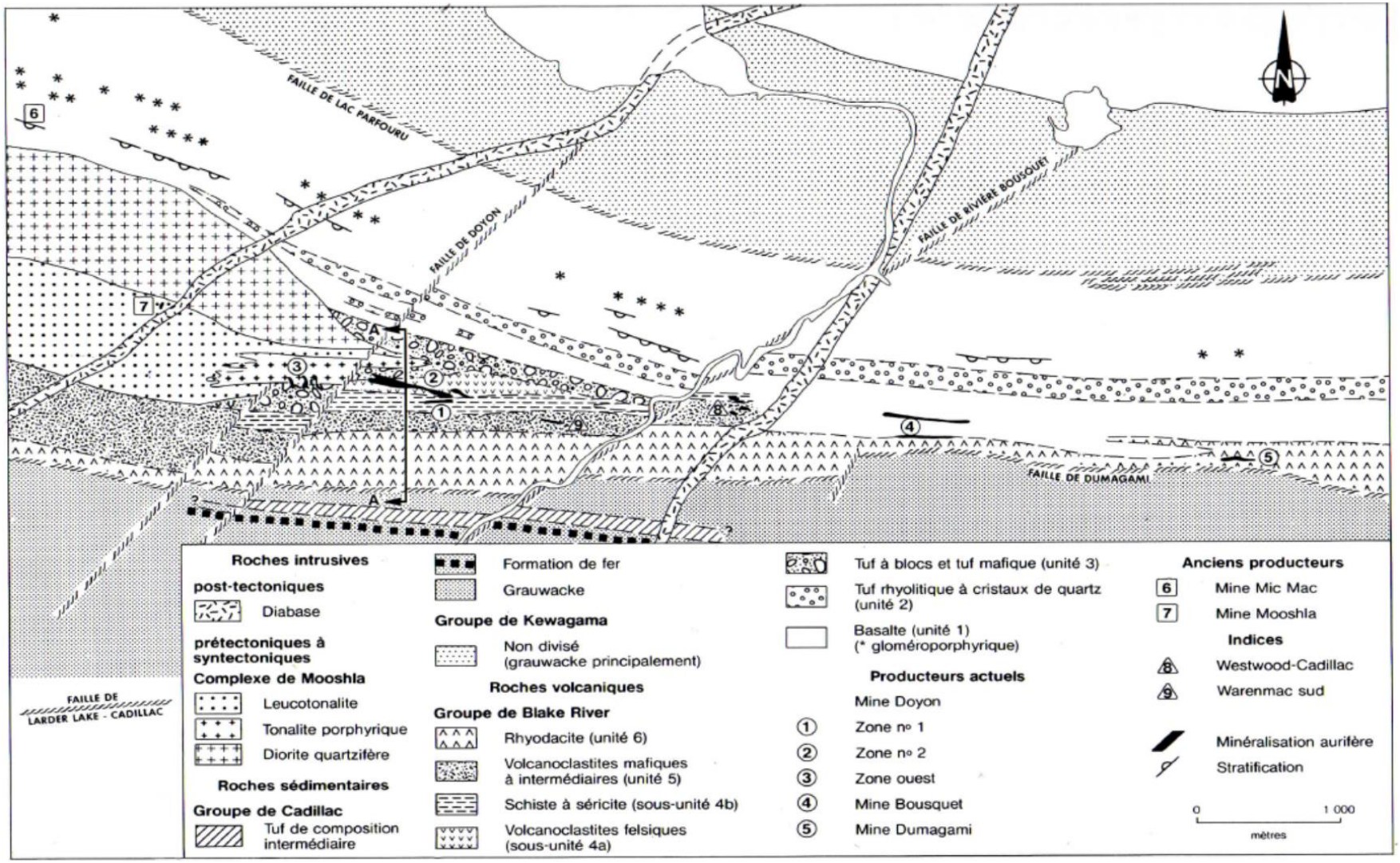


Figure 3-2: Carte géologique du District minier de Bousquet (Savoie et al., 1991)

3.1.3 Construction des digues à la Mine Doyon

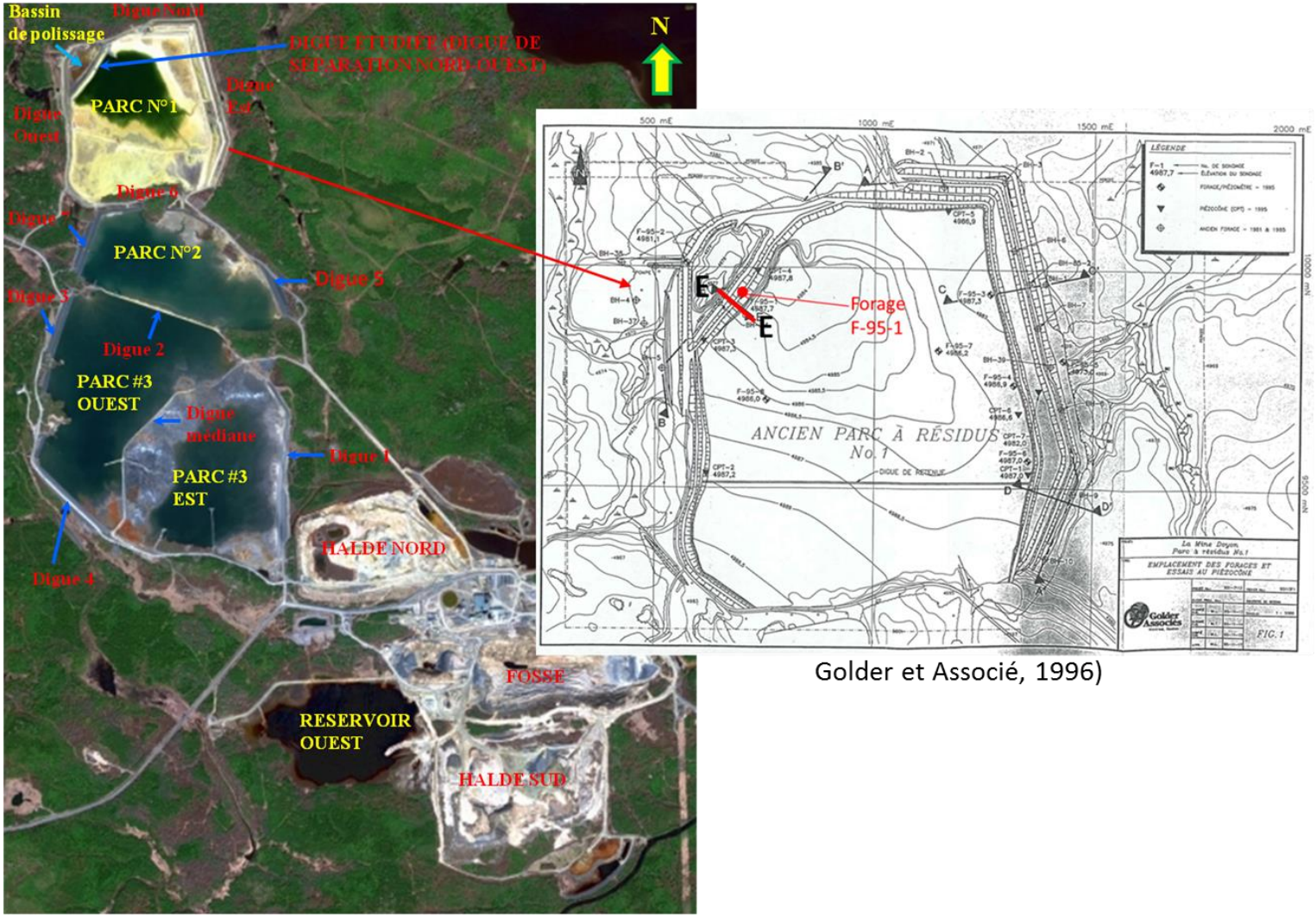
Une partie de la mine à ciel ouvert et les installations ont été construites sur un haut topographique d'une élévation de 30 m. L'élévation du terrain diminue pour atteindre -13 m au Sud de la rivière Bousquet et -5 m au Nord aux alentours du parc à résidus #1 (sachant que l'élévation 0 correspond à 4970 m selon le système de coordonnées de la Mine (cf. Annexe A)) (Golder Associés Ltée, 1996). Les dénivelés les plus marqués sur le site sont dus aux haldes à stériles. Les niveaux topographiques élevés sont caractérisés par des affleurements rocheux ou par une faible couche de mort-terrain qui recouvre la roche mère. Les flancs des hauts topographiques sont marqués de moraine sous une faible épaisseur de sol végétal. Dans certains endroits, la moraine atteint 5 à 6 m d'épaisseur et a servi à la construction des digues comme bancs d'emprunt.

La stratigraphie des bas topographiques sur la quasi étendue du site est composée de sol organique jusqu'à un mètre d'épaisseur par endroits, suivi de dépôts lacustres de silt et d'argile atteignant jusqu'à 15 m d'épaisseur par endroits (Golder et associés Ltée, 1996). Ces couches d'argile et de silt sont suivies par une couche de moins de 5 m d'épaisseur de sable et de silt situé au-dessus de la roche mère. La faible perméabilité de la couche argileuse dans les bas topographiques a été déterminante dans la construction de parcs à résidus peu perméables et bassins de captage d'eaux acides. Par contre, les propriétés géotechniques de l'argile, caractérisées par de faibles résistances au cisaillement (< 25 kPa) et des teneurs en eau élevées (> 60 %), ont rendu nécessaire la construction de bermes de stabilisation pour assurer la stabilité des digues (Golder et associés Ltée, 1996). Localement, on note la présence des eskers et autres dépôts glaciaires de sable et sable graveleux dont certains ont été utilisés dans la construction des digues de parcs à résidus.

Selon un rapport préparé conjointement par Golder et associés Ltée et la Mine Doyon en 1996, la composition de la roche stérile de la halde Sud est à 50% de schistes à séricite, 25–30 % de volcanoclastiques acides et 20–25 % de diorites et d'autres roches. D'après le même rapport, le contenu en pyrite de la roche stérile est relativement bas, 1,5 % dans la diorite et 7 % dans le schiste à séricite. La concentration moyenne en pyrite de la halde Sud varie entre 3,5 et 4,5 %. Cependant, la roche de la zone altérée constitue une source potentielle de production d'acide élevée et un potentiel de neutralisation bas, ce qui entraîne un drainage minier acide (DMA) des haldes à stériles dont la première apparition a eu lieu en 1984 à la mine Doyon.

À la mine Doyon, on compte trois parcs à résidus (Figure 3-3). Dans le cadre de ce travail, on se concentre sur le parc #1 couvrant 75 ha. L'entreposage des résidus de concentrateur a débuté dans le parc #1 en 1981. Le parc avait une capacité de 7 millions de tonnes dont le remplissage se faisait des points hauts situés au sud et le long de la digue Est, en laissant donc les résidus se déposer uniformément vers l'étang situé au coin Nord-Ouest du parc (Golder et associés Ltée, 1996). En 1988, avec l'accroissement de la production et de la capacité de traitement du minerai à l'usine qui passait de 1000 t/jour à 3000/jour, une digue de séparation a été érigée pour que les résidus puissent être étalés sur tout le périmètre du parc #1 afin d'accroître la capacité du parc à contenir jusqu'à 9 millions de tonnes de résidus. Suite à des difficultés liées à la gestion de l'eau entre 1992 et 1999, les parcs #2 et #3, avec une superficie de 115 ha, ont été construits progressivement pour une capacité totale d'emmagasinage de ~15 millions de tonnes (Golder et associés Ltée, 1996).

Le parc #1 est entouré par des hauts topographiques naturels au Nord et au Sud, par des digues au long des côtés Est et Ouest. La digue de séparation Ouest empêche l'écoulement des résidus vers l'étang de circulation. La mise en place de ce parc à résidus a commencé par la construction de digues faites de moraine, de sable et de gravier, suivie de rehaussement vers l'amont des digues avec les roches stériles au début, puis en excavant des résidus avec un recouvrement de roche comme protection contre l'érosion. Les digues ont été érigées suivant une élévation en crête d'environ 15 m (système de coordonnées de la mine) au-dessus du sol original sur le côté Est (Golder et associés Ltée, 1996). Mais, la digue de rétention d'eau pour l'étang de recirculation situé au coin Nord-Ouest du parc #1 a une élévation de 7 m au-dessus du sol original. La largeur des crêtes est comprise entre 5 et 7 m. Toutes les digues, sauf celle de séparation Ouest, ont été rehaussées avec la construction de bermes construites entre les phases compte tenu de la faible capacité de la fondation. Les pentes de la plupart des digues sont comprises entre 26,6 et 45° (Golder et associés Ltée, 1996).



(image Google Earth, 2015)

Golder et Associé, 1996)

Figure 3-3 : Site de la mine Doyon, à gauche vue d'ensemble, à droite parc N°1 avec la coupe E-E et le forage géotechnique F-95-1.

3.2 Outils de travail

Dans le cadre de ce projet de recherche, nous avons effectué cinq campagnes de terrain sur la digue du parc à résidus #1 dont trois séries de mesures de géoradar et deux séries de mesures de résistivité électrique.

3.2.1 Géoradar

Dans ce projet, deux systèmes de géoradar tels que RIS MF Hi-Mod et pulseEKKO ont été utilisés pour investiguer la structure de la digue. L'avantage du système RIS MF Hi-Mod est qu'il combine deux fréquences différentes (200 MHz et 600 MHz) afin d'avoir plus de scans simultanément lors d'un seul passage sur la digue. L'avantage du système pulseEKKO est qu'il utilise de plus basses fréquences de 50 MHz à 200 MHz; ce qui permet d'imager une structure plus profonde. La Figure 3-4 représente les deux appareils de géoradar différents : Pulse EKKO Pro (société Sensors & Software) et RIS Hi-Mod de la société IDS (Ingegneria Dei Sistemi S.p.A.).

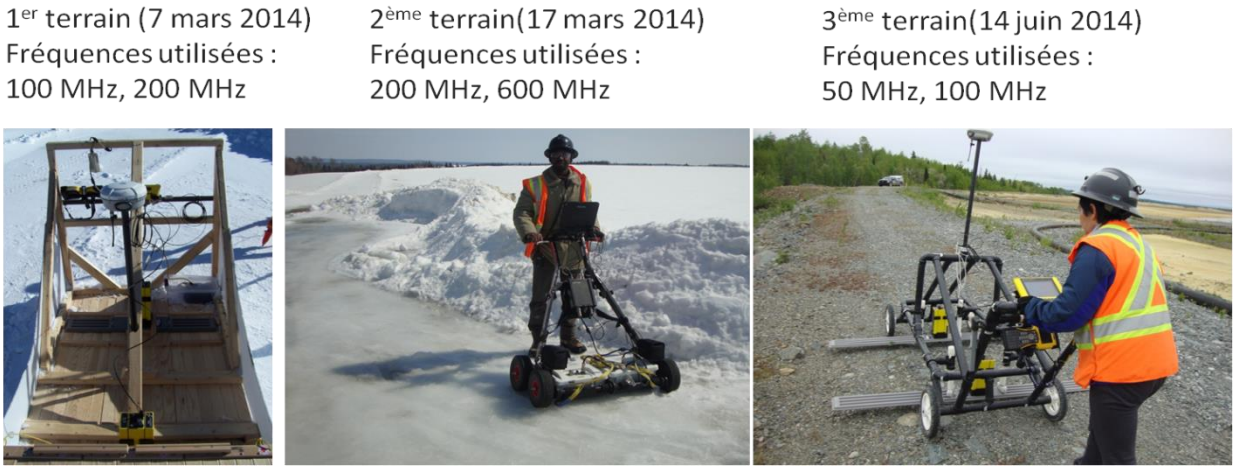


Figure 3-4 : Deux systèmes de mesure de géoradar utilisés dans notre étude.

3.2.2 Résistivité électrique

Un maximum de soixante-douze électrodes du système d'imagerie électrique de l'appareil de mesure « Syscal R1 Plus Switch 72 » de la société IRIS instruments a été utilisé afin d'investiguer la distribution de la résistivité à l'intérieur de la digue. Le long des profils, en changeant le nombre d'électrodes, l'intervalle entre les électrodes, et la configuration des

électrodes, les variations latérales et verticales de la résistivité à l'intérieur de la digue ont été étudiées (Figure 3-5).

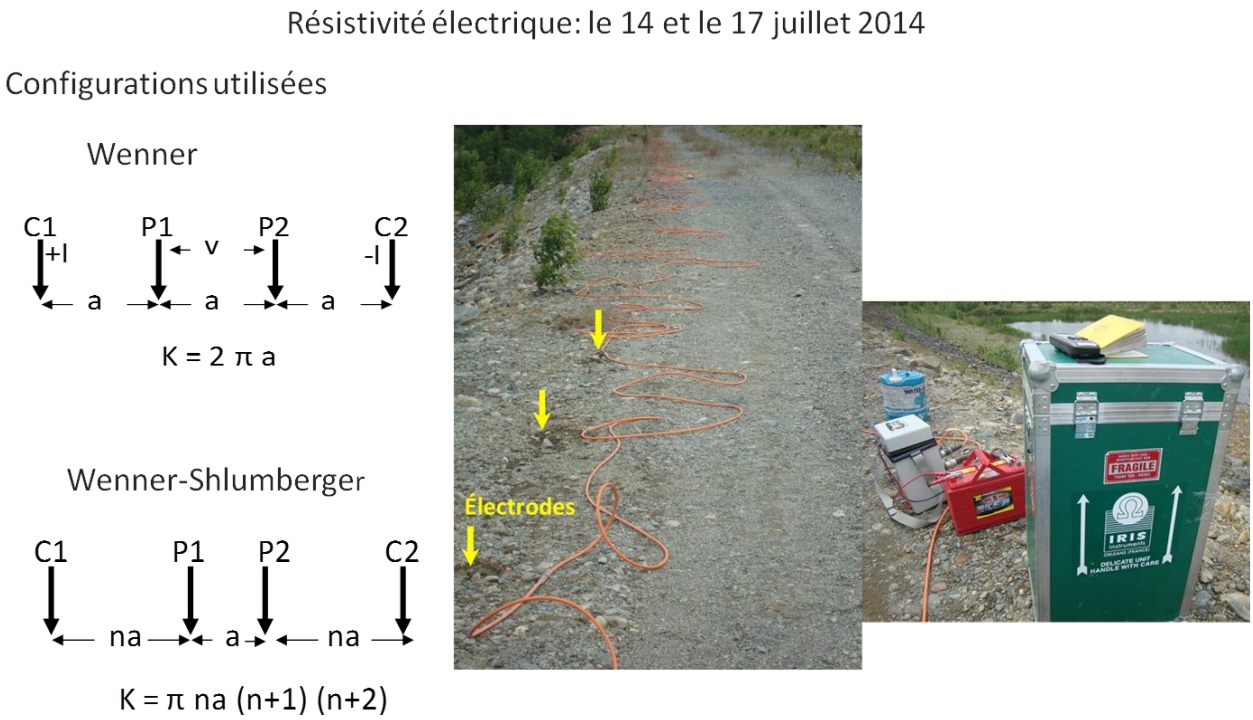


Figure 3-5 : Système utilisé pour tomographie électrique de la digue.

3.2.3 Outils de modélisation

Dans le cadre de ce mémoire, nos choix d'outils de modélisation numérique se limitent aux logiciels disponibles à l'IRME-UQAT, à savoir les logiciels SEEP/W et SLOPE/W de la suite Geo-Studio de Geo-Slope International. Le logiciel SEEP/W a été utilisé pour déterminer les niveaux de la nappe phréatique pour tous les cas simulés avant de les exporter dans le logiciel SLOPE/W. Le SLOPE/W est un logiciel (2D) qui permet d'analyser la stabilité des pentes en se basant sur la détermination du facteur de sécurité (FS). Ce facteur, en deçà d'une certaine valeur fixée selon les normes de construction (p. ex., Association canadienne des barrages, ACB), indique une rupture probable de l'ouvrage. Les critères de facteur de sécurité sont basés sur les lignes directrices sur la sécurité des digues de 2007 révisées par l'Association canadienne des barrages (ACB, 2013). Le Tableau 3-1 présente ces critères de FS minimum (ACB, 2013).

Tableau 3-1 : Critères de design de la stabilité des pentes (ACB, 2013).

Phase	Critère de facteur de sécurité minimum
Fin de la construction	1,3
Long terme	1,5
Séismique (conditions pseudo-séismiques)	1,0

3.3 Mesures réalisées

3.3.1 Géoradar

Durant les trois campagnes de terrain de géoradar, nous avons enregistré des données le long de 27 profils au total, cependant seulement les données de Pulse EKKO Pro sont interprétables parce que le système GPS de RIS HI-Mod n'a pas fonctionné. Toutefois, nous décrivons toutes les mesures réalisées dans ce qui suit.

Le 17 mars 2014

Les mesures effectuées le 17 mars 2014 ont utilisé le système Pulse EKKO Pro avec les antennes émettrices de 100 MHz et de 200MHz, plus un complément d'un GPS différentiel. À 100 MHz, deux profils relativement parallèles le long de la digue ont été mesurés avec un intervalle d'échantillonnage de 50 cm; par la suite une lecture automatique a refait le même passage des deux profils en mode "Free Run" (échantillonnage automatique à une vitesse relativement constante). Un des deux profils est sur la crête de la digue et un autre se situe sur le côté amont de la digue. Quatre profils perpendiculaires à la digue ont été mesurés à un intervalle de 50 cm, sur le plateau du côté Sud-Est (côté amont c'est-à-dire vers l'intérieur du parc). À 200 MHz, deux profils parallèles le long de la digue ont été enregistrés, sur les traces des profils précédents avec un intervalle d'échantillonnage de 50 cm; et une lecture automatique a refait les traces des deux profils en mode "Free Run" (Figure 3-6).

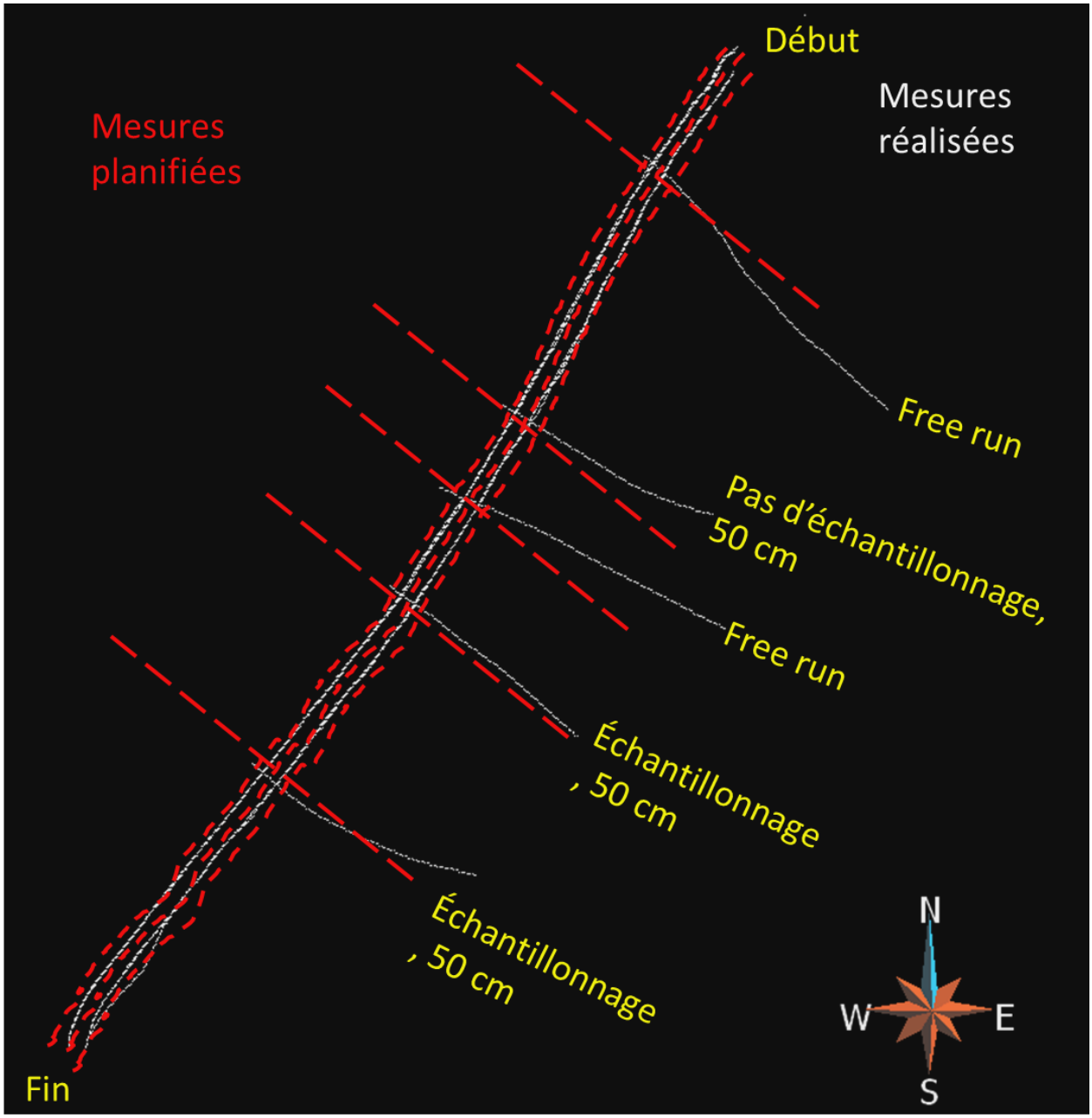


Figure 3-6: Illustration des coupes longitudinales et transversales, levés du 17 mars

Le 7 avril 2014

Quant aux mesures effectuées le 7 avril 2014, elles ont utilisé le système RIS HI-Mod avec les antennes émettrices de fréquences 200 MHz et 600 MHz. Nous avons loué ce système parce que les antennes sont blindées, il est modulé avec le GPS et une unité de contrôle qu'il fait un scan de deux fréquences simultanément. L'effet-écran s'assure que l'énergie radar transmise est seulement

émise à partir du fond du boîtier d'antenne émettrice, où il est en contact avec le sol et réduit les signaux externes (bruit) à partir des directions autres que la partie inférieure du boîtier. Trois « scan » relativement parallèles ont été réalisés le long de la digue avec un intervalle d'échantillonnage de 1,6 cm; en mode "Free Run" lecture automatique. À chaque scan on enregistre quatre profils simultanément (deux profils à 200 MHz et deux autres profils à 600 MHz). Malheureusement nous n'avons pas pu enregistrer les données de GPS associées aux mesures de géoradar, alors cette campagne n'est pas considérée dans notre interprétation pour la structure de la digue.

Le 5 juin 2014

Les mesures du 5 juin 2014, après que la neige soit fondue, ont été effectuées avec le système Pulse EKKO Pro et les antennes émettrices de basses fréquences 50 MHz et 100 MHz. À 50 MHz, deux profils relativement parallèles le long de la digue ont été réalisés avec un intervalle d'échantillonnage de 1m; deux profils sur la plage (côté amont) et un profil sur le plateau (côté aval), tous avec un intervalle d'échantillonnage de 1 m. À 100 MHz, deux profils relativement parallèles le long de la digue ont été enregistrés avec un intervalle d'échantillonnage de 1 m et ensuite un profil est réalisé en mode "Free Run" sur le même passage que les deux profils précédemment réalisés. Deux autres profils sur la plage (côté amont) et un profil sur le plateau (côté aval), tous avec un intervalle d'échantillonnage de 1 m.

À partir des données de géoradar issues des deux systèmes de mesure, il est possible d'essayer de déterminer des interfaces diélectriques qui représentent le contact entre deux différents types de matériaux (p. ex. entre l'argile et le sable). Sur la crête de la digue comprise entre 5 m et 7 m, les profils de Pulse EKKO Pro se superposent l'un sur l'autre afin d'estimer l'effet du changement de fréquence et de pas d'échantillonnage sur la mesure.

3.3.2 Résistivité électrique

Levé du 14 juillet 2014

La première pseudo-section a été effectuée au milieu du chemin se trouvant sur la digue. Les configurations Wenner-Schlumberger et Wenner ont été utilisées. Le voltage de transmetteur maximum est à 220 v pour les deux configurations, et un temps de 500 ns entre les prises de

données. Ajout d'eau salé aux électrodes pour un meilleur contact avec le sol. L'espacement entre 72 électrodes utilisées est de 5 m.

La 2e pseudo-section effectuée sur la plage (en bordure de l'eau). 54 électrodes sont utilisés avec un espacement de 5 m aux configurations Wenner-Schlumberger et Wenner. Le voltage de transmetteur maximum est à 220 v pour les deux configurations, et un temps de 250 ns entre les prises de données.

Levé du 17 juillet 2014

La 1re pseudo-section effectuée en bordure du chemin de la digue. On tente de confirmer des irrégularités observées sur la 1re pseudo-section effectuée le 14 juillet. 72 électrodes sont utilisées espacées de 5 m avec l'ajout d'eau salée aux électrodes. Les configurations Wenner-Schlumberger et Wenner ont été utilisées. Le voltage de transmetteur maximum est à 220v pour les deux configurations, et un temps de 500 entre les prises de données.

La 2e pseudo-section effectuée au même endroit que la précédente, mais les électrodes 1 à 18 et 55 à 72 ont été intercalées entre les électrodes 19 à 54 afin d'avoir 72 électrodes avec un espacement de 2,5 m. Les configurations Wenner-Schlumberger et Wenner ont été utilisées. Le voltage de transmetteur maximum est à 220 v pour les deux configurations, et un temps de 500 ns entre les prises de données. Un échantillonnage de l'affleurement rocheux présent aux abords de la digue a été effectué. Cet affleurement est observable sur la plupart des pseudo-sections. La conductivité de ce roc, observée sur nos profils, est inférieure à 0,1 S/m (siemens par mètre). Malheureusement nous n'avons pas pu déterminer sa valeur par KT-20, un appareil de mesure de conductivité et de susceptibilité magnétique.

La 3e pseudo-section effectuée en bordure du chemin de la digue (bordure opposée à la pseudo-section 1). 72 électrodes sont utilisées avec un espacement de 2,5 m et un ajout d'eau salée aux 72 électrodes. Les configurations Wenner-Schlimberger et Wenner ont été utilisées. Le voltage de transmetteur maximum est à 220 v pour les deux configurations, et un temps de 200 ns entre les prises de données.

La Figure 3-7 ci-dessous résume les descriptions ci-haut sont résumées et illustrées.

date	configuration	N.	espacement
14 juillet	Wen-Sch. et Wenner	72	5m
	Wen-Sch. et Wenner	54	5m
17 juillet	Wen-Sch. et Wenner	72	5m
	Wen-Sch. et Wenner	72	2,5m
	Wen-Sch. et Wenner	72	2,5m

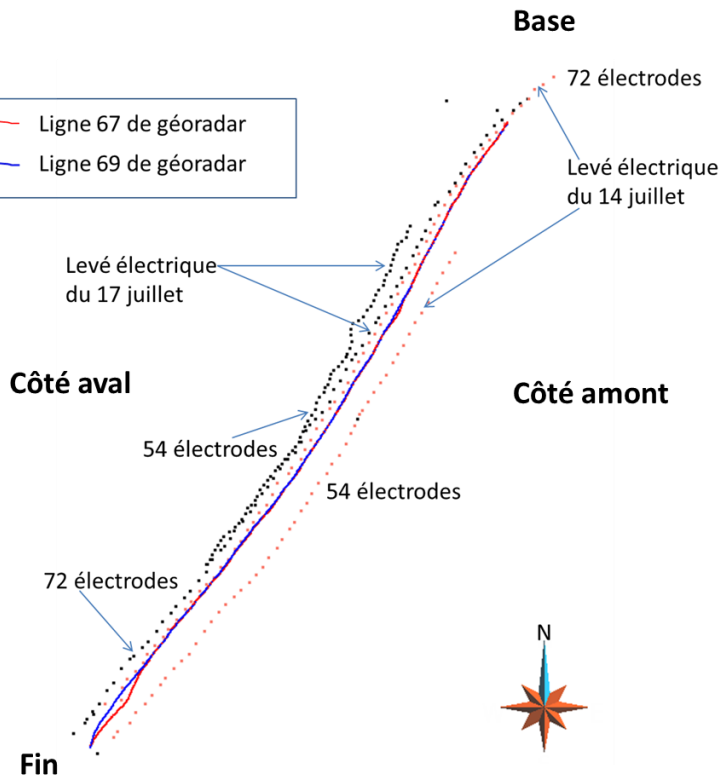


Figure 3-7 : Localisation des profils de résistivité et leurs configurations.

3.2.4 Modélisations numériques

Avant la simulation numérique, nous avons besoin de définir une géométrie représentative de notre, de déterminer les propriétés des matériaux qui constituent cette digue.

Détermination de la géométrie de la digue

En 1995, sur la base de profil lithologique (Annexe A), la coupe E–E réputée « plus critique » quant à sa stabilité a été choisie aux fins d'analyse (Golder et associés, 1996, tiré du rapport du plan de fermeture et restauration, 1999). La position de cette coupe, située sur la digue étudiée dans ce projet de recherche, est indiquée par une ligne rouge sur l'Annexe B. Selon le rapport du plan de fermeture et de restauration de la mine Doyon (1999) la digue étudiée a une pente qui varie entre 26,6° à 33,7º, elle atteint 15 m de haut. Pour les simulations numériques, c'est la géométrie de la digue à la fin de la construction qui sera reproduite (Figure 3-8). La succession, l'épaisseur et

l'étendue des couches seront également reproduites. La profondeur limite se situerait à la couche de moraine très dense suivie d'une couche de socle rocheux. Ces deux couches ne seront pas incluses dans le modèle numérique d'analyse de stabilité, car on peut considérer qu'elles ont déjà un comportement mécanique favorable à la stabilité qui reste en équilibre même après la construction de la digue.

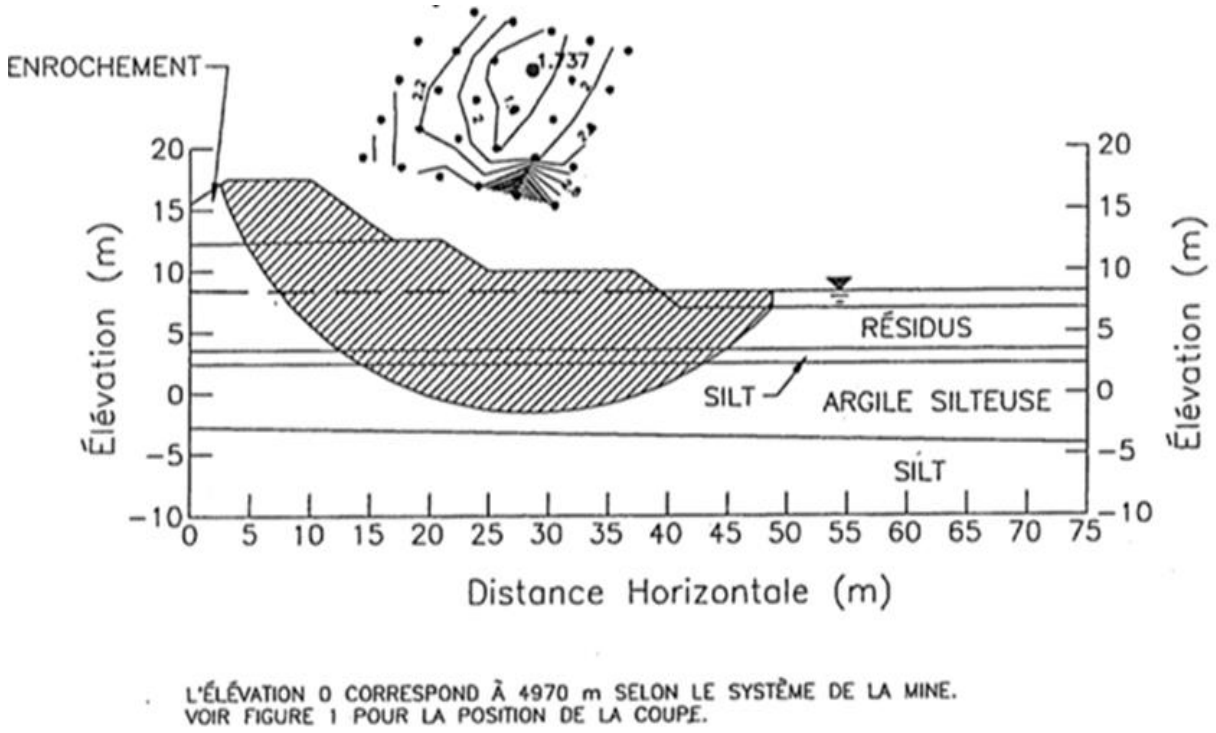


Figure 3-8 : Géométrie de la digue à la fin de la construction à l'endroit de la coupe E-E (Golder et associés, 1996).

Détermination des propriétés des matériaux utilisés dans le code SLOPE/W

Les valeurs des paramètres utilisés dans SLOPE/W (Tableau 3-2) proviennent essentiellement du rapport du « Plan de fermeture et de restauration de la mine Doyon, Déc. 1999, page 14 ». La valeur du poids volumique de l'enrochement est estimée à partir des informations fournies par des auteurs comme Masengo et Julien (2003), Massiéra et al. (2006), Ormann et al. (2013), respectivement de 19 kN/m^3, 19,5 kN/m^3, 20 kN/m^3, pour une valeur moyenne de 19,5 kN/m^3.

Tableau 3-2 : Valeurs des paramètres utilisés dans SLOPE/W.

Type de sol	Poids volumique (kN/m³)	Angle de friction (degrés)	Cohésion (kPa)	Résistance au cisaillement non drainé (kPa)
Résidus	19,0	35	0	0
Silt	19,2	28	0	0
Argile silteuse	16,5	30	0	40
Enrochement	19,5	38	0	38
Stérile	18,1	38	0	0

Comme l'épaisseur de la couche d'enrochement de la digue étudiée est de 5 m, on peut observer sur la Figure 3-9 que la résistance au cisaillement à cette profondeur est d'environ 38 kPa (Golder et Associés, 1996). En considérant la valeur de résistance au cisaillement à cette profondeur de 5 m au point d'essai de consolidation (38 kPa sur la Figure 3-9), on peut déterminer l'angle de frottement interne effectif dans les conditions drainées comme suit :

$$\sigma' = \sigma - u$$

$$= \gamma h - \gamma_w h_w$$

$$= (\gamma - \gamma_w)h \text{ pour sol saturé}$$

$$= (19{,}5 - 9{,}81)5$$

$$= 48{,}45 \text{ kPa}$$

$$\tau = c' + \sigma' \tan\varphi'$$

$$38 = 0 + 48{,}45 \tan\varphi'$$

$$\tan\varphi' = 0{,}78$$

$$\varphi' = 38°$$

Les bureaux d'études considèrent souvent, par mesure de sécurité, que les terrains de couverture (enrochement par exemple) ont pour caractéristiques intrinsèques c' = 0 kPa et φ' = 30°. Ils prennent rarement en compte la cohésion réelle ou l'angle de friction réel de la couche de

couverture qui peut être non négligeable et dont l'effet stabilisateur est important (Tacnet et Gotteland, 2000).

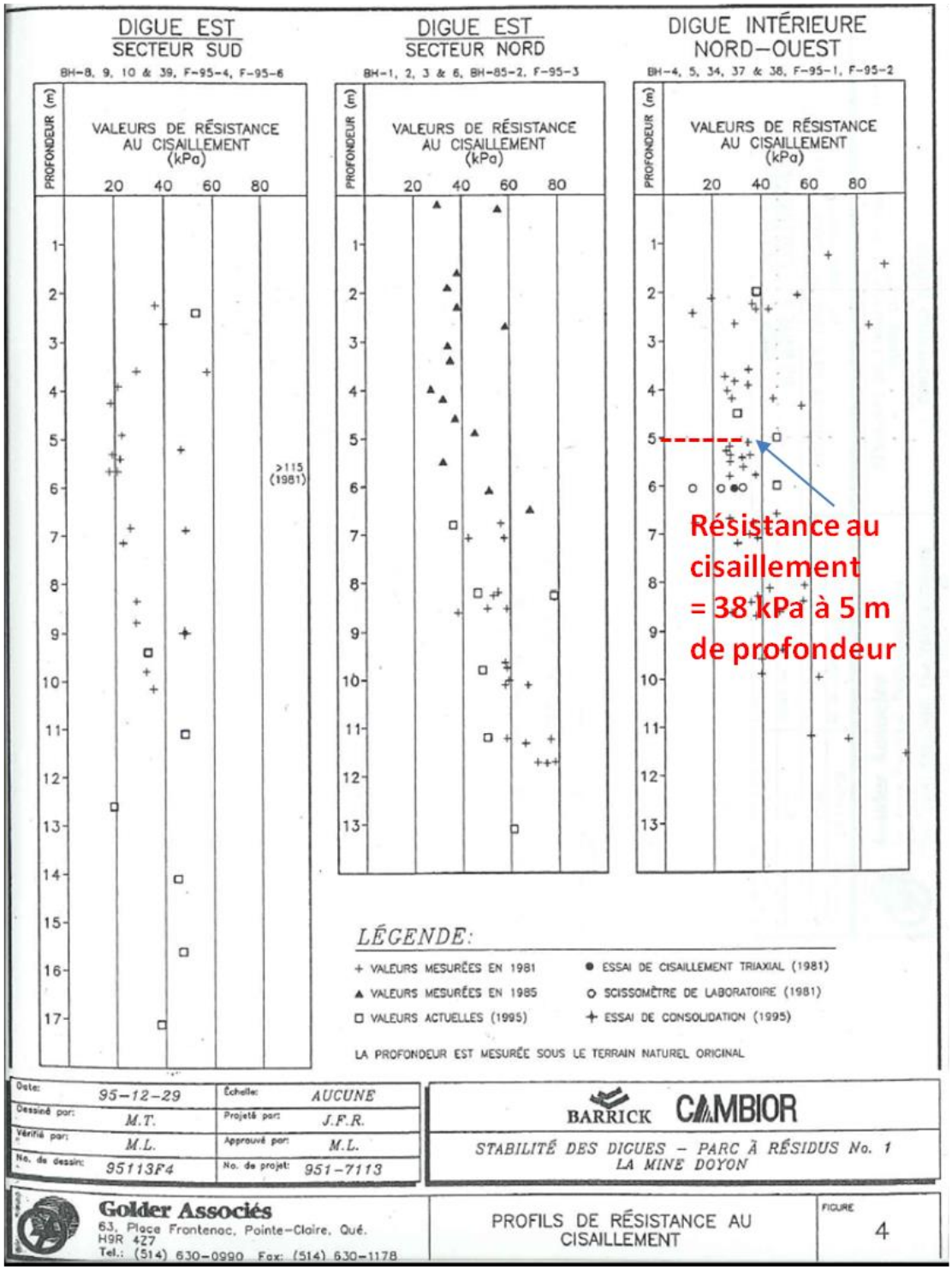


Figure 3-9 : Les valeurs de résistance au cisaillement non drainé mesurées en fonction de la profondeur (extrait de Golder et associés, 1996).

Détermination des propriétés des matériaux utilisés dans SEEP/W

Avant la simulation avec SLOPE/W, il est préférable de déterminer le niveau de la nappe qui joue un rôle important sur le facteur de sécurité. Ainsi, le code numérique SEEP/W a été utilisé à plusieurs reprises pour trouver le niveau d'eau dans les matériaux à chaque variation de la hauteur d'eau dans le parc. Pour ce faire, à partir des informations recueillies dans l'article de Chapuis et Aubertin (2001), de Mamert et. (2002), de Ormann et al. (2013), et dans le mémoire de Tanriseven (2012), nous avons estimé les valeurs de conductivité hydraulique saturée, comme indiqué dans le Tableau 3-3. Aussi, une étude réalisée par Golder et Associés (1996) sur la caractérisation du mort-terrain da la mine Doyon indique une conductivité hydraulique verticale estimée de l'ordre de 5.10^{-8} cm/sec pour l'argile silteuse et entre 5.10^{-3} à 5.10^{-6} cm/sec pour les silts.

Tableau 3-3 : Estimation des valeurs de conductivité hydraulique saturée (k_{sat}).

	Paramètre	**Enrochement**	**Résidus**	**Silt**	**Argile silteuse**	**Matériels de remplissage**
Ormann et al. (2013)	Kx (cm/sec)	10^{-3}	10^{-8}	-	10^{-9}	-
	Ky (cm/sec)	10^{-3}	10^{-9}	-	10^{-9}	-
Tanriseven, (2012)	Kx (cm/sec)	10^{-6}	10^{-6} - 10^{-7}	10^{-7}	10^{-9}	-
	Ky (cm/sec)	10^{-6}	10^{-7} - 10^{-8}	10^{-8}	10^{-9}	10^{-7}
Mamert et al. (2002)	K (cm/sec)			10^{-8}	10^{-6} - 10^{-11}	
Chapuis et Aubertin (2001)	K (cm/sec)	-	-	10^{-8}	10^{-9}	-
Valeurs utilisées dans SEEP/W	Kx = Ky (cm/sec)	10^{-6}	10^{-7}	10^{-8}	10^{-9}	10^{-7}

Pour nous situer du côté sécuritaire, nous avons estimé la teneur en eau volumique à 0,5 pour chacun des matériaux. On sait aussi qu'une partie de la couche d'enrochement est non saturée (en haut du niveau phréatique).

CHAPITRE 4 RÉSULTATS ET INTERPRÉTATION

4.1 Mise en évidence de la structure interne de la digue par la géophysique

4.1.1 Géoradar

Bien que nous ne pouvons pas positionner les mesures RIS HI-Mod sur la digue (manque de coordonnées), par le traitement d'image préliminaire (image brute) nous constatons que les réflecteurs mesurés aux fréquences 200 MHz et 600 MHz se trouvent à une très faible profondeur (< 2m) (Figures 4-1a et 4-1b).

Toutes les données brutes de géoradar ont été traitées par le logiciel REFLEXW selon la procédure décrite comme suit :

- D'abord nous avons éliminé le bruit de basse fréquence dû aux ondes de surface (radiations d'énergie par une antenne proche de la surface se propageant le long de cette surface) en utilisant la fonction 1D filter - Subtract mean (Dewow).
- Pour trouver le point zéro afin d'éliminer l'effet de cette énergie, dans « Processing » on clique sur « Static correction » ensuite « View » puis « Wiggle Window ». En deux endroits différents du profil, on clique sur le point zéro pour enlever la partie en haut du point zéro.
- L'élimination des bruits en dehors de la bande radar normale pour les antennes utilisées par l'utilisation du filtre « bandpass frequency ».
- Lorsque nous cherchons des cavités qui peuvent générer sur la section des données radar, des hyperboles de diffraction. Un filtre 2D - « Background removal » sera appliqué pour mettre en évidence des signaux de haute fréquence.
- Pour rehausser des signaux de faibles amplitudes, on pourrait appliquer un gain (AGC-Gain ou energy decay).
- Nous avons fait une analyse de vitesse en faisant la moyenne des différentes vitesses obtenues avec les traces des hyperboles de diffraction sur la section radar.
- Finalement, « Time depth conversion » nous permet d'obtenir une image de réflexion en fonction de la profondeur.

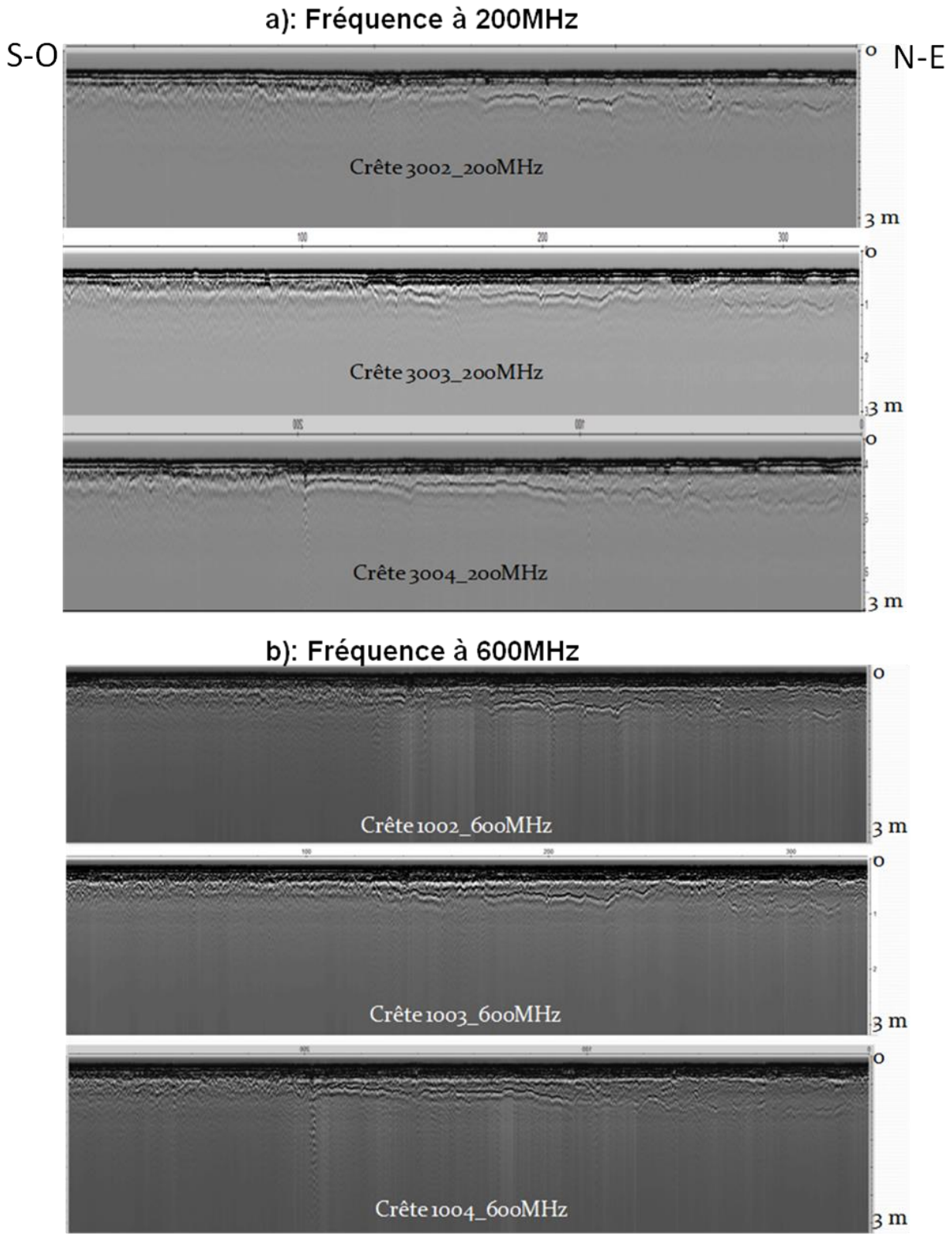


Figure 4-1 : Image brute de géoradar (RIS HI-Mod), a) 200MHz, b) 600MHz. Les profils sont orientés Nord-Est, Sud-Ouest.

L'interprétation des données de géoradar est complexe. Les réflecteurs peuvent être interprétés comme une différence diélectrique entre les blocs de roche et les particules de roches dans la couche d'enrochement (0 – 5 m de profondeur). Il pourrait s'agir aussi d'un vide créé par l'agencement des blocs rocheux. Des trous de forage géotechnique remplis de ciment durci peuvent aussi être à l'origine des hyperboles. En suivant les étapes de traitement d'images de géoradar mentionnées ci-haut, les Figures 4-2 à 4-5 illustrent les résultats typiques de traitement.

Les Figures 4-2 et 4-3 obtenues après l'application du gain «Energy Decay» démontrent une comparaison qualitative entre les images de géoradar de différentes fréquences. Visiblement, avec la baisse de fréquence l'image perd la résolution sur la structure proche de la surface, mais la profondeur investiguée est plus grande. On dirait aussi que le pas d'échantillonnage, notamment lorsqu'il est faible, affecte la qualité de mesure. On remarque que le «Free Run» (Figure 4-2b) avec une fréquence de 100 MHz fournit une meilleure résolution d'image avec plus d'éléments détectés. On peut observer sur les Figures 4-2 et 4-3 que les images obtenues pendant le printemps (on n'avait plus de neige sur le site) sont de moindre qualité comparativement à celles d'hiver. Cela peut être expliqué par une teneur d'eau élevée des matériaux de la digue avec le dégel. Donc, le signal est absorbé par l'eau. La profondeur atteinte par le signal radar mettant en évidence les hyperboles est d'environ 20 m en hiver tandis qu'elle est d'environ 10 m au printemps.

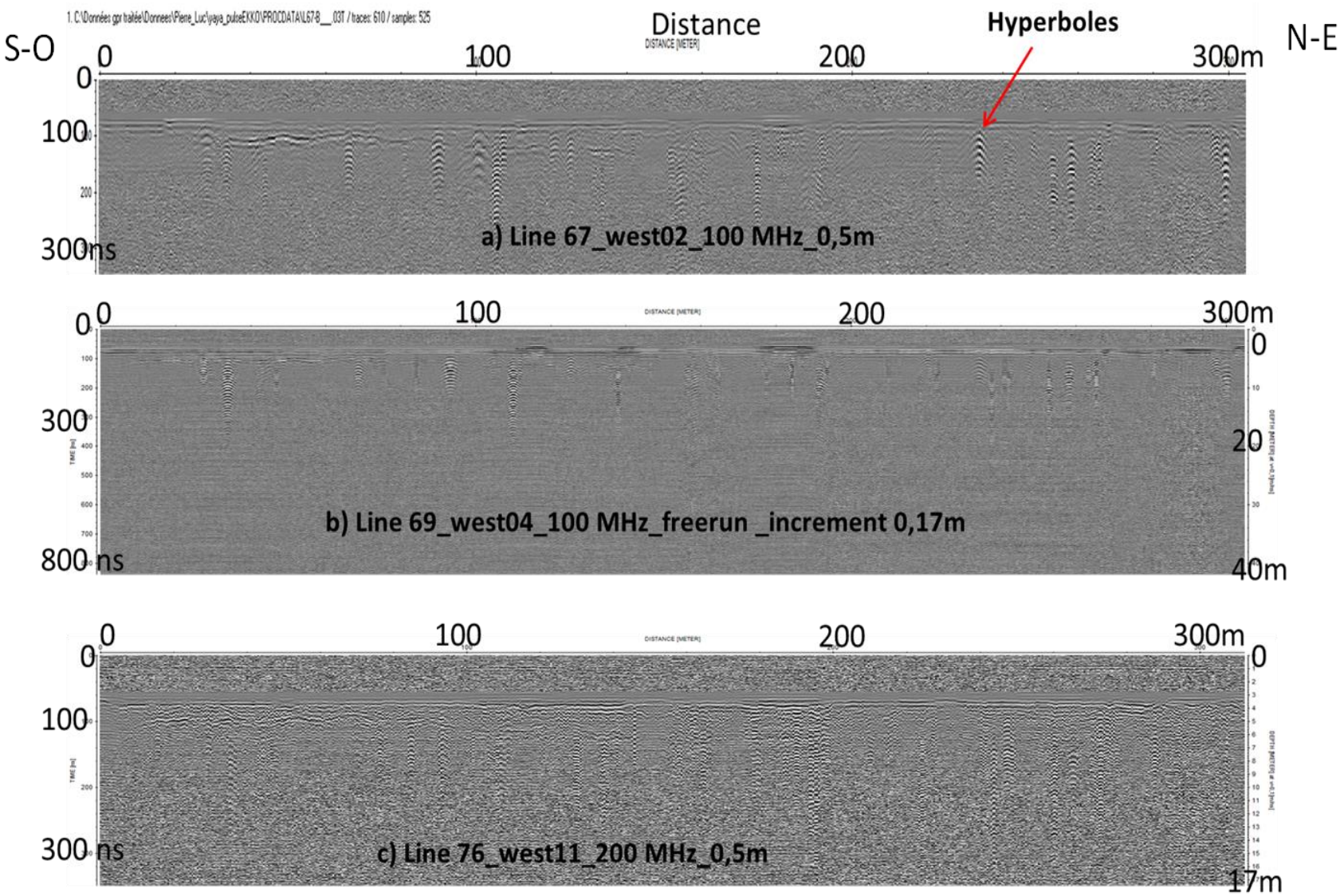


Figure 4-2 : Comparaison des images de géoradar de différentes fréquences et de différents pas d'échantillonnage (mesures effectuées en hiver).

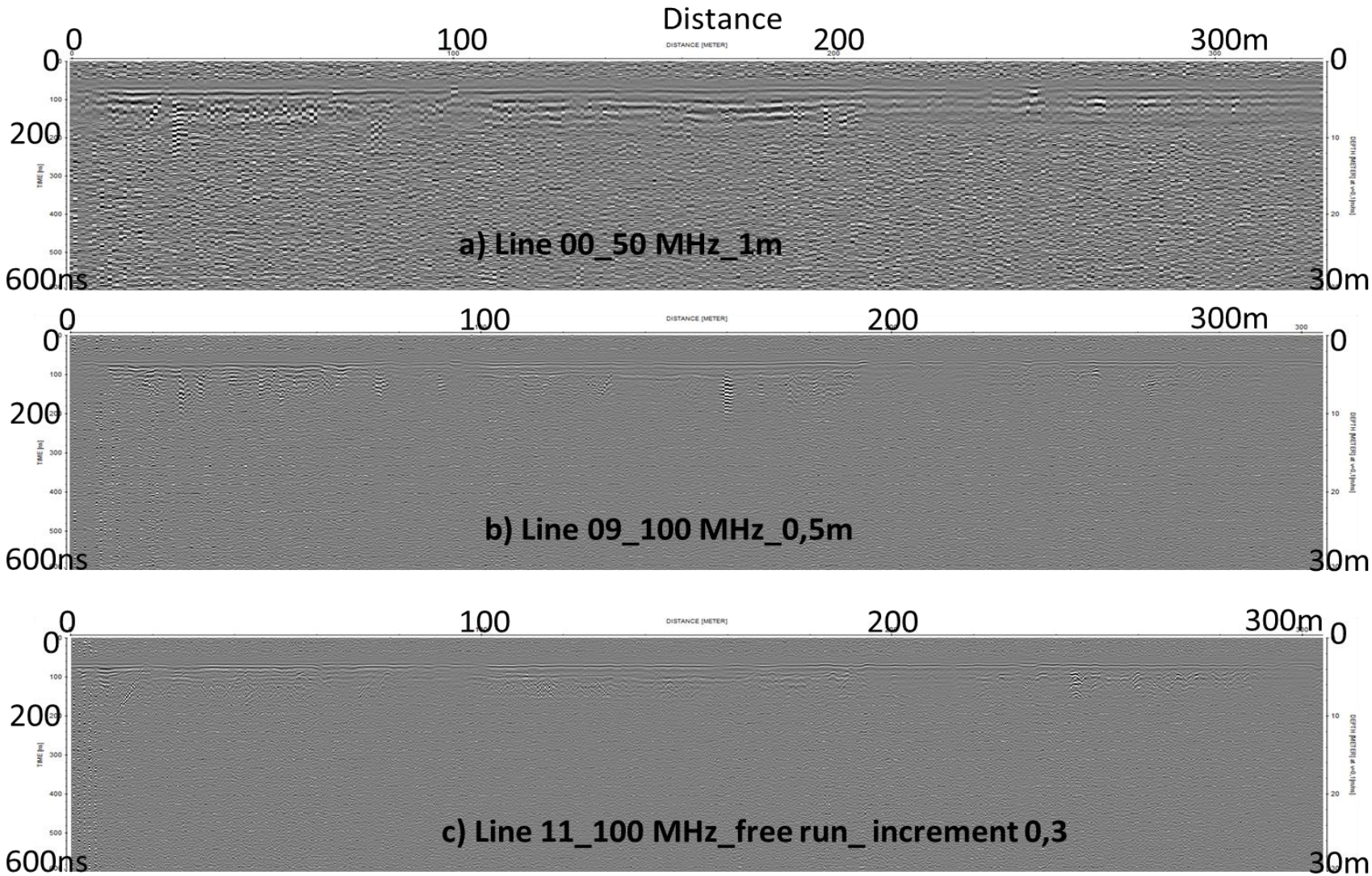


Figure 4-3 : Comparaison des images de géoradar de différentes fréquences et de différents pas d'échantillonnage (mesures effectuées au printemps). Les profils sont orientés Nord-Est, Sud-Ouest.

Dans une interprétation de données géophysiques, la connaissance sur les propriétés physiques du milieu d'étude est essentielle. Certains forages géotechniques nous confirment que la digue du parc à résidus #1 est composée de couches d'enrochement et de résidus miniers (Annexe A). Le résultat de traitement d'images des lignes 67 et 69 (Figure 4-5) démontre une structure de deux couches avec une limite nettement visible (entre enrochement et résidus). En considérant les valeurs de vitesse déterminées par les études antérieures (Tableau 2-1), nous utilisons la valeur moyenne de 0,2 m/ns pour la couche d'enrochement, une moyenne de 0,07 m/ns pour la couche de résidus miniers et 0,096 m/ns pour les couches de silts qui, généralement, ont une granulométrie similaire à celle des résidus miniers. Les hyperboles sur la Figure 4-4 illustrent la vitesse moyenne pour la couche de résidus miniers.

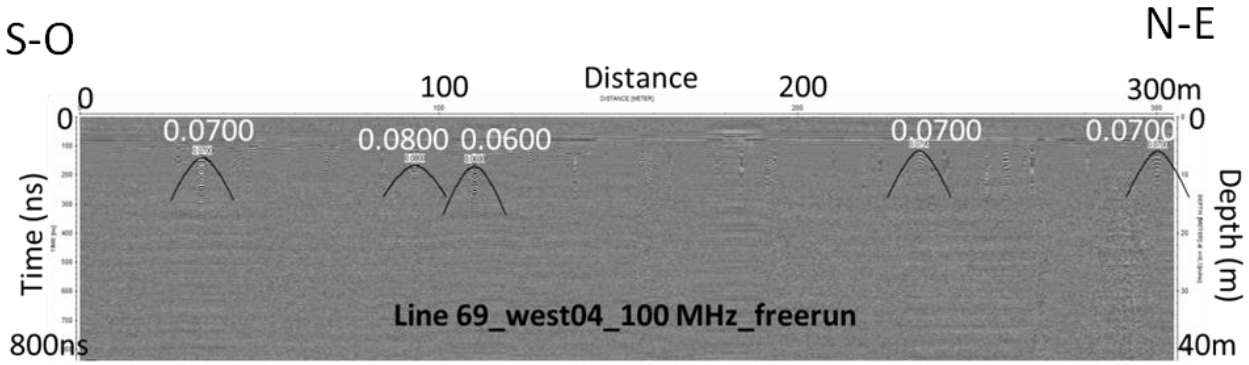


Figure 4-4 : Illustration d'hyperboles dans l'analyse de vitesse de la ligne 69.

À la fin de ce processus de traitement, les deux couches avec des limites relativement précises correspondant aux limites lithologiques du forage géotechnique F-95-1 sont clairement identifiées pour la couche d'enrochement. Mais, la limite inférieure de la couche de résidus n'est pas claire à cause de l'atténuation du signal (donc du bruit). Donc, la troisième est fortement discutable. La Figure 4-5 illustre ces couches avec l'exemple de la ligne 69.

À noter qu'il y a trois creux (indiqués par un cercle rouge) dans la 2e couche réflectrice (interprétée comme les résidus miniers) (Figure 4-5). Est-ce qu'il s'agirait des trous d'injection du coulis de ciment durci, dans le passé lors des travaux antérieurs de Golder et associés (1996)? On observe que les hyperboles n'existent pas dans la couche d'enrochement. Cela pourrait être expliqué par le

fait qu'il n'y a pas de différence diélectrique entre les trous cimentés et l'enrochement contrairement à la couche de résidus miniers où on voit les hyperboles. Sur la digue on avait des tubages (« casing »), ce qui indiquerait que les trous ont été cimentés jusqu'à la surface.

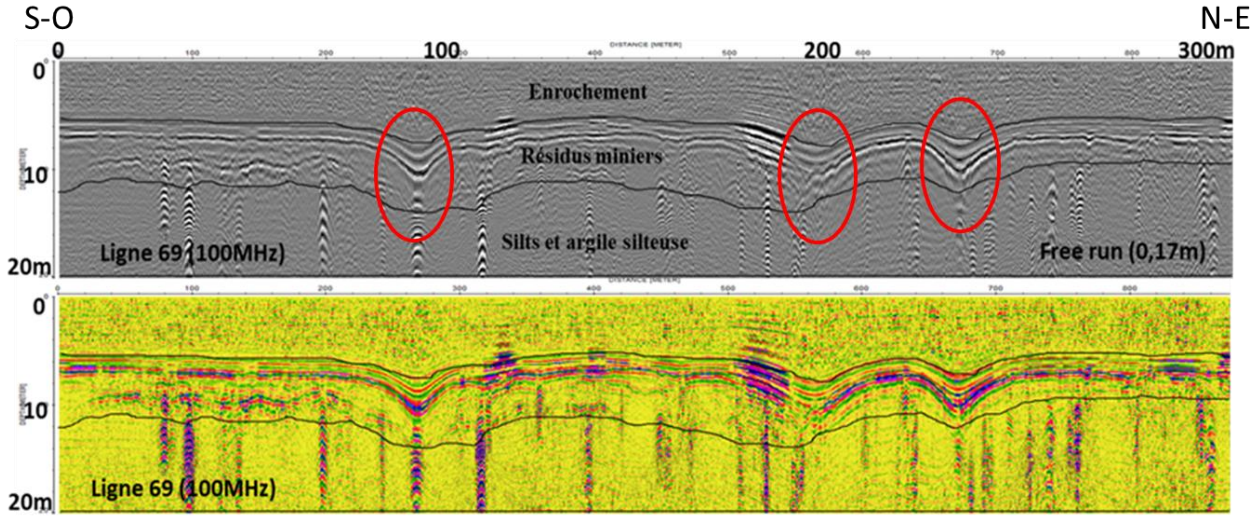


Figure 4-5 : Interprétation géologique de la ligne 69 en se basant sur l'observation dans les forages géotechniques (F-95-1, BH-34 en Annexe A).

4.1.2 Résistivité électrique

Les données directement enregistrées par l'appareil sont des résistivités électriques apparentes en fonction de la profondeur qui, elle-même, dépend de l'espacement entre les électrodes. Le logiciel d'inversion RES2DINV est utilisé pour traiter ces données. Ce logiciel produit un modèle de résistivité électrique inversée à partir des données de résistivité électrique apparente mesurées. Ensuite, le logiciel calcule la réponse de ce modèle en calculant une pseudo-section de résistivité électrique apparente à partir du modèle de résistivité inversée. On obtient ainsi une pseudo-section de résistivité électrique apparente calculée. Le logiciel détermine le critère d'erreur entre la pseudo-section de résistivité électrique apparente mesurée et la pseudo-section de résistivité électrique apparente calculée. Le modèle de résistivité électrique inversée est ensuite modifié dans le but de réduire le degré d'erreur entre les deux pseudo-sections de résistivité électrique apparente (mesurée et calculée). L'opération est alors répétée de manière itérative jusqu'à ce que l'erreur ne diminue

plus de manière significative (Boussicault, 2007). Donc le logiciel a produit un modèle dont la pseudo-section calculée se rapproche fortement de celle observée (mesurée) tout en minimisant l’erreur entre les deux.

Pour une interprétation qualitative, sur les pseudo-sections de résistivités apparentes observées, la résistivité électrique est représentée par une échelle de couleur. La couleur bleu foncé indique les valeurs de résistivité plus faibles, la couleur marron foncé à violet représente les valeurs plus grandes. En comparant les pseudo-sections de la Figure 4-6, on observe également que la profondeur d’investigation a une influence sur la précision. Plus la profondeur investiguée est grande plus la résolution est moindre. À noter qu'une courbure est présente entre les électrodes 35 et 40 (à peu près), car la présence de roches bloquait l'accès.

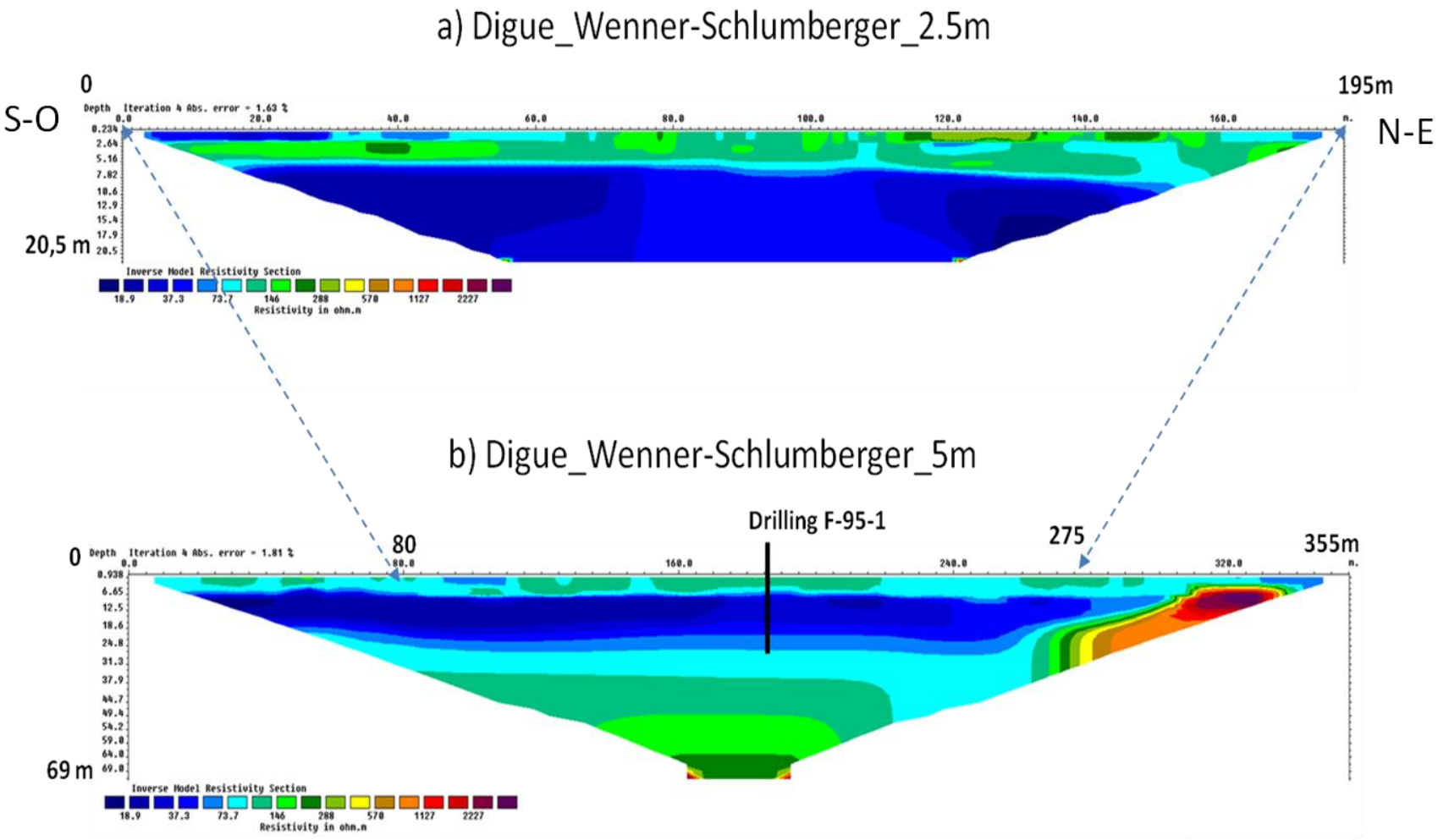


Figure 4-6 : Illustration des profondeurs d'investigation en fonction de l'espacement entre les électrodes, a) espacement à 2,5 m, b) espacement à 5 m. Les deux profils ont été réalisés au milieu de la digue sur la même trace. Les profils sont orientés Nord-Est, Sud-Ouest.

Les résultats d'inversion (Figures 4-7) nous démontrent une structure stratifiée pour la digue à l'étude. Ce qui corrobore avec l'observation de géoradar de la couche supérieure (enrochement). D'après le forage géotechnique F-95-1, réalisé par Golder et associés en 1996, les épaisseurs des couches successives constituant la digue atteignent environ 5 m et 8,5 m respectivement pour l'enrochement et les résidus miniers. La digue repose sur le silt supérieur, l'argile silteuse et silt inférieur dont les épaisseurs respectives sont environ 1 m, 5 m, et 7 m, ensuite la moraine très dense et le socle rocheux dont les épaisseurs n'ont pas été déterminées à cause des difficultés de pénétration de l'outil de forage (refus à partir de la couche de moraine selon Golder et associés, 1996). Sur le terrain on observait, sur une cinquantaine de mètres, une fine couche de boue sur la crête au centre de la digue, et il y a un affleurement rocheux au bout de la digue, qui pourrait se prolonger en profondeur vers l'intérieur de la digue. Cet affleurement correspondrait à des grès schisteux d'après la valeur de résistivité de l'ordre de 100 à 1000 Ω.m, et confirmé par Savoie et al. (1991). Selon nos résultats d'inversions, les sections de résistivité électrique montrent qu'il existe un contraste important entre différents matériaux notamment entre l'enrochement et la couche de résidus. Par contre, il est difficile de distinguer la couche de résidus miniers des silts et argiles silteuse. Avec l'aide des données de forage, on observe qu'il y a une correspondance entre les valeurs de résistivité électrique et la lithologie. La même tendance est observée entre la limite lithologique (couche d'enrochement) du géoradar et le forage géotechnique (Tableau 4-1).

Tableau 4-1 : Comparaison entre le profil stratigraphique du forage géotechnique et la lithologie estimée avec l'interprétation géophysique.

<table>
<tr><th></th><th>Forage géotechnique F-95-1</th><th>Méthode de résistivité électrique</th><th>Méthode du géoradar</th></tr>
<tr><td>Couche d'enrochement</td><td>~ 0 – 5 m</td><td>~ 0 – 5 m (73 – 300 Ω.m)</td><td>~ 0 – 5 m</td></tr>
<tr><td>Couche de résidus miniers</td><td>~ 5 – 14 m</td><td rowspan="3">~ 5 – 27 m (18 –73 Ω.m)</td><td rowspan="4">? (bruit)</td></tr>
<tr><td>Argile silteuse</td><td>~ 14 – 20 m</td></tr>
<tr><td>Silt</td><td>~ 20 – 27 m</td></tr>
<tr><td>Couche de moraine</td><td>27 m et plus (profondeur pas atteinte) (cf Annexe A)</td><td>27 – 65 m ? (73 – 570 Ω.m)</td></tr>
<tr><td>Le roc</td><td>?</td><td>> 65 m ? (> 570 Ω.m)</td><td></td></tr>
</table>

Cependant, en tenant en compte de la variation de teneur en eau qui affecte la résistivité électrique il est parfois difficile d'interpréter des limites lithologiques selon le modèle 2D du profil inversé. Donc une plus grande conductivité électrique pourrait être due à une teneur en eau élevée comme démontrer dans une étude menée par Maqsoud et al. (2011) où la distribution d'eau dans les différentes couches correspondant à des valeurs de résistivité faible concorde avec les valeurs élevées de teneur en eau mesurée. Nous estimons que la moraine et le roc sont à environ 27 m et 65 m de profondeur respectivement, sur base des valeurs de résistivité des sols et roches modifiées d'après Palacky en 1987 (cf. Figure 2-5 du chapitre 2). En nous basant sur les résultats d'inversion de résistivité, la structure interne de la digue est interprétée par la Figure 4-7 comme suit : le substratum (roc) est situé en sub-surface à l'extrémité droite de la section (Figure 4-7a), et il peut avoir la même composition que celle de la partie inférieure du remblai (Figures 4-7a et b). Les variations latérales de résistivité peuvent impliquer qu'il existe des hétérogénéités dans le remblai en particulier entre la moraine et les couches situées au-dessus (zone à faible résistivité). Ces hétérogénéités peuvent être dues à des fissures (ou des vides) remplies d'eau (bleu à bleu foncé). Aussi, l'état de minéralisation des matériaux peut être à l'origine des variations de résistivité. La Figure 4-7b a été réalisée sur la plage en amont de la digue, elle démontre clairement que la teneur en eau augmente (résistivité plus faible) vers l'intérieur du parc. Cette variation horizontale (entre les profils a et b de la Figure 4-7) confirmerait également l'hétérogénéité du remblai et, par conséquent, l'exfiltration d'eaux usées vers le bassin de polissage (l'étang). On observe que la profondeur atteinte par le profil situé sur la crête est supérieure (presque 20 m de plus) que celle atteinte par le profil réalisé sur la plage. L'augmentation de la teneur en eau pourrait avoir un impact sur la profondeur.

Les limites lithologiques observées sur les profils de géoradar sont moins régulières que celles des sections de résistivité électrique. On observe également des irrégularités de limite lithologique entre les profils de résistivité électrique et la stratigraphie observée dans le forage géotechnique. Cependant, la tendance générale est la même. La profondeur investiguée par le géoradar est nettement inférieure (< 10 m) à celle atteinte par l'imagerie de résistivité électrique (60 m environ). Par contre, la méthode de géoradar est beaucoup plus facile d'application que la méthode de résistivité électrique. Les pseudo-sections de résistivité apparente mesurée et calculée sont dans les Annexes C, D, E. Elles illustrent que le logiciel produit un modèle de résistivité électrique inversée à partir des données de résistivité électrique apparente mesurées.

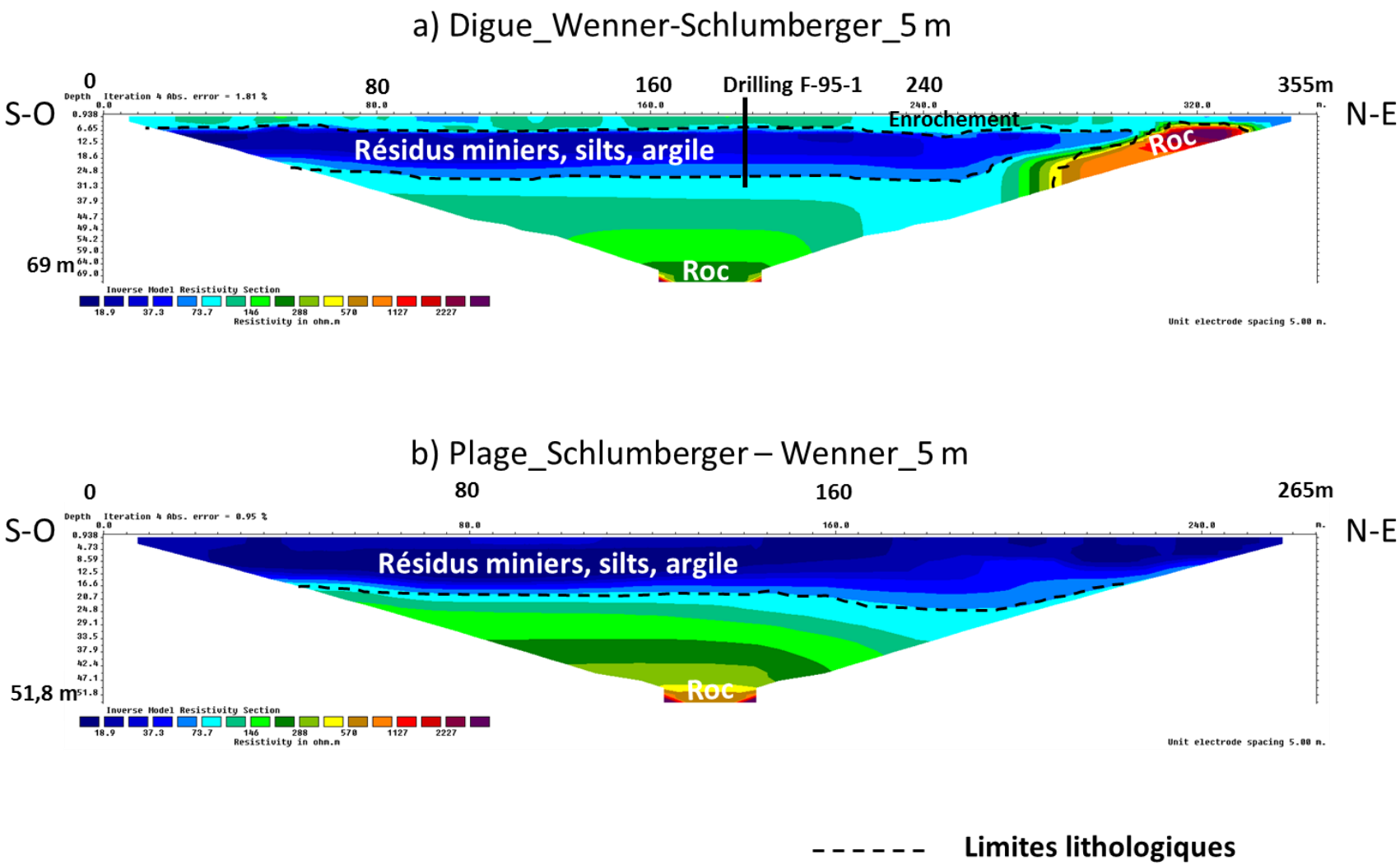


Figure 4-7 : Image d'inversion tomographique sur tout le long de la digue, a) profil réalisé au milieu de la digue, b) profil réalisé sur la plage (côté amont) de la digue. Les configurations Wenner et Wenner Schlumberger ont été utilisées avec un espacement de 5 m entre les électrodes.

4.2 Analyse numérique sommaire de la stabilité de la digue

Après qu'une structure soit définie, vu que la digue en question a été construite à l'intérieur d'un bassin qui se situe à la fin de la chaîne de stockage de l'eau, la question suivante se pose : quelle est la résistance de la digue si on ajoutait des stériles du côté amont de la digue?

4.2.1 Analyse de stabilité de la digue (avec SLOPE/W)

Comme le travail d'analyse de stabilité, réalisé par Golder et associés a consisté à définir des géométries de digues qui assureraient un facteur de sécurité minimum de 1,4 à 1,5 pour chaque phase de construction et en tout point des digues (Golder et associés, 1996), c'est cet intervalle de facteur de sécurité minimum qui sera visé pour toutes les simulations d'analyse de stabilité de pente. Aussi, le facteur de sécurité minimum de 1,5 a été utilisé dans l'analyse de stabilité de digue en Suède par Ormann et al. (2013) et cette même valeur est recommandée par l'ACB pour l'analyse à long terme (cf. Tableau 3-1). Aussi on peut noter que les valeurs de facteur de sécurité prescrites dans le « Guide et modalités de préparation du plan de restauration des sites miniers au Québec », préparé par le Ministère des Ressources naturelles (1997), se situent entre 1,3 et 1,5 dans le cas de la stabilité en analyse statique (Annexe B). L'analyse de stabilité en condition statique, à l'endroit de la coupe E-E (Figure 4-8a) réputée plus critique (Golder et associés, 1996), dans les conditions géométriques que la Figure 4-8b donne un facteur de sécurité minimum de 1,737. Dans le cadre de ce mémoire, nous avons utilisé la même géométrie comme modèle initial pour faire varier le niveau d'eau dans le parc (côté amont), puis en le remplissant avec du stérile venant probablement de l'exploitation du nouveau gisement comme suggéré par la Mine afin de déterminer le facteur de sécurité minimum engendré. Nous avons aussi testé l'impact d'un remplissage partiel, avec la roche stérile, du bassin de polissage sur le facteur de sécurité.

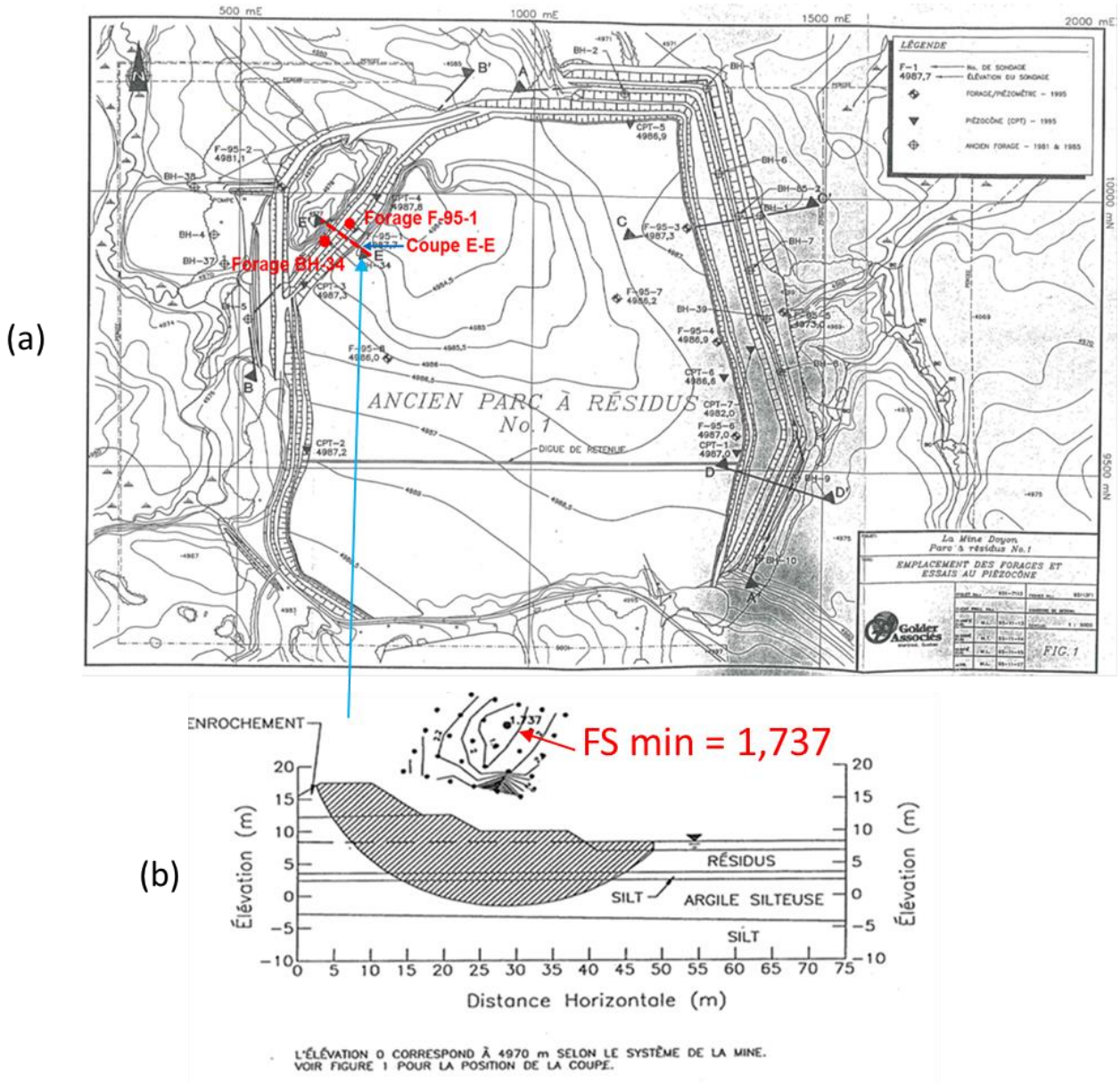


Figure 4-8 : Analyse de la stabilité du côté aval effectuée par Golder et Associés servant de guide dans nos simulations, (a) coupe E-E analysée, (b) le FS minimum obtenu.

Dans l'utilisation de SEEP/W pour déterminer la position de la nappe, le modèle « *satured*/*unsatured* » a été choisi, ensuite les conditions frontières (pression nulle à l'extrémité aval de la digue, les conditions réservoirs en amont de la digue, et les conditions d'infiltration potentielle d'une valeur moyenne de 2.10^{-8} m/sec sur la crête et les pentes de la digue) ont été définies. Cette valeur d'infiltration a été estimée à partir des données de précipitation de la station

Mont-Brun (Rouyn-Noranda) selon l'Institut de la statistique du Québec (2014). Aussi, on aurait pu estimer cette valeur estimée d'infiltration sur trois à quatre mois où la précipitation est maximale. On a aussi défini la conductivité hydraulique pour chaque matériau (cf. Tableau 3-3). Ainsi, nous avons obtenu la position de la nappe dans la condition initiale de non-stockage de matériels dans le parc (Figure 4-9a). D'autres figures illustrant les différentes simulations avec SEEP/W sont dans les Annexes F, G, H, I, J, K, L. Les courbes iso-valeurs de charge hydraulique et de pression interstitielle sont illustrées dans les annexes K et L.

Dans SLOPE/W, on a choisi la méthode d'analyse de Morgenstern-Price et le critère de rupture de Mohr-Coulomb, entre autres. On définit ensuite chaque matériau en lui donnant son poids volumique, sa cohésion effective, et son angle de frottement interne effectif. Ensuite, on lance le processus d'analyse qui se termine par le calcul d'un facteur de sécurité minimum généré automatiquement (Figure 4-9b).

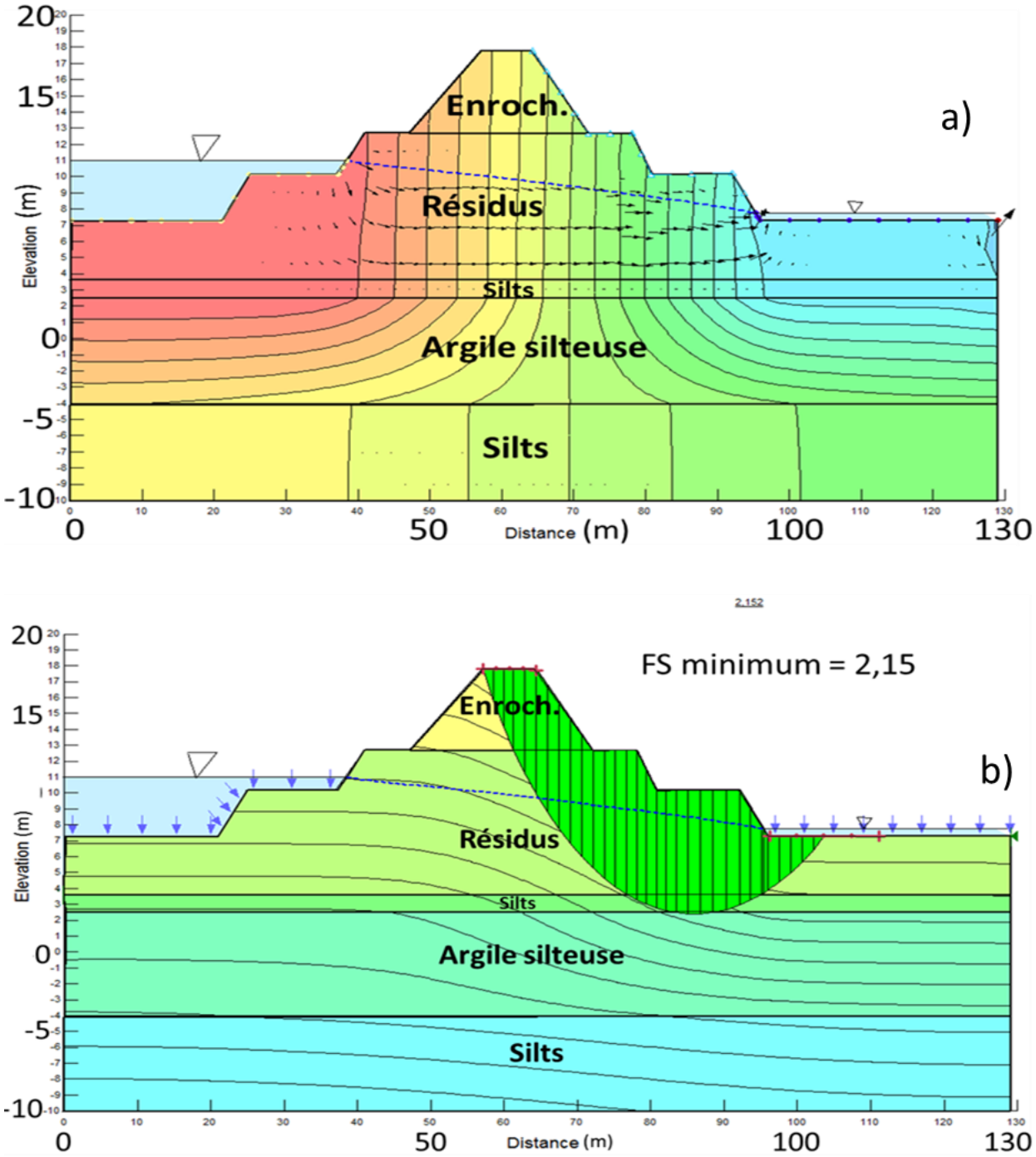


Figure 4-9 : Illustration d'image d'analyse de stabilité, a) détermination de la ligne phréatique dans le corps de la digue (avec SEEP/W), les lignes verticales ou subverticales indiquent les courbes iso-valeurs de charge hydraulique, b) détermination du facteur de sécurité avec SLOPE/W à partir du modèle obtenu avec SEEP/W (FS = 2,15).

Influence de la hauteur d'eau du côté amont de la digue

Les Figures 4-10 et 4-11 montrent que lorsque le niveau d'eau augmente dans le parc (côté amont), et qu'il n'y a pas encore de stockage de matériels et aussi en considérant que la hauteur d'eau du côté aval est fixe (hauteur estimée à 8 m par rapport au niveau zéro de l'élévation et selon nos observations sur le terrain), le facteur de sécurité minimum diminue.

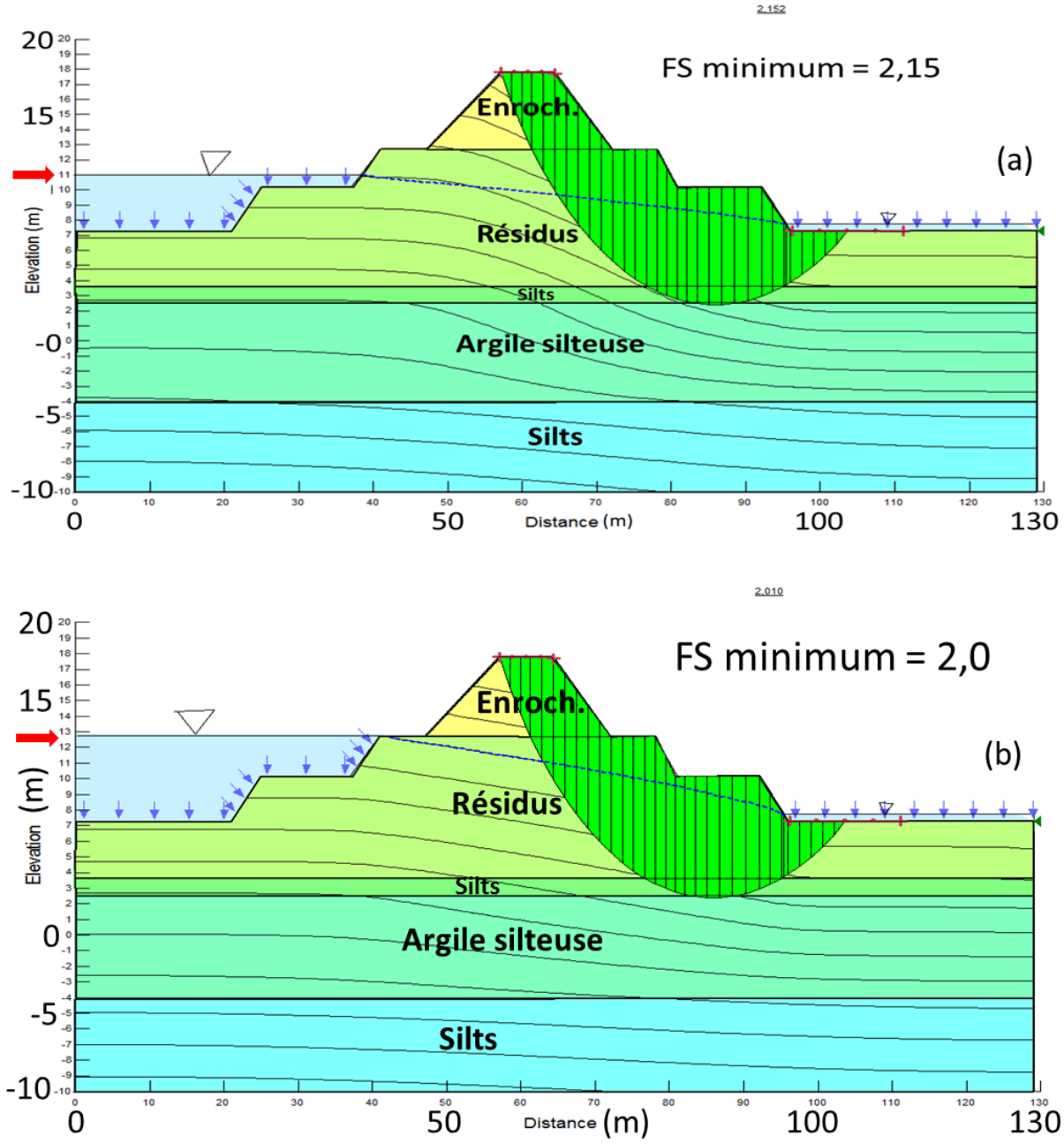


Figure 4-10 : Illustration d'image d'analyse de stabilité, a) hauteur d'eau à 11 m (FS = 2,15), b) hauteur d'eau à 12,9 m (FS = 2,0).

À 11 m de hauteur d'eau (côté amont) le facteur de sécurité est 2,15 (Figure 4-10a). Lorsque la hauteur d'eau atteint presque 13 m, le facteur de sécurité diminue à 2 (Figure 4-10b). À 14 m de hauteur d'eau, on a un facteur de sécurité de 1,88 (Figure 4-11)

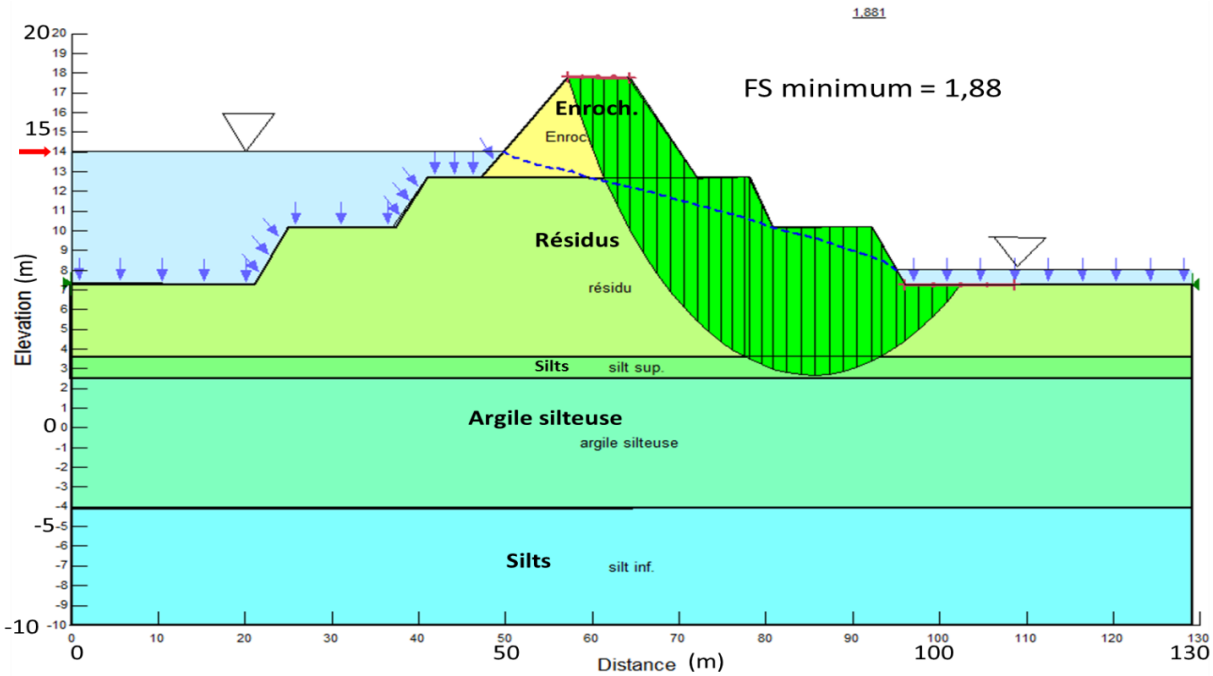


Figure 4-11: Illustration d'image d'analyse de stabilité, la hauteur d'eau située à 14 m (FS = 1,88).

Effet du remplissage du côté amont de la digue

Dans un cas plus réaliste où le stockage des rejets de concentrateur dans le parc forme une couche légèrement inclinée sous l'effet de la gravité, le facteur de sécurité augmente par rapport au cas où le parc ne contient que de l'eau dont la hauteur est la même (Figure 4-12a). Il semble que le remplissage du parc ait un effet sur la stabilité de la digue.

Quand on remplit davantage le parc avec de la roche stérile, en supposant qu'il n'y a pas d'eau du côté amont et aval de la digue, mais seulement de l'infiltration d'eau (issue des précipitations comme mentionnées plus haut), le facteur de sécurité passe de 1,75 à 2,16 (Figure 4-12b).

Lorsqu'à un moment donné du chargement statique avec de l'eau dans le bassin de polissage (se situant à 8 m par rapport au niveau 0 de l'élévation), et que le régime d'écoulement d'eau devient

stationnaire, on observe un facteur de sécurité encore plus élevé, puisqu'il augmente à 2,32 (Figure 4-13).

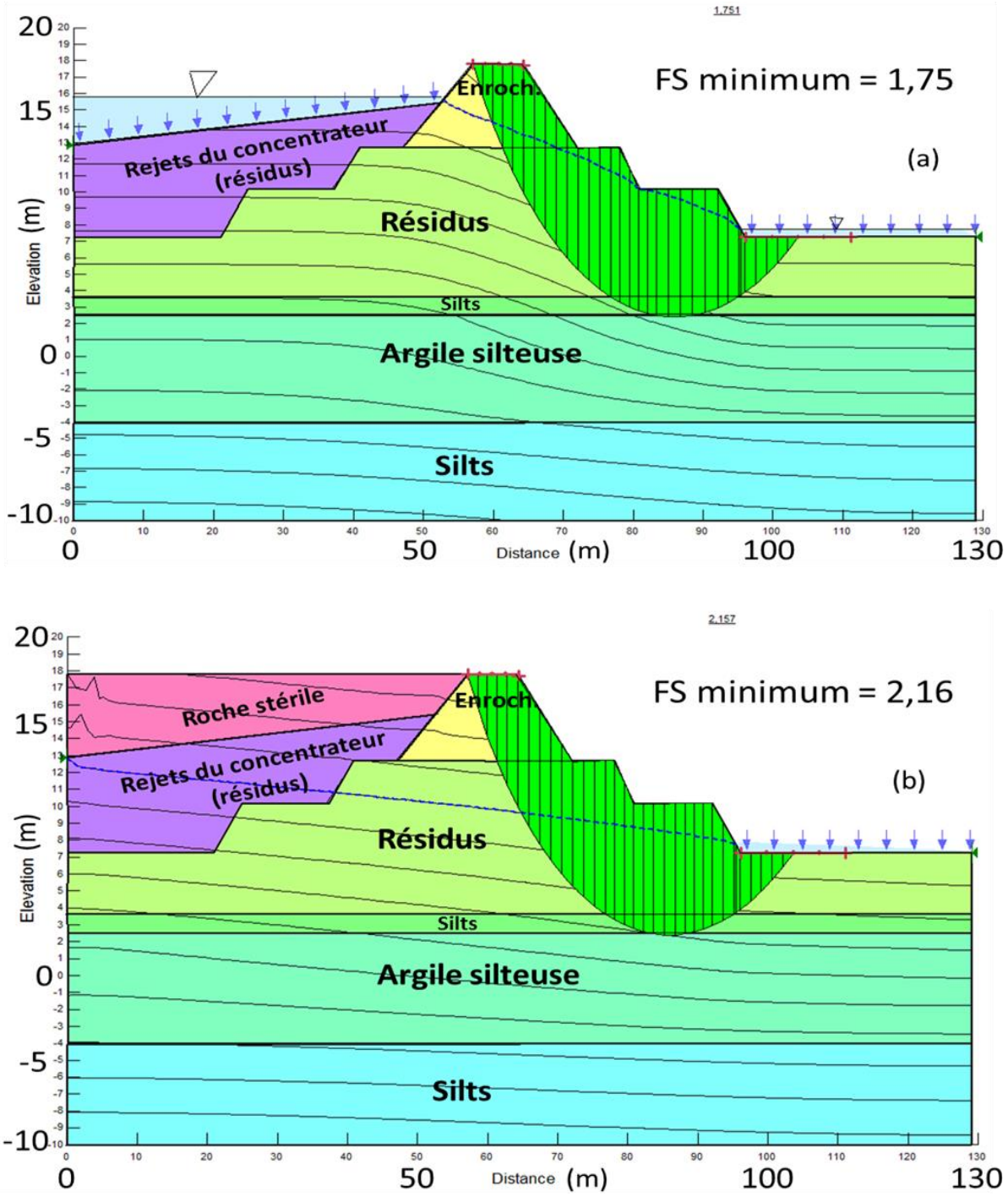


Figure 4-12 : Illustration d'image d'analyse de stabilité, a) parc rempli en partie avec les rejets du concentrateur (FS = 1,75), b) remplissage avec de la roche stérile entreposée sur la couche des rejets du concentrateur (FS = 2,16).

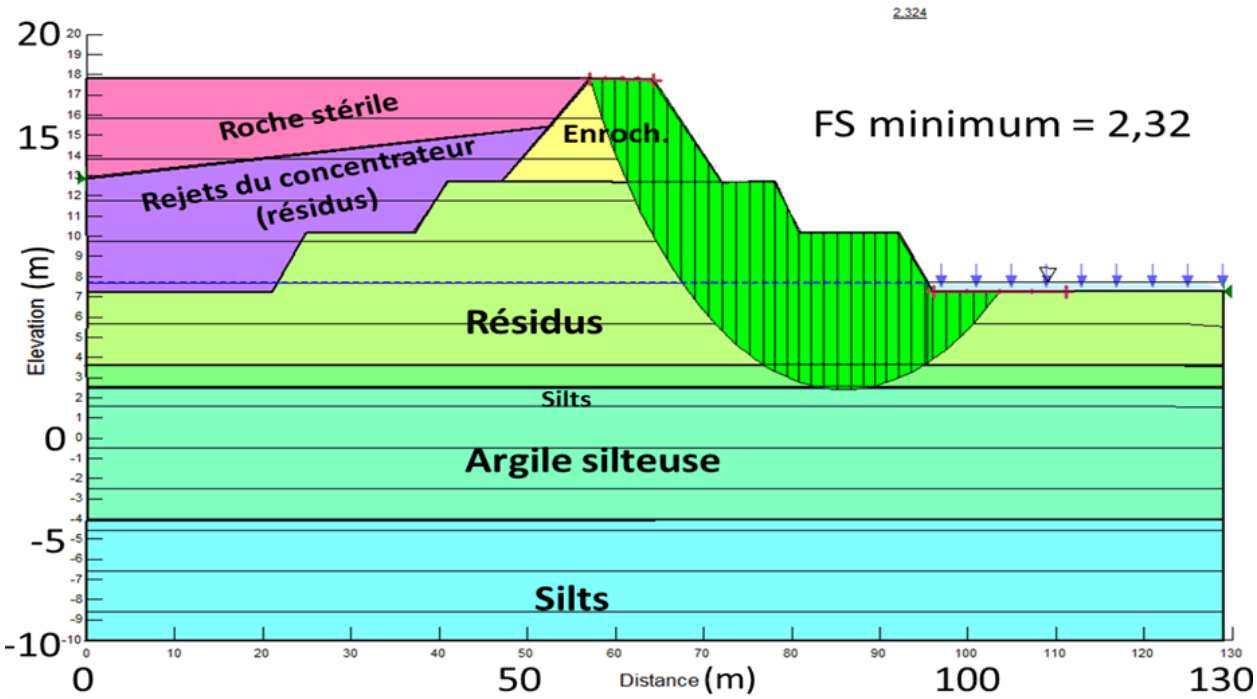
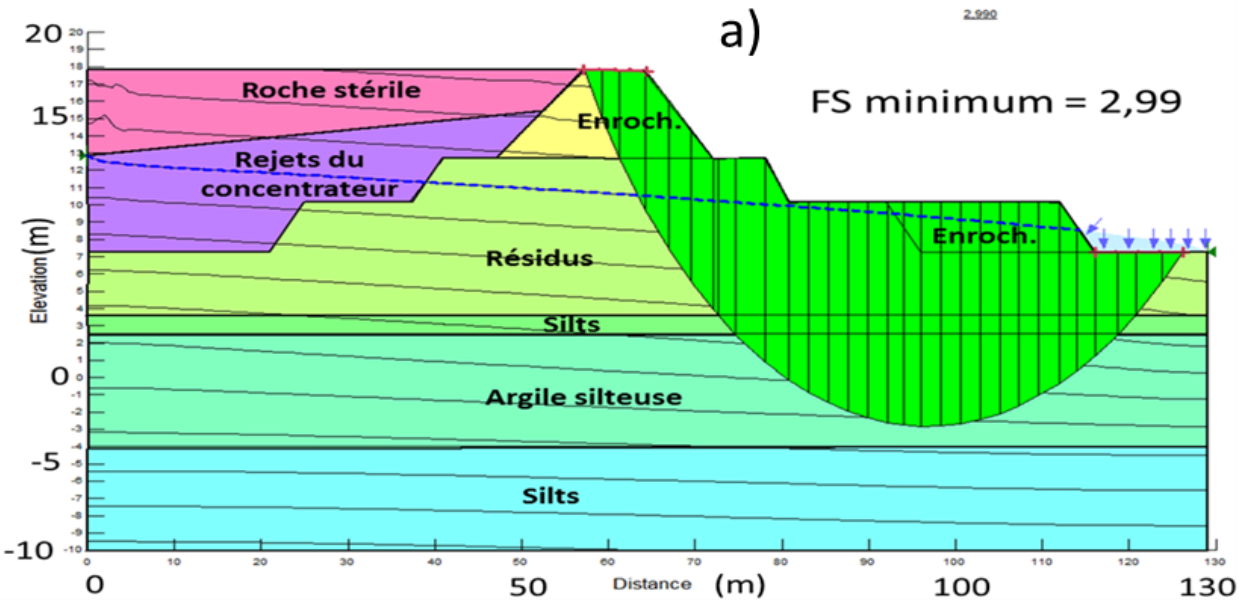


Figure 4-13 : Illustration d'image d'analyse de stabilité dans le cas d'un écoulement stationnaire, FS = 2,32.

En remplissant une partie du bassin de polissage avec de la roche stérile entreposée au côté aval de la digue et dans les conditions d'infiltration d'eau potentielle de part et d'autre de la digue, on obtient un facteur de sécurité de 2,99 (Figure 4-14a).

Quand on rehausse en ajoutant une autre couche de roche stérile à celle déjà en place (côté du bassin de polissage) et dans les mêmes conditions où il n'y a que de l'infiltration d'eau de part et d'autre de la digue, on observe de nouveau un facteur de sécurité beaucoup plus élevé que ceux précédemment obtenus, c'est-à-dire de 5,27 (Figure 4-14b). La berme stabilisatrice est élargie avec le remplissage du bassin de polissage.



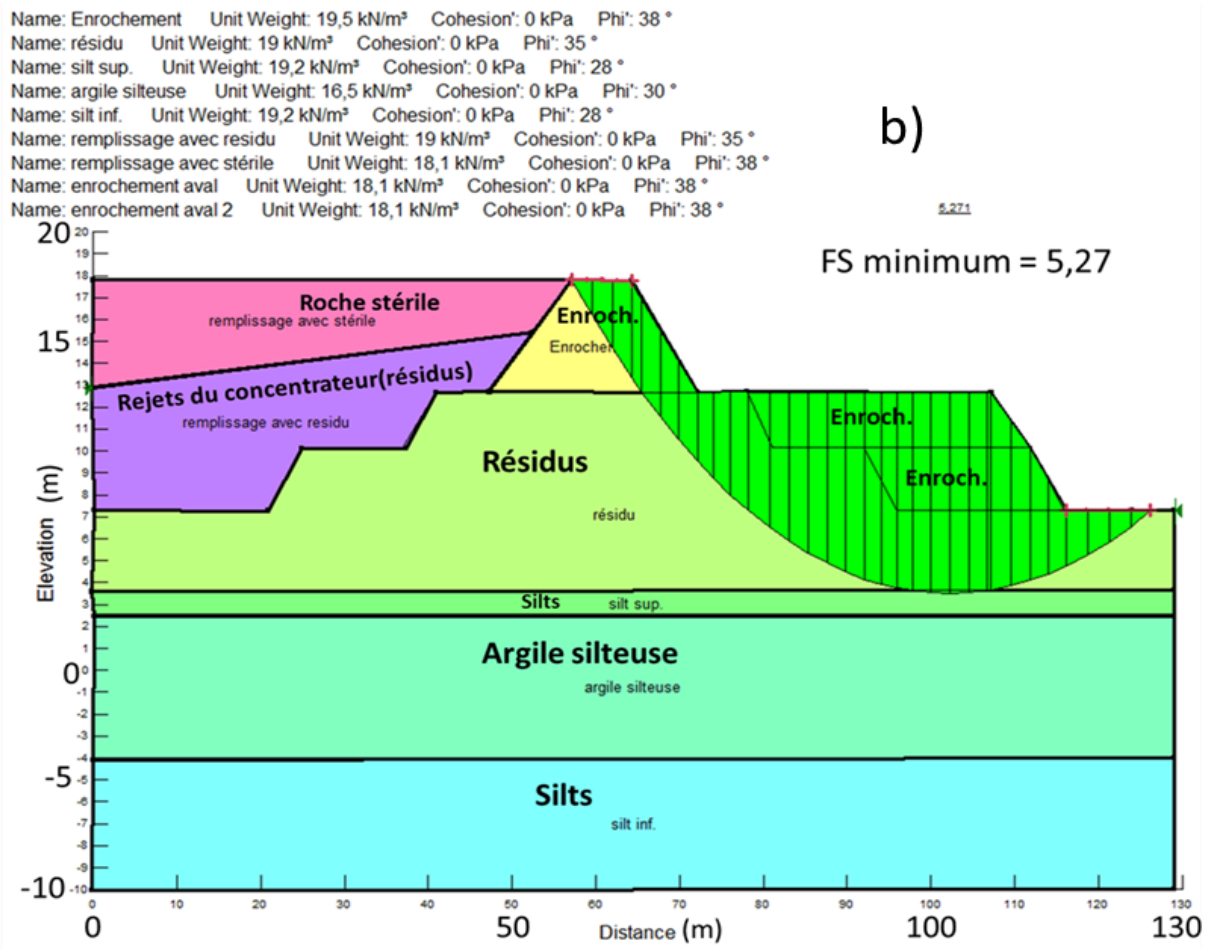


Figure 4-14 : Illustration d'analyse de stabilité, a) bassin de polissage rempli avec une première couche d'enrochement (FS = 2,99), b) remplissage par deux couches d'enrochement (FS = 5,27).

4.3 Apport de la géophysique sur l'analyse numérique de la stabilité

Les deux techniques géophysiques d'imagerie numérique, à savoir la résistivité électrique et le géoradar, ont permis d'identifier la structure interne de la digue qui concorde avec la lithologie observée dans le forage géotechnique F-95-1.

Ces techniques n'ont pas permis de déceler la présence possible de cavités et/ou de fissures bien qu'elles soient utilisées pour identifier les structures internes. Par exemple, la présence d'un trou d'animaux dans la digue n'implique pas systématiquement qu'il y a une rupture, car la rupture se fait progressivement par arrachement des matériaux qui constituent la digue. De ce fait, on peut dire que ces méthodes (géophysiques et analyses numériques) sont complémentaires.

La méthode de résistivité électrique démontre une certaine hétérogénéité des matériaux de la digue, notamment dans la couche supérieure d'enrochement, par une forte variation de l'échelle de résistivité. Cette hétérogénéité pourrait causer éventuellement des tassements différentiels après une vérification des hypothèses par échantillonnage.

CHAPITRE 5 CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS

5.1 Conclusion

Les images de résistivité électrique sont corrélées à des zones saturées en eau comme la couche des résidus miniers où les valeurs de résistivités électriques sont faibles. Les variations de résistivité électrique dans la couche d'enrochement (à 5 m de profondeur) montrent qu'il existe, dans les zones non saturées en eau, des zones à plus faible résistivité électrique (18 à 40 Ohm.m environ). Aussi, la variation de résistivité électrique, notamment dans la couche d'enrochement, c'est-à-dire en se déplaçant vers l'intérieur, confirme de nouveau l'hétérogénéité de la granulométrie des matériaux. La minéralisation des matériaux peut aussi expliquer cette variation de résistivité. Ces structures correspondent sensiblement à celles observées par le forage géotechnique F-95-1 dans le rapport de Golder et associés. L'étude réalisée dans le cadre de ce projet de maîtrise confirme le potentiel intéressant des méthodes de résistivité électrique pour la surveillance des ouvrages en remblai. Par contre, la technique du géoradar ne serait pas adaptée pour identifier la structure interne de notre digue. Cette technique ne nous a pas permis de distinguer la couche d'argile silteuse des silts. Aussi, les limites des couches ne sont pas nettes et rendent l'interprétation un peu discutable.

Les analyses de stabilité par les méthodes numériques réalisées dans ce projet ont été particulièrement intéressantes. Dans tous les cas analysés, les valeurs du facteur de sécurité sont supérieures à 1,5 (valeur suggérée par le Ministère de l'Énergie et des Ressources naturelles du Québec et par l'Association canadienne des barrages), pour le chargement statique et l'écoulement stationnaire (condition hydrostatique). Lorsqu'on remplit le bassin de polissage (côté aval du pied de la digue), on constate une nette amélioration du facteur de sécurité. Donc, l'idée de remplir au moins en partie le bassin de polissage comme solution préventive à tout risque de vulnérabilité de la digue serait très pertinente. Pour ce faire, un rehaussement (avec des roches stériles, dont l'accès est relativement facile) du côté aval par des bermes d'enrochement peut s'avérer une bonne alternative. Cette technique a eu un effet positif tel qu'illustré par les résultats des simulations numériques. Il serait judicieux de noter que le facteur de sécurité augmente beaucoup plus rapidement en remplissant (au pied de la digue) une portion du bassin de polissage.

5.2 Recommandations

Cette étude préliminaire basée sur les valeurs estimées des propriétés de matériaux de la digue, utilisées par SLOPE/W et SEEP/W, suggère qu'avant toute opération de remplissage du parc, le bassin de polissage devra être rempli en partie afin d'améliorer le FS. Cela même si dans les cas analysés, les facteurs de sécurité minimum observés sont supérieurs au facteur de sécurité minimum suggéré de 1,5 en condition de chargement statique et écoulement stationnaire. Le remplissage du bassin de polissage (côté aval) doit se faire avec précaution au cours du stockage de la roche stérile de la nouvelle exploitation dans le parc à résidus (côté amont de la digue Nord-Ouest) de sorte à maintenir le facteur de sécurité minimum toujours supérieur à 1,5. Une surveillance des hauteurs piézométriques avant et pendant le remplissage du parc à résidus miniers est également souhaitable pour la stabilité de la digue.

Il serait aussi important de mener une analyse numérique des contraintes totales, des pressions interstitielles et des surpressions interstitielles (pression en excès) dans le corps de la digue dans des conditions semblables à la consolidation lors de la construction de la digue en appliquant par exemple une pression sur la crête de la digue. Une analyse de déformation et de contrainte effective serait également utile, car les contraintes effectives ont un impact sur le facteur de sécurité. Si la contrainte effective diminue, la résistance au cisaillement du matériau diminue et cela pourrait favoriser la rupture.

Dans la mesure du possible, il serait nécessaire de réaliser des forages géotechniques pour prélever des échantillons afin de déterminer au laboratoire les paramètres géomécaniques plus actuels et réels afin de réaliser des simulations numériques d'analyses de stabilité plus actualisées.

RÉFÉRENCES ET BIBLIOGRAPHIE

Aina, A., Olorunfemi, M.O., and Ojo, J.S., (1996). An integration of aeromagnetic and electrical resistivity methods in dam site investigation. Geophysics, 61(2), 349–356.

Alani, A.M., Aboutalebi, M. and Kilic, G., (2013). Applications of ground penetrating radar (GPR) in bridge deck monitoring and assessment. *Journal of Applied Geophysics*. Volume 97, Pages 45–54.

Association Canadienne des Barrages (2013). Recommandations de sécurité des barrages 2007 (Édition 2013), 82p.

Aubertin, M., Mbonimpa, M., Jolette, D., Bussière, B., Chapuis, R., James, M. et Riffon, O., (2002). Stabilité géotechnique des ouvrages de retenue pour les résidus miniers : problèmes persistants et méthodes de contrôle. https://www.researchgate.net/publication/228409034.

Azam, S. and Li, Q., (2010). Tailings Dam Failures: A Review of the Last One Hundred Years. Geotechnical News, December 2010.

Barnes, C.L., Trottier, J.F., (2004). Effectiveness of ground penetrating radar in predicting deck repair quantities. J. Infrastruct. Syst., 10, 69-76.

Benedetto, A., (2013). A three dimensional approach for tracking cracks in bridges using GPR. *Journal of Applied Geophysics*. Volume 97, Pages 37–44.

Bieth, E., (2010). Mécanique des sols appliquée - Murs de soutènement. Notes de cours. École nationale des travaux publics de l'État (ENTPE). France.

Boussicault, B., (2007). Étude géophysique d'une digue de rétention d'eau, parc à résidus miniers solbec, stratford, Québec. Mémoire de Maître en Sciences de la Terre. Université du Québec, INRS Eau Terre et Environnement.

Chapuis, R.P., and Aubertin, M., (2001). A simplified method to estimate saturated and unsaturated seepage through dikes under steady state conditions. *Can. Geotech. J.* **38**: 1321–1328 (2001).

Chlaib, H.K., Mahdi H., Al-Shukri H., Su M.M., Catakli A., and Abd N., (2014). Using ground penetrating radar in levee assessment to detect small scale animal burrows. *Journal of Applied Geophysics*. Volume 103, Pages 121–131.

Cho, I.K., and Yeom, J.Y., (2007). Crossline resistivity tomography for the delineation of anomalous seepage pathways in an embankment dam. Geophysics, 72(2), G31–G38.

Chouteau, M., et Giroux, B., (2008). Géophysique appliquée II - Méthodes électriques. Notes de cours. École Polytechnique Montréal.

Denahan, B.J. and Smith, D.L., (1984). Electrical resistivity investigation of potential cavities underlying a proposed ash disposal area. Environmental Geology and Water Sciences. Volume 6, Issue 1, pp 45-49.

Diederichs, M. S., Lato M., Hammah, R., and Quinn P., (2007). Shear Strength Reduction Approach for Slope Stability Analyses. Rock Mechanics: Meeting Society's Challenges and Demands. Proceedings of the 1st Canada-US Rock Mechanics Symposium, Vancouver, Canada, 27–31 May 2007. Edited by Erik Eberhardt, Doug Stead, and Tom Morrison CRC Press 2007. Pages 319–327.

Di Prinzio, M., Bittelli M., Castellarin, A., and Pisa, P.R., (2010). Application of GPR to the monitoring of river embankments. *Journal of Applied Geophysics*. Volume 71, Issues 2–3, Pages 53–61

Eberhardt, E., (2003). Rock Slope Stability Analysis - Utilization of Advanced Numerical Techniques. User guide of UBC. 41p.

Eberhardta, E., Stead, D., and Coggan, J.S., (2003). Numerical analysis of initiation and progressive failure in natural rock slopes - the 1991 Randa rockslide. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*. Volume 41, Issue 1, Pages 69–87.

Engels, J., Schönhardt, M., Witt, K.J., Benkovics, I., Berta, Z., Csövári, M., Georgescu, D.P., Radulescu, C.A., Zlagnean, M., Bőhm, J., Debreczeni, Á., Gombkötő, I., Koffa, E., Mylona, E., Paspaliaris, I., and Xenidis, A. (2004). Tailings management facilities - Intervention actions for risk reduction. 52p. A European research and technological development project. Contract Number: EVG1-CT-2002-00066. Allemagne.

Ernstson, K., and Kirsch, R., (2006). Geoelectrical methods. In: Kirsch, Reinhard (Ed.), Groundwater Geophysics. Springer. ISBN: 3-540-29383-3, p. 85–117.

Fargier, Y., (2011). Développement de l'Imagerie de Résistivité électrique pour la reconnaissance et la surveillance des ouvrages hydrauliques en terre. Thèse de doctorat, sciences pour l'ingénieur géoscience architecture, École Centrale de Nantes.

Fauchard, C., et Mériaux, P., (2004). Méthodes géophysiques et géotechniques pour le diagnostic des digues de protection contre les crues. Cemagref éditions, 124 p.

Flekser, Y.N., and Muslimov, V.M., (1970). Hydraulic removal of sediment from the Chir- Yurtsk hydrostation reservoir. Translated from Gidrotekhnicheskoe Stroitel'stvo, n° 10, pp. 28-30.

Geo-Slope (2007). Geo-Slope Office (Slope/W, Seep/W, Sigma/W, CTran/W, Temp/W, Quake/W, Air/W). Geo-Slope International Ltd., Calgary, Canada.

Geo-Slope (2012). Geo-Slope Office (Slope/W, Seep/W, Sigma/W, CTran/W, Temp/W, Quake/W, Air/W). Geo-Slope International Ltd., Calgary, Canada.

Golder et Associés Ltée, (1996). Plan de restauration, la Mine Doyon. Rapport de Golder et Associés Ltée préparé pour la Mine Doyon. 931-1813-5003.

Gordon, M.O., Broughton K., and Hardy M.S.A., (1998). The assessment of the value of GPR imaging of flexible pavements. *NDT & E International*, Volume 31, Issue 6, Pages 429–438.

Halabe, U.B., Maser, K.R., and Kausel, E.A., (1993). Condition Assessment of Reinforced Concrete Structures Using Electromagnetic Waves. ACI Mater. J., 92, 511-523.

Halabe, U.B., Chenn, H., Bhandarkar, V., and Sami, Z., (1997). Detection of Sub-Surface Anomalies in Concrete Bridge Decks Using Ground Penetrating Radar. ACI Mater. J., 94, 396-408.

Hennig, T., Weller, A., and Canh, T. (2005). The effect of dike geometry on different resistivity configurations. Journal of Applied Geophysics, 57(4), 278–292.

Hoek, E., Carranza-Torres, C., Corkum, B., (2002). Hoek-brown failure criterion – 2002 edition. https://www.rocscience.com/documents/pdfs/library/RL_1.pdf. 7p.

Hoek, E. (2009). Fundamentals of slope design. Keynote address at Slope Stability 2009, Santiago, Chile, 9 - 11 November 2009. Details from www.slopestability.cl

Hubbard, S.S., Zhang, J., Monteiro, P.J.M., Peterson, J.E., and Rubin, Y., (2003). Experimental Detection of Reinforcing Bar Corrosion Using Nondestructive Geophysical Techniques. ACI Mater. J., 100, 107-123.

Huston D., Hu J.Q., Maser K., Weedon W., and Adam C., (2000). GIMA ground penetrating radar system for monitoring concrete bridge decks. Journal of Applied Geophysics 43, 139-146.

Institut de la statistique du Québec, (2014). Ministère du Développement durable, de l'Environnement, de la Faune et des Parcs, Normales climatiques 1981–2010.

Jackson, P.D., Northmore, K.J., Meldrum, P.I., Gunn, D.A., Hallam, J.R., Wambura, J., Wangusi, B., and Ogutu, G., (2002). Non-invasive moisture monitoring within an earth embankment - a precursor to failure. NDT & E International, 35(2), 107-115.

Jantzer, I., Bjelkevik, A. and Pousette, K., (2001). "Material properties of Tailings from Swedish mines", Lulea: Norsk Geoteknisk Forening. ICOLD and UNEP. 8p. https://pure.ltu.se/portal/files/3373126/article.pdf.

Johansson, S., (1997). Seepage monitoring in embankment dams. Ph.D. thesis, Royal Institute of Technology de Stockholm, 62 p.

Kiernan, P., (2015). Engineers say Brazilian disaster shows world-wide danger from Hoover Dam-size earthen structures holding ‘tailings’ waste. http://www.wsj.com/articles/brazils-samarco-disaster-mining-dams-grow-to-colossal-heights-and-so-do-the-risks-1459782411

Krysiński, L., and Sudyka J., (2013). GPR abilities in investigation of the pavement transversal cracks. *Journal of Applied Geophysics*. Volume 97, Pages 27–36.

Kuras, O., Pritchard, J.D., Meldrum, P.I., Chambers, J.E., Wilkinson, P.B., Ogilvy, R.D., and Wealthall, G.P., (2009). Monitoring hydraulic processes with automated time-lapse electrical resistivity tomography. Comptes Rendus Geoscience, 341 (10-11), 868-885.

Lepetit, L. (2002). Etude d'une méthode de diagnostic des digues avec prise en compte du risque de liquéfaction. Thèse de doctorat, Université Blaise Pascal - Clermont 2, 207 p.

Loizos A., and Plati C., (2006). Accuracy of pavement thicknesses estimation using different ground penetrating radar analysis approaches. *NDT & E International*. Volume 40, Issue Number 2, page 147-157.

Loke M.H., Chambers, J.E., Rucker, D.F., Kuras, O., and Wilkinson, P.B., (2013). Recent developments in the direct-current geoelectrical imaging method. *Journal of Applied Geophysics*. Volume 95, August 2013, Pages 135–156.

López, W., and González, J.A., (1993). Influence of the degree of pore saturation on the resistivity of concrete and the corrosion rate of steel reinforcement. Cement and Concrete Research, 1993, Vol.23 (2), pp.368-376.

Maillol, J.M., Seguin M.K., Gupta, O.P., Akhauri, H.M., and Sen, N., (1999). Electrical resistivity tomography survey for delineating uncharted mine galleries in West Bengal, India. Geophysical Prospecting. Volume 47, Issue 2, pages 103–116.

Mainali, G. (2006). Monitoring of tailings dams with geophysical methods. M. Phil. thesis, Lulea University of Technology, Sweden.

Maqsoud, A., Bussière, B., Aubertin, M., Chouteau, M., Mbonimpa, M. (2011) Field investigation of a suction break designed to control oxygen barrier slope-induced desaturation. Canadian Geotechnical Journal 48(1): 53-71.

Marinos, P., and Hoek, E., (2000). Estimating the geotechnical properties of heterogeneous rock masses such as Flysch. Bull. Eng. Geol. Env. 60, 85-92, 2001.

Martin, T.E., and McRoberts, E.C., (1999). Some considerations in the stability analysis of upstream tailings dams, AGRA Earth & Environmental Limited Canada.

Martínez-Pagán P.D., Gómez-Ortiz, T., Martín-Crespo, J.I., and Rosique, M., (2013). The electrical resistivity tomography method in the detection of shallow mining cavities. A case study on the Victoria Cave, Cartagena (SE Spain). Engineering Geology 156, p1-10.

Massiéra, M., Vautour, J., Coulibaly, Y., Hammamji, Y., et Szostak-Chrzanowski, A., 2006. Comportement des barrages en enrochement avec masque amont en béton de ciment fondés sur des alluvions granulaires. The 2006 Annual General Conference of the Canadian Society for Civil Engineering. Galgary, Alberta, Canada. May 23-26, 2006. GC-027-01 - GC-027-10.

Mbonimpa M., (2014). Géotechnique minière. Notes de cours. Université du Québec en Abitibi-Témiscamingue (UQAT).

Mbonimpa, M., Aubertin, M., Chapuis, R.P., and Bussière, B. (2002). Practical pedotransfer functions for estimating the saturated hydraulic conductivity. Geotechnical and Geological Engineering, 20: 235–259.

Mériaux P., Royet P., and Folton C. (2001). Surveillance, entretien et diagnostic des digues de protection contre les inondations. Cemagref Editions, 191 p.

Morey, R.M., (1998). Ground Penetrating Radar for Evaluating Subsurface Conditions for Transportation Facilities, Synth. of Highway Practice 255, NCHRP, National Academy Press, Washington, D.C.

Ormann, L., Zardari, M.A., Mattsson, H., Bjelkevik, A., and Knutsson, S., (2013). Numerical analysis of strengthening by rockfill embankments on an upstream tailings dam. *Canadian Geotechnical Journal*, 2013, Vol. 50, N° 4 : pages 391-399.

Palacky, G.J., (1987). Resistivity characteristics of geologic targets. In: Electromagnetic Methods in Applied Geophysics Theory, vol. 1. Society of Exploration Geophysicists. Edited by Nabighian, M.N., Pages 53–129.

Pánek, T., Margielewski,W., Táborik, P., Urban, J., Hradecký, J., and Szura, C., (2010). Gravitationally induced caves and other discontinuities detected by 2D electrical resistivity tomography: case studies from the Polish Flysch Carpathians. Geomorphology 123, 165-180.

Panthulu, T.V., Krishnaiah, C., and Shirke, J.M., (2001). Detection of seepage paths in earth dams using self-potential and electrical resistivity methods. Engineering Geology, 59(3-4), 281-295.

Patriarca, C., Tosti, F., Velds, C., Benedetto, A., Lambot, S., and Slob, E., (2013). Frequency dependent electric properties of homogeneous multi-phase lossy media in the ground-penetrating radar frequency range. *Journal of Applied Geophysics*, Volume 97, Pages 81–88.

Plati, C., and Loizos, A., (2013). Estimation of in-situ density and moisture content in HMA pavements based on GPR trace reflection amplitude using different frequencies. *Journal of Applied Geophysics*, Volume 97, Pages 3–10.

Priscu, C., (1999). Behavior of mine tailings dams under high tailings deposition rates. Ph.D thesis, Department of Mining and Metallurgical Engineering, McGill University, Montreal, Canada.

Rhazi, J., Dous, O., and Laurens, S., (2007). A new application of the GPR technique to reinforced concrete bridge decks. in Proceedings of the 4th Middle East NDT Conference and Exhibition, Kingdom of Bahrain.

Rico, M., Benito, G., Salgueiro, A.R., Díez-Herrero, A., and Pereira, H.G., (2007). Reported tailings dam failures: A review of the European incidents in the worldwide context. *Journal of Hazardous Materials*, Volume 152, Issue 2, 1 April 2008, Pages 846–852.

Saad, B., and Mitri, H., (2011). Hydromechanical Analysis of Upstream Tailings Disposal Facilities. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, January 2011, Vol. 137, No. 1, pp. 27-42.

Saleem, M., Shameemt, M., Hussain, S.E., and Maslehuddin, M., (1996). Effect of moisture, chloride and sulphate contamination on the electrical resistivity Portland cement concrete. *Construction and Building Materials*, Volume 10, Issue 3, April 1996, Pages 209-214.

Savoie, A., Trudel, P., Sauvé, P., Hoy, L., et Kheang, L., (1991). Géologie de la mine Doyon (région de Cadillac). Ministère de l'Énergie et des Ressources du Québec, ET-90-05,80 p.

Sbartaï, Z.M., Laurens S., Rhazi J., Balayssac J.P., and Arliguie G., (2007). Using radar direct wave for concrete condition assessment: correlation with electrical resistivity. *Journal of Applied Geophysics*, Volume 62, page 361-374.

Serre, D. (2005). Evaluation de la performance des digues de protection contre les inondations - Modélisation de critères de décision dans un Système d'Information Géographique. Thèse de doctorat, Université de Marne-La-Vallée.

Simeon, A. and Lapointe, U., (2015). Mount Polley Mine Disaster's First Anniversary No Reason to Celebrate. http://miningwatch.ca/blog?items_per_page=10&page=2

Sjödahl, P., (2006). Resistivity investigation and monitoring for detection of internal erosion and anomalous seepage in embankment dams. Ph.D. thesis, Lund University, 97 p.

Sjödahl P., Dahlin, T., and Zhou B., (2006). 2.5D resistivity modeling of embankment dams to assess influence from geometry and material properties. Geophysics, 71(3), G107-G114.

Sjödahl, P., Dahlin, T., Johansson, S., and Loke, M.H., (2008). Resistivity monitoring for leakage and internal erosion detection at Hällby embankment dam. Journal of Applied Geophysics, 65(3-4), 155–164.

Sjödahl, P., Dahlin, T., and Johansson, S., (2010). Using the resistivity method for leakage detection in a blind test at the Rassvatn embankment dam test facility in Norway. Bulletin of Engineering Geology and the Environment, 69(4), 643–658.

Słowik, M., (2012). Influence of measurement conditions on depth range and resolution of GPR images: The example of lowland valley alluvial fill (the Obra River, Poland). Journal of Applied Geophysics 85 (2012) 1–14.

Tacnet, J-M., et Gotteland, P., (2000). Ouvrages de protection contre les risques naturels et ouvrages en sites Instables - Utilisation de matériaux grossiers – Renforcement par géosynthétiques. Rapport d'étude de Lirigm – Cemagref, France. 92p.

Tanriseven, E.N., (2012). Stability investigation of ETI copper mine tailings dam using finite element analysis. Master thesis at Middle East Technical University. 125p.

Vick, S.G. (1990). Planning, design, and analysis of tailings dams. 2nd edition. BiTech Publishers Ltd, Canada. ISBN 0-921095-12-0.

Wise (2010). Chronology of major tailings dam failures. Web http://www.wiseuranium.org/mdaf.html. Accessed 15 January 2010.

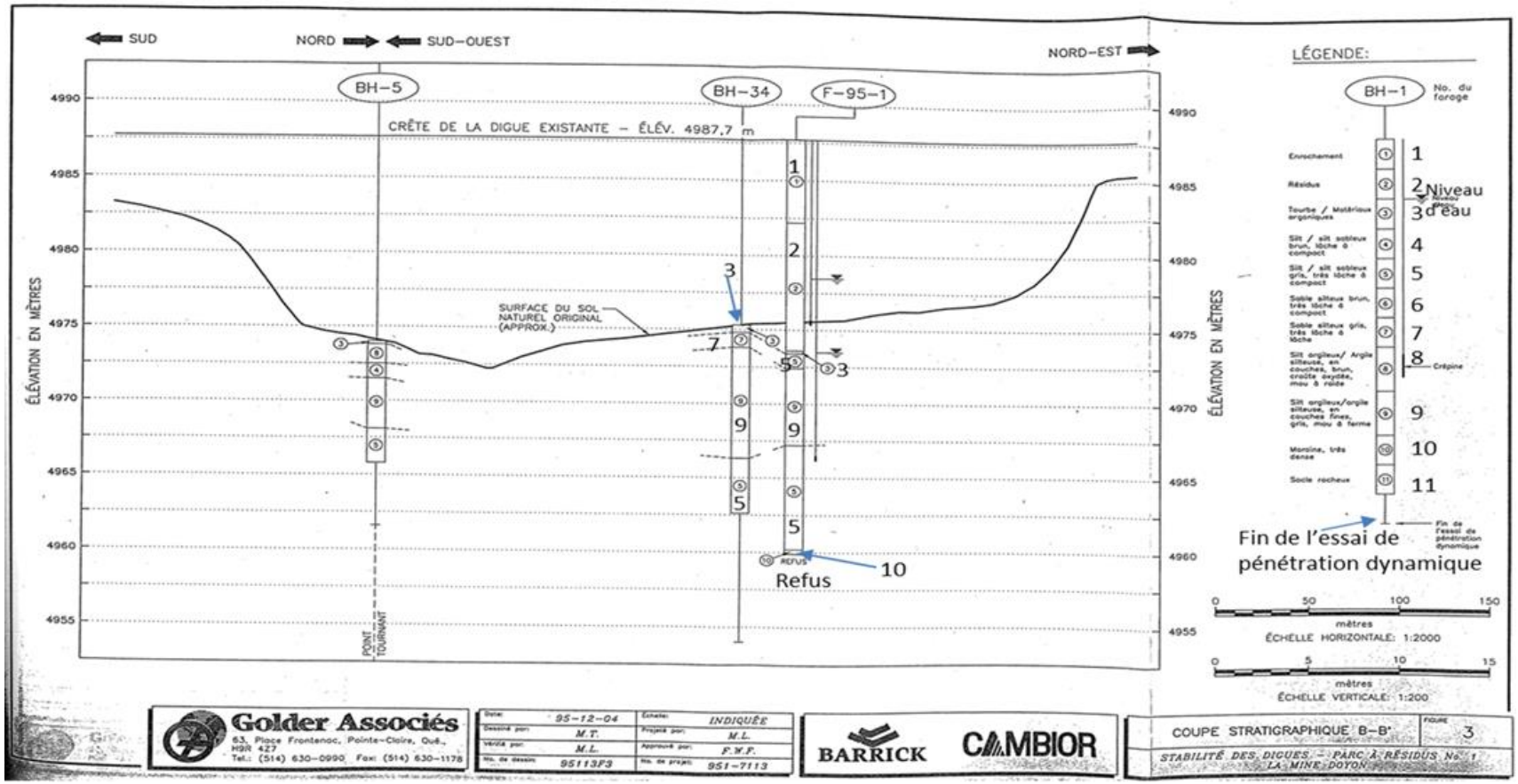
Zardari, M.A., (2010). Stability of Tailings Dams. Luleå University of Technology. SE-97187 Luleå, Sweden.

Zardari, M.A., Ormann, L., Mattsson, H., and Knutsson, S., (2010). Numerical Analysis of Staged Construction of an Upstream Tailings Dam. https://pure.ltu.se/portal/files/96533586/Numerical_analysis_of_staged_construction_of_an_upstream_tailings_dam.pdf. 11p.

Zhao, J., (2008). Mécanique des roches. Notes de cours. Ecole polytechnique fédérale de Lausanne.

ANNEXES

ANNEXE A – PROFIL LITHOLOGIQUE DE FORAGES GÉOTECHNIQUES SUR LA DIGUE



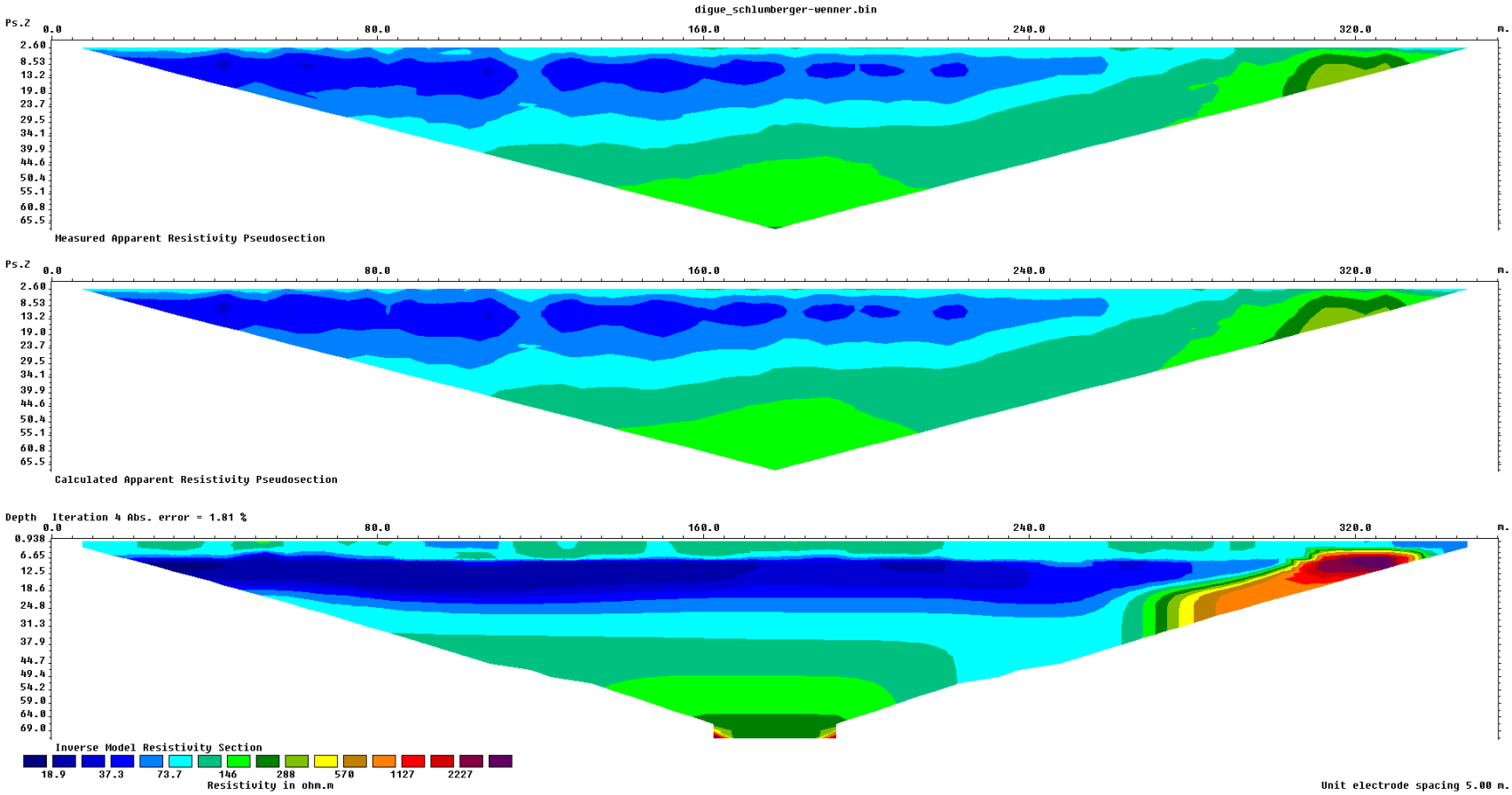
1 Enrochement, 2 Résidus, 3 Tourbe/Matériaux organiques, 4 Silt/Silt sableux brun, lâche à compact, 5 Silt/Silt sableux gris, très lâche à compact, 6 Sable silteux brun, très lâche à compact, 7 Sable silteux gris, très lâche à lâche, 8 Silt argileux/Argile silteuse, en couches, brun, croûte oxydée, mou à raide, 9 Silt argileux/Argile silteuse, en couches fines, gris, mou à ferme, 10 Moraine très dense, 11 Socle rocheux

ANNEXE B – FACTEURS DE SÉCURITÉ MINIMUM SUGGÉRÉS (MINISTÈRE DES RESSOURCES NATURELLES ET DE LA FAUNE DU QUÉBEC)

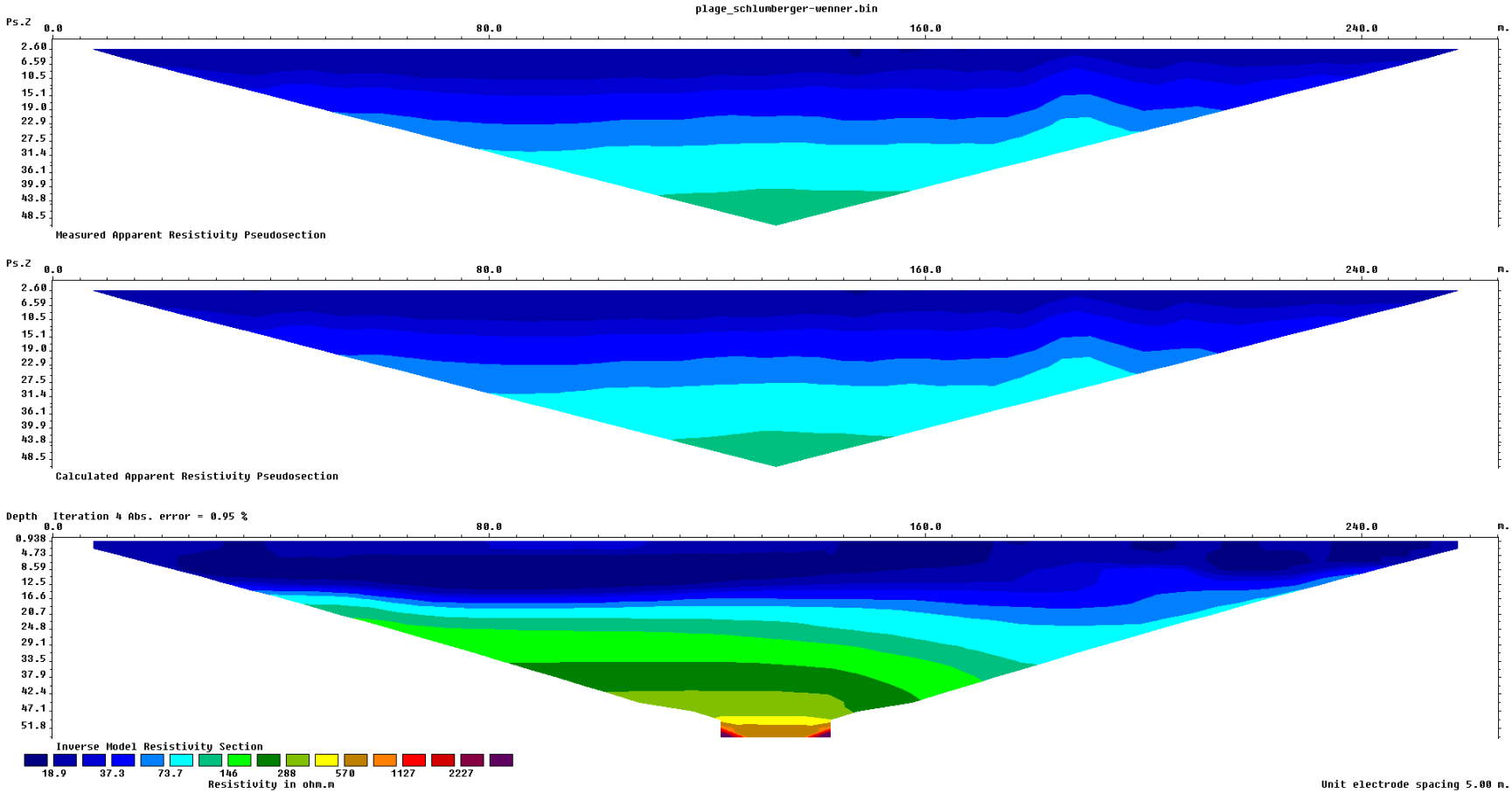
Zone	Condition	F.S.
Aval	Chargement statique et écoulement stationnaire* (résistance en pointe)	1.3 à 1.5
Aval	Chargement dynamique et écoulement stationnaire* (résistance en pointe)	1.1 à 1.3
Amont/aval	Vidange rapide** (analyse statique)	1.3
Amont/aval	Vidange rapide** (analyse pseudo-statique)	1.1
Centrale	Glissement horizontal de la digue sous chargement statique (poussée latérale)	1.5
Centrale	Glissement horizontal de la digue pour les pressions générées par des résidus lors de leur liquéfaction (potentiel de liquéfaction positif)	1.3
Centrale	Capacité portante du sol sous le remblai	1.5

* La plage de variation du F.S. est fonction des dommages possibles.
** La plage de variation du F.S. est fonction des dommages possibles.

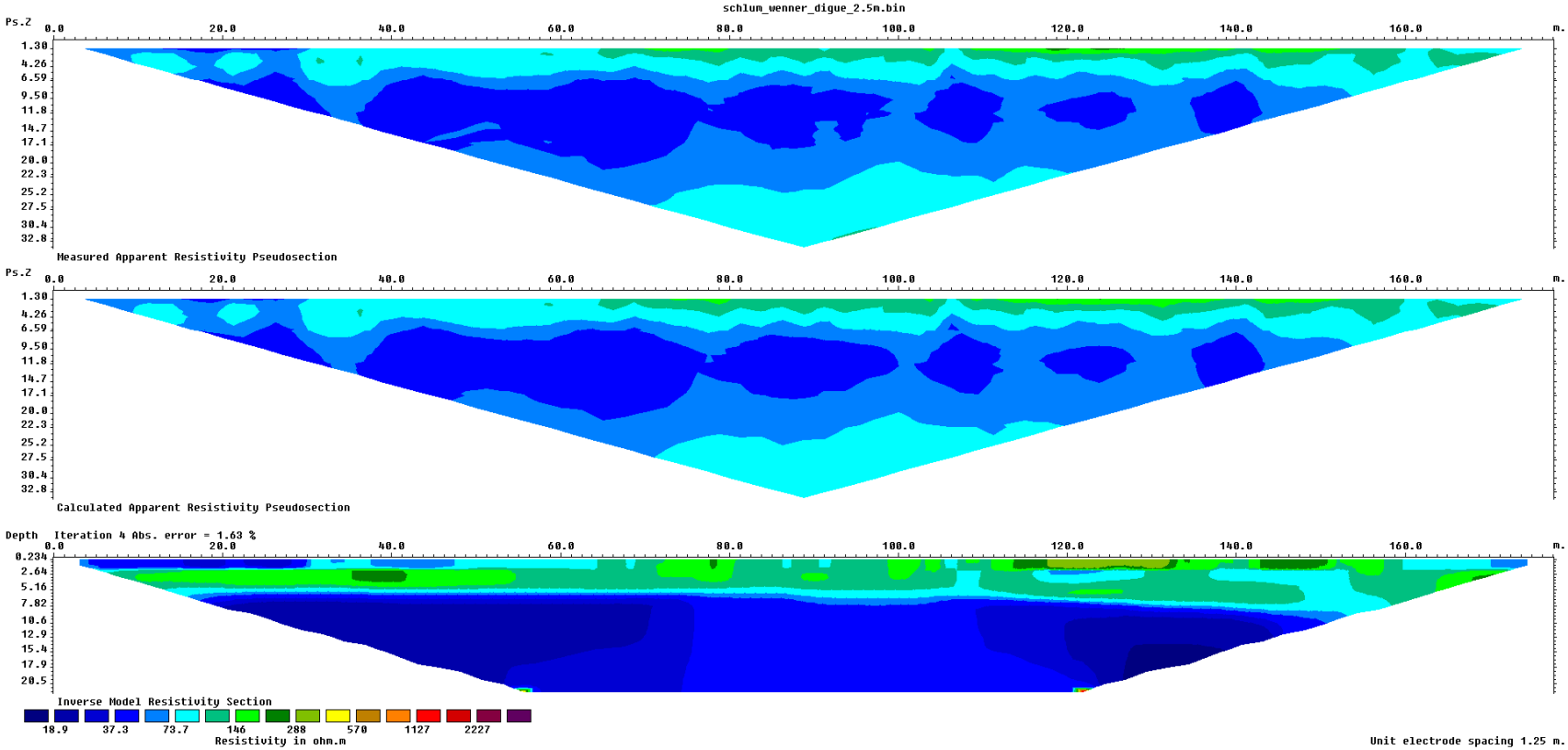
ANNEXE C - ILLUSTRATION DE PSEUDO-SECTION DE RÉSISTIVITÉ APPARENTE MESURÉE, CALCULÉE ET LE MODÈLE INVERSÉ – CAS SUR LA CRÊTE DE LA DIGUE NORD – OUEST, ESPACEMENT ENTRE ÉLECTRODES À 5 M



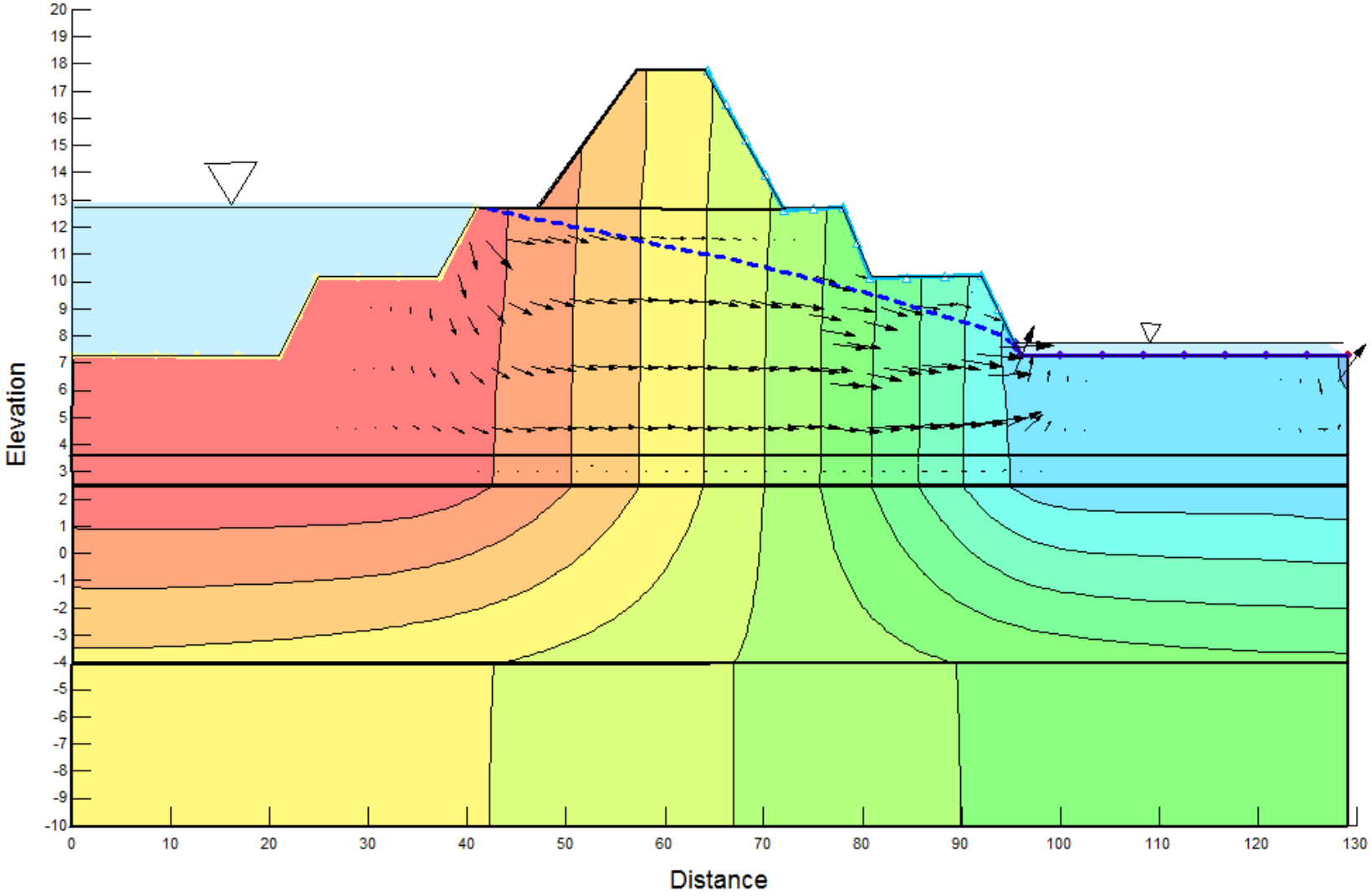
ANNEXE D - ILLUSTRATION DE PSEUDO-SECTION DE RÉSISTIVITÉ APPARENTE MESURÉE, CALCULÉE ET LE MODÈLE INVERSÉ – CAS SUR LA PALGE (CÔTÉ AMONT DE LA DIGUE, ESPACEMENT ENTRE ÉLECTRODES À 5 M



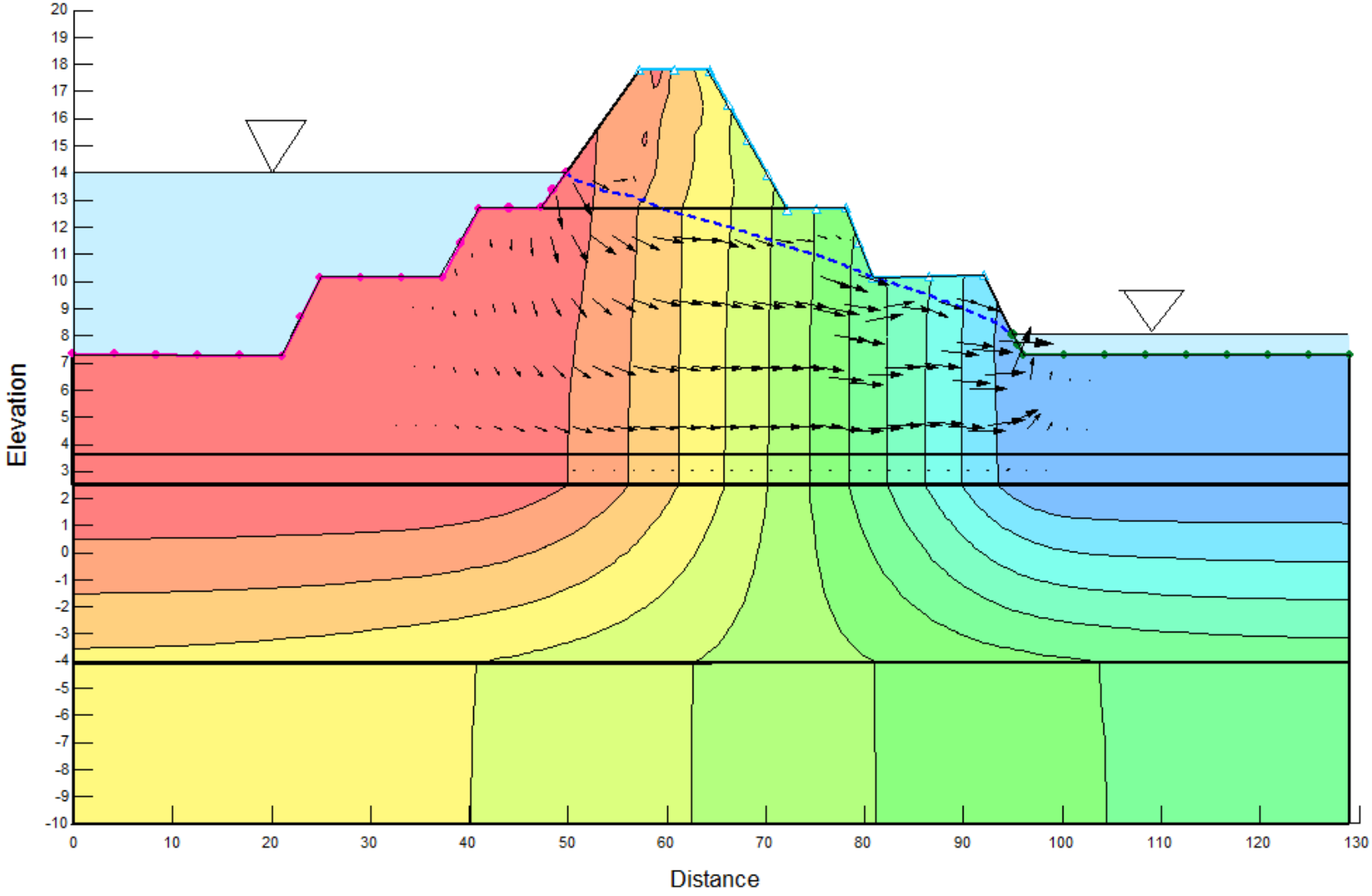
ANNEXE E - ILLUSTRATION DE PSEUDO-SECTION DE RÉSISTIVITÉ APPARENTE MESURÉE, CALCULÉE ET LE MODÈLE INVERSÉ – CAS SUR LA CRÊTE DE LA DIGUE, ESPACEMENT ENTRE ÉLECTRODES À 2,5 M



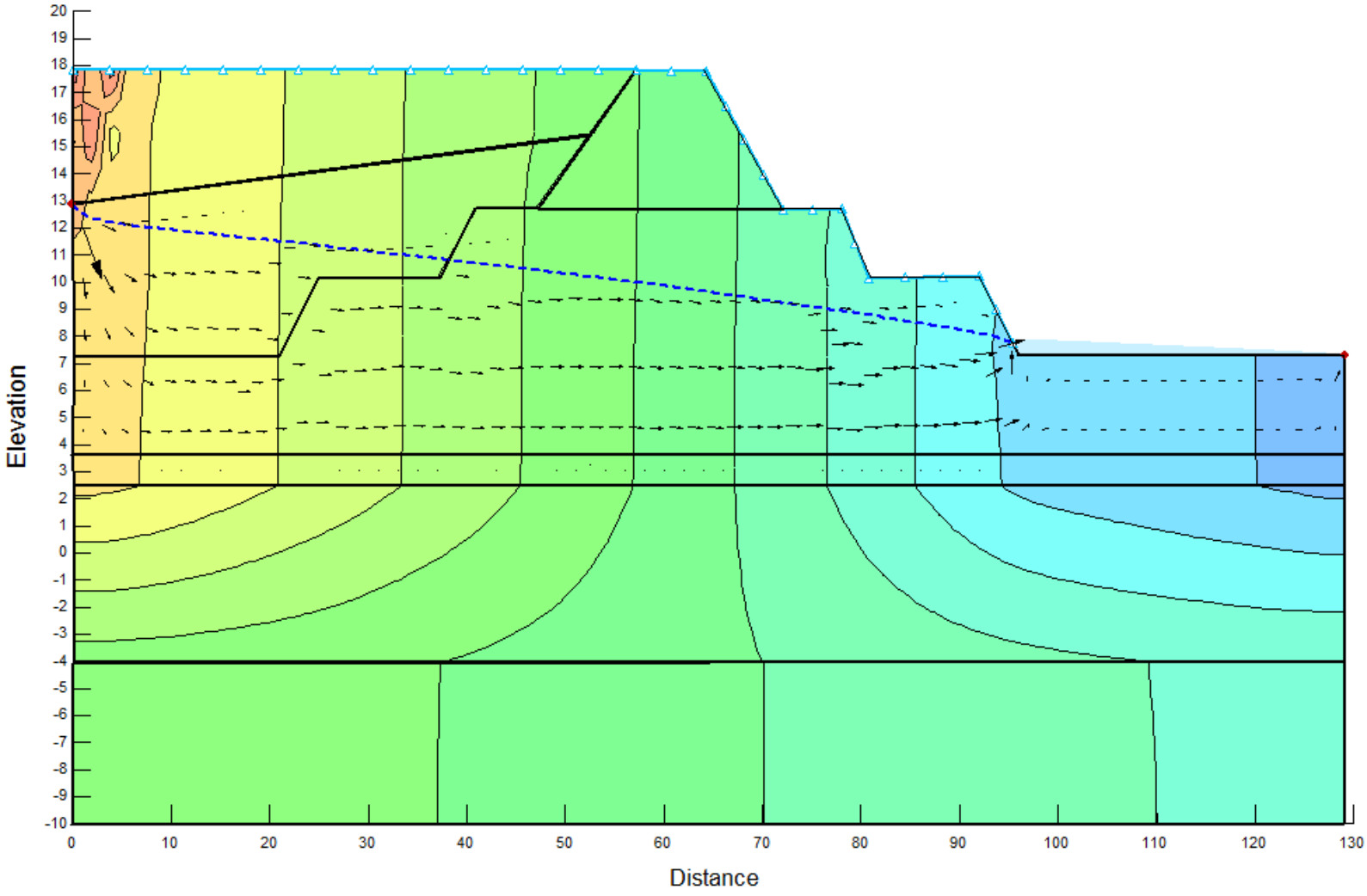
ANNEXE F - ILLUSTRATION DE LA DÉTERMINATION DE LA LIGNE PHRÉATIQUE, NIVEAU D'EAU SITUÉ À 12,9 M PAR RAPPORT L'ÉLÉVATION ZÉRO



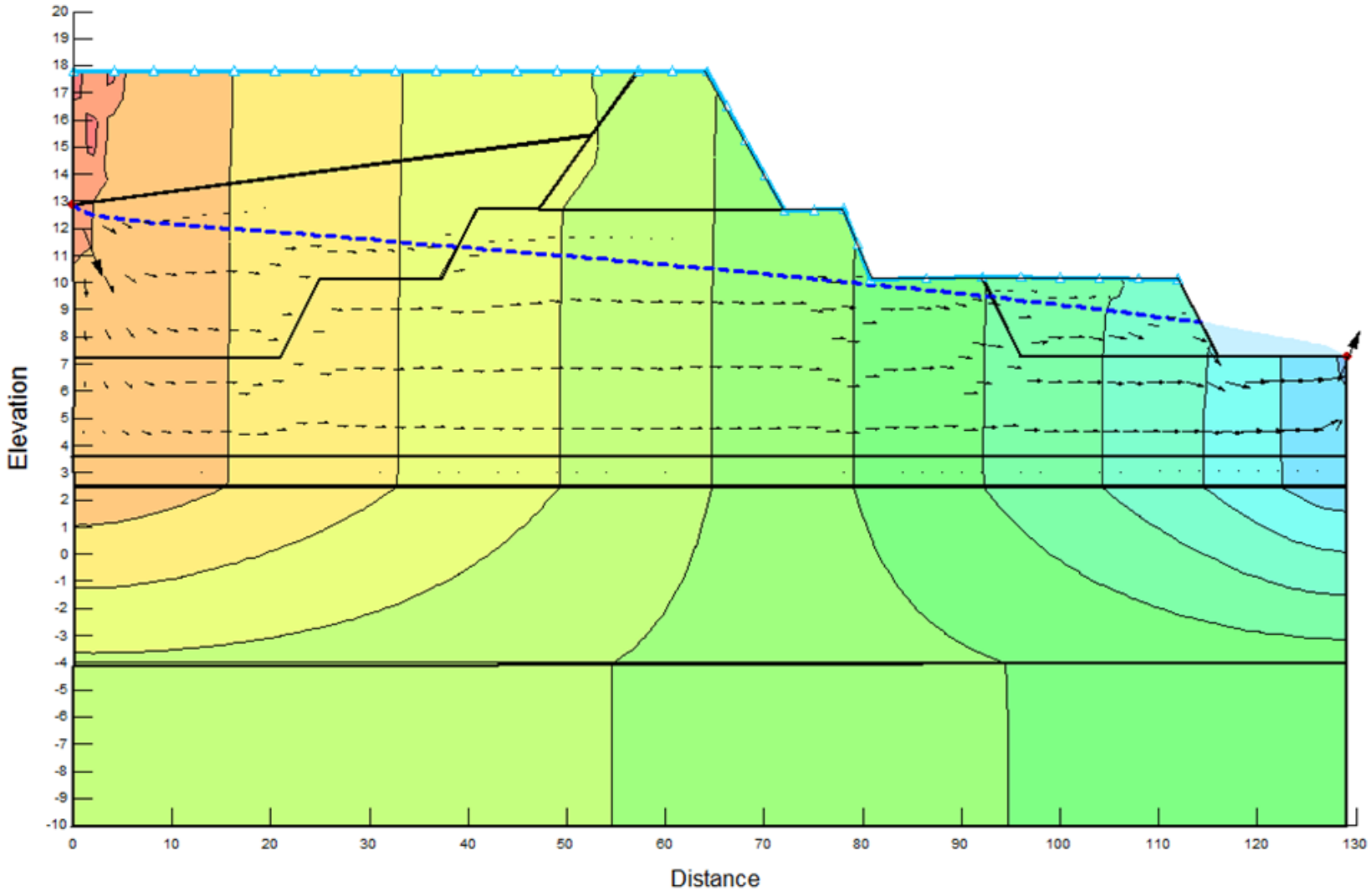
ANNEXE G - ILLUSTRATION DE LA DÉTERMINATION DE LA LIGNE PHRÉATIQUE, NIVEAU D'EAU SITUÉ À 14 M PAR RAPPORT L'ÉLÉVATION ZÉRO



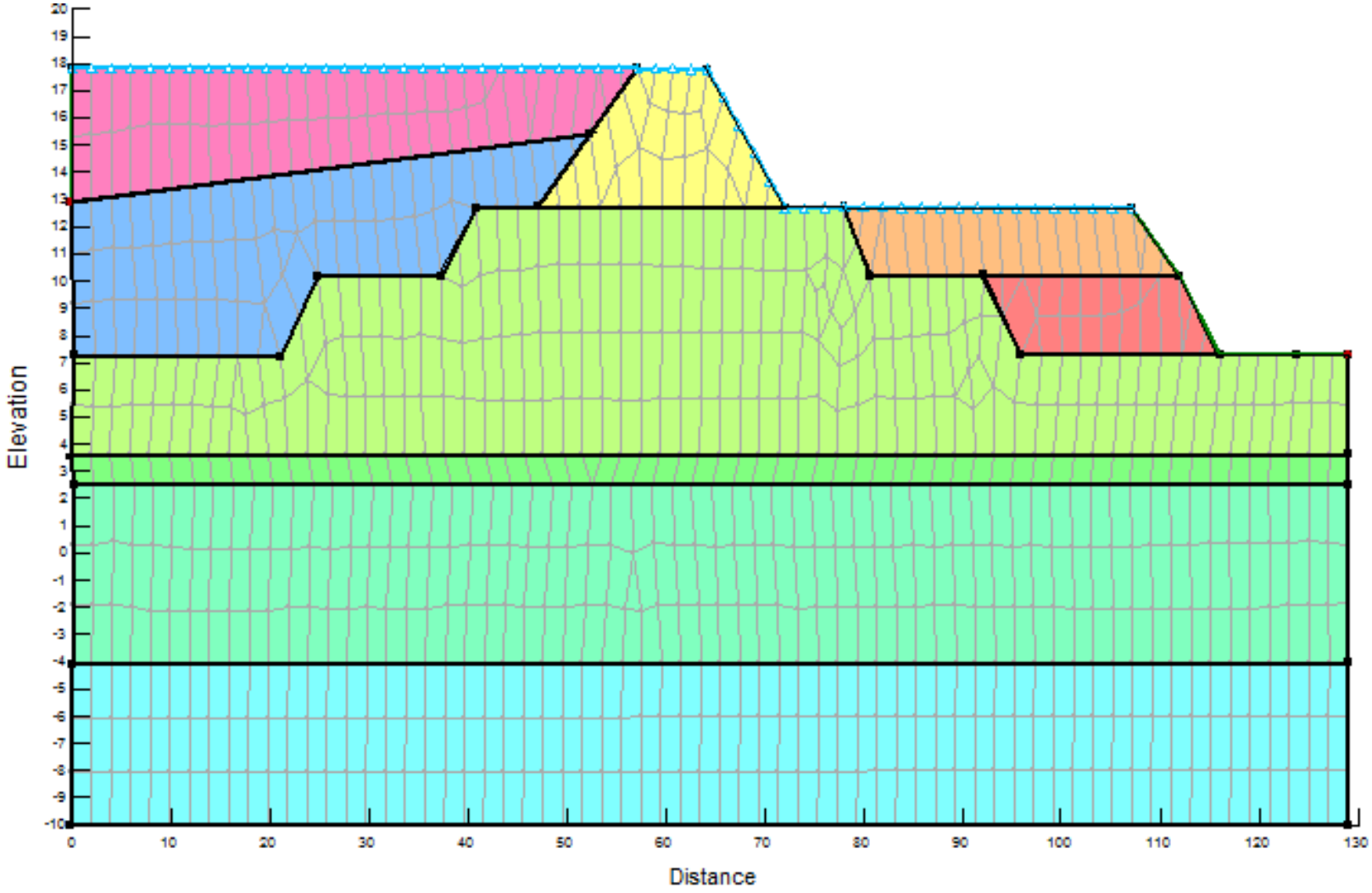
ANNEXE H - ILLUSTRATION DE LA DÉTERMINATION DE LA LIGNE PHRÉATIQUE, SEULEMENT INFILTRATION D'EAU DE PRÉCIPITATION



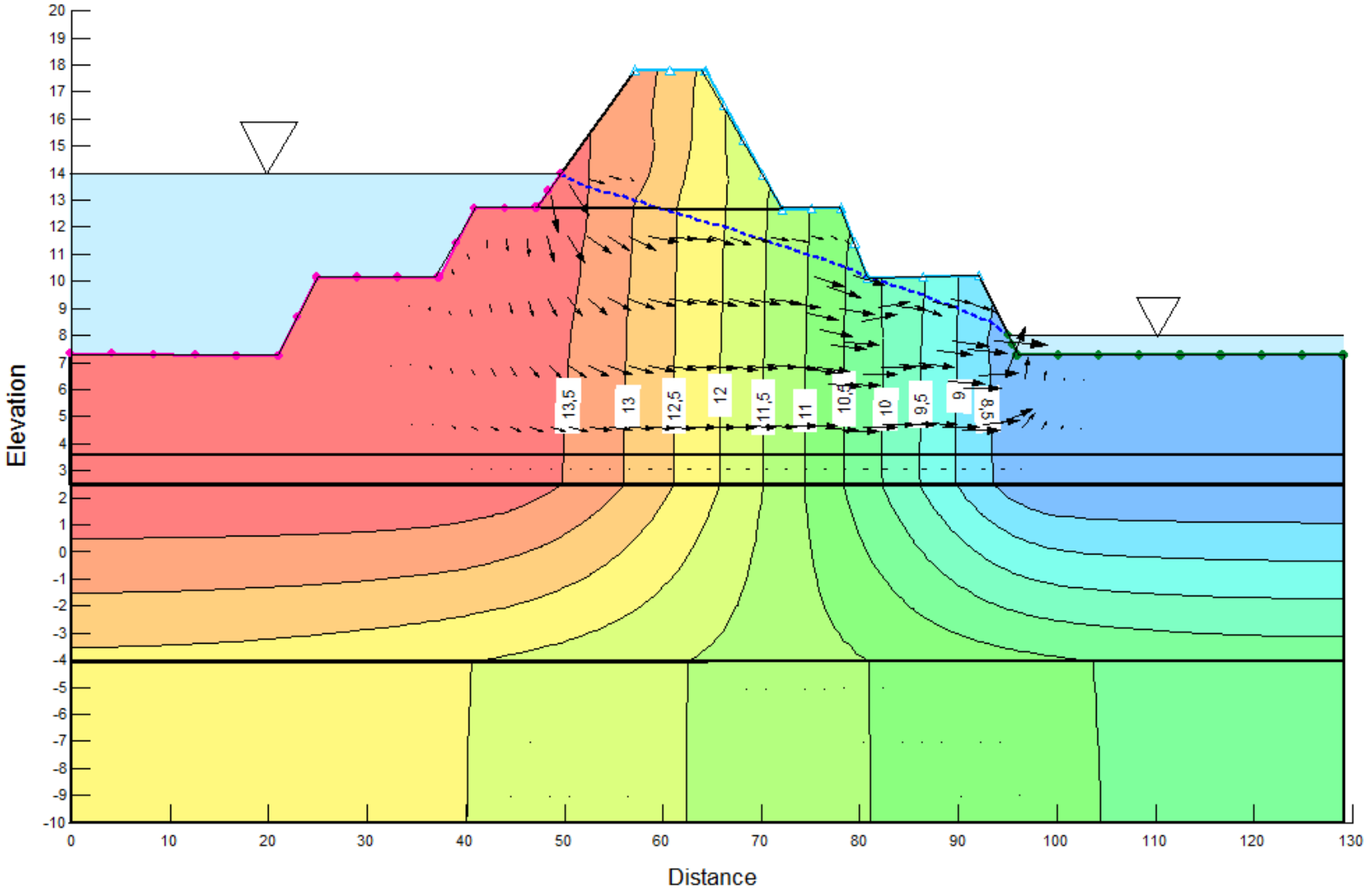
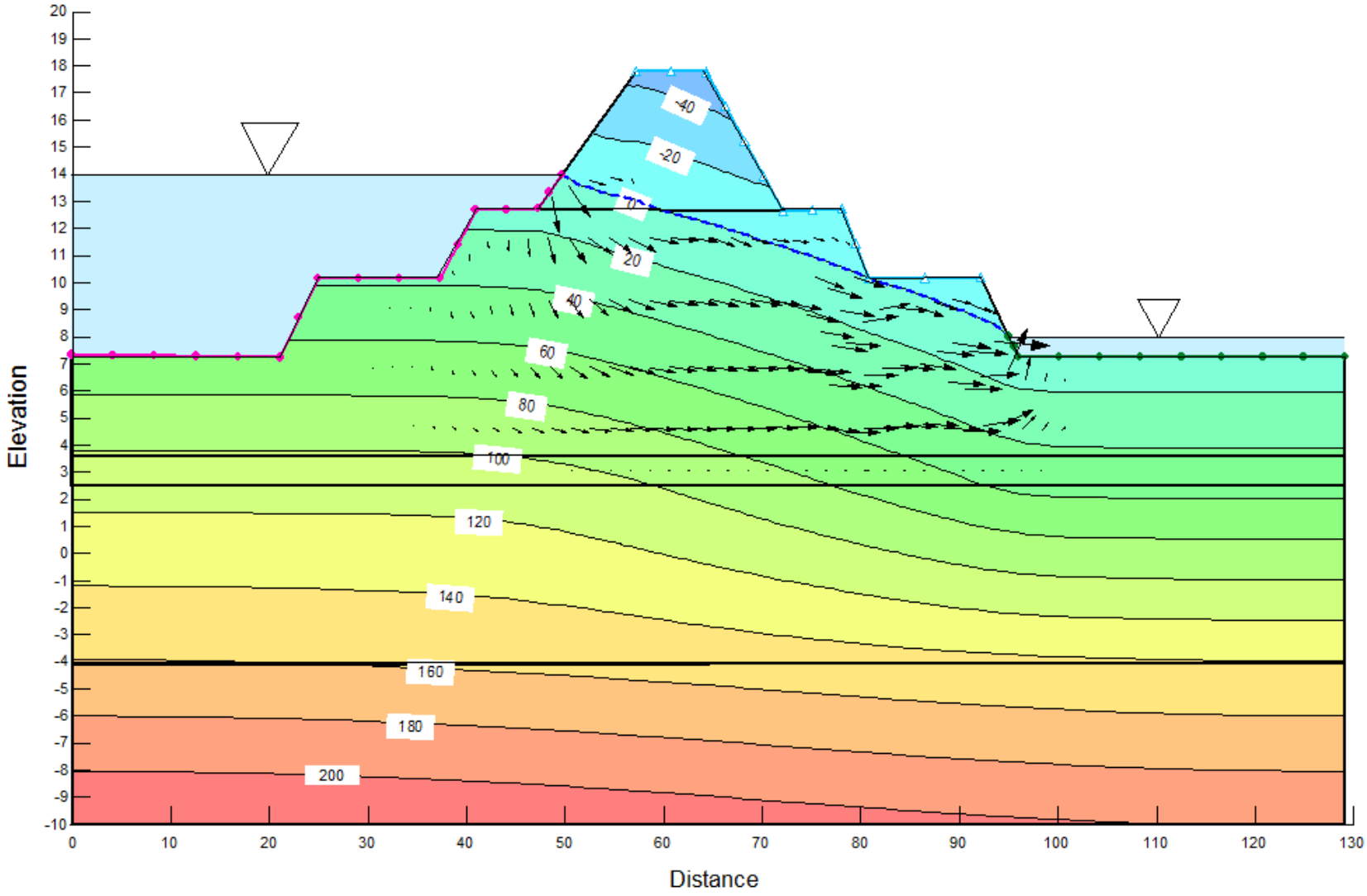
ANNEXE I - ILLUSTRATION DE LA LIGNE PHRÉATIQUE, SEULEMENT INFILTRATION D'EAU DE PRÉCIPITATION, UNE COUCHE D'ENROCHEMENT EN AVAL DE LA DIGUE



ANNEXE J - ILLUSTRATION DE LA LIGNE PHRÉATIQUE, INFILTRATION D'EAU DE PRÉCIPITATION, DEUX COUCHES D'ENROCHEMENT EN AVAL DE LA DIGUE



ANNEXE K - ILLUSTRATION DE COURBE ISO-VALEURS DE CHARGE HYDRAULIQUE PAR RAPPORT À LA LIGNE PHRÉATIQUE



ANNEXE L - ILLUSTRATION DE COURBE ISO-VALEURS DE PRESSION INTERSTITIELLE