OSISKO
MINIÈRE OSISKO

PROJET MINIER WINDFALL

# PLAN DE RESTAURATION
# TRAVAUX D'EXPLOITATION

## Volume 2

MARS 2023
201-11330-19

wsp

# *LISTE DES ANNEXES – VOLUME 2*

**E ANALYSE DE STABILITÉ**

**F ESTIMATION DES COÛTS DE RESTAURATION**

# ANNEXE

# E

## ANALYSE DE STABILITÉ

MINIÈRE OSISKO INC.
PROJET N$^{O}$ : 221-11330-02

# AGRANDISSEMENT DE LA HALDE À STÉRILES EXISTANTE ET DES INFRASTRUCTURES DE GESTION DES EAUX

## VOLETS GÉOTECHNIQUE, HYDROTECHNIQUE ET HYDRAULIQUE

OCTOBRE 2022

# AGRANDISSEMENT DE LA HALDE À STÉRILES EXISTANTE ET DES INFRASTRUCTURES DE GESTION DES EAUX

## VOLETS GÉOTECHNIQUE, HYDROTECHNIQUE ET HYDRAULIQUE

MINIÈRE OSISKO INC.

PROJET N$^{O}$ : 221-11330-02
DATE : 26 OCTOBRE 2022

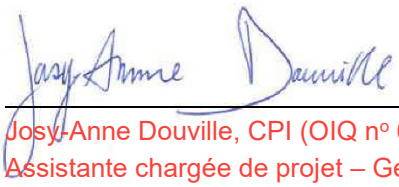
WSP CANADA INC.
1135, BOULEVARD LEBOURGNEUF
QUÉBEC (QUÉBEC) G2K 0M5
CANADA

TÉLÉPHONE : +1 418 623-2254
TÉLÉCOPIEUR : +1 418 624-1857
WSP.COM

# SIGNATURES

**VOLET GÉOTECHNIQUE**

PRÉPARÉ PAR



Josy-Anne Douville, CPI (OIQ nº 601 2095)
Assistante chargée de projet – Géotechnique

Florence Trudeau, CPI (OIQ nº 603 0840)
Assistante chargée de projet – Géotechnique

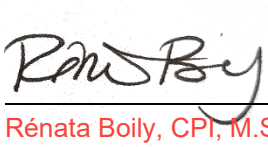
RÉVISÉ PAR

Kristina Bondy, ing., M.ing. (OIQ nº 146 117)
Chargée de projet – Géotechnique

Kevin Gagnon, ing. (OIQ nº 509 0916)
Chargé de projet – Résidus miniers

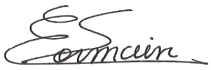
**VOLETS HYDROLOGIQUE ET HYDRAULIQUE**

PRÉPARÉ PAR



Rénata Boily, CPI, M.Sc. (OIQ nº 603 0412)
Hydraulique

RÉVISÉ PAR



Elsa Sormain, Ing., M.Sc. (OIQ nº 504 0590)
Ingénieure - Hydraulique

WSP Canada Inc. (WSP) a préparé ce rapport uniquement pour son destinataire MINIÈRE OSISKO INC., conformément à la convention de consultant convenue entre les parties. Advenant qu'une convention de consultant n'ait pas été exécutée, les parties conviennent que les Modalités Générales à titre de consultant de WSP régiront leurs relations d'affaires, lesquelles vous ont été fournies avant la préparation de ce rapport.

Ce rapport est destiné à être utilisé dans son intégralité. Aucun extrait ne peut être considéré comme représentatif des résultats de l'évaluation.

Les conclusions présentées dans ce rapport sont basées sur le travail effectué par du personnel technique, entraîné et professionnel, conformément à leur interprétation raisonnable des pratiques d'ingénierie et techniques courantes et acceptées au moment où le travail a été effectué.

Le contenu et les opinions exprimées dans le présent rapport sont basés sur les observations et/ou les informations à la disposition de WSP au moment de sa préparation, en appliquant des techniques d'investigation et des méthodes d'analyse d'ingénierie conformes à celles habituellement utilisées par WSP et d'autres ingénieurs/techniciens travaillant dans des conditions similaires, et assujettis aux mêmes contraintes de temps, et aux mêmes contraintes financières et physiques applicables à ce type de projet.

WSP dénie et rejette toute obligation de mise à jour du rapport si, après la date du présent rapport, les conditions semblent différer considérablement de celles présentées dans ce rapport ; cependant, WSP se réserve le droit de modifier ou de compléter ce rapport sur la base d'informations, de documents ou de preuves additionnels.

WSP ne fait aucune représentation relativement à la signification juridique de ses conclusions.

La divulgation de tout renseignement faisant partie du présent rapport relève uniquement de la responsabilité de son destinataire. Si un tiers utilise, se fie, ou prend des décisions ou des mesures basées sur ce rapport, ledit tiers en est le seul responsable. WSP n'accepte aucune responsabilité quant aux dommages que pourrait subir un tiers suivant l'utilisation de ce rapport ou quant aux dommages pouvant découler d'une décision ou mesure prise basée sur le présent rapport.

WSP a exécuté ses services offerts au destinataire de ce rapport conformément à la convention de consultant convenue entre les parties tout en exerçant le degré de prudence, de compétence et de diligence dont font habituellement preuve les membres de la même profession dans la prestation des mêmes services ou de services comparables à l'égard de projets de nature analogue dans des circonstances similaires. Il est entendu et convenu entre WSP et le destinataire de ce rapport que WSP n'offre aucune garantie, expresse ou implicite, de quelque nature que ce soit. Sans limiter la généralité de ce qui précède, WSP et le destinataire de ce rapport conviennent et comprennent que WSP ne fait aucune représentation ou garantie quant à la suffisance de sa portée de travail pour le but recherché par le destinataire de ce rapport.

En préparant ce rapport, WSP s'est fiée de bonne foi à l'information fournie par des tiers, tel qu'indiqué dans le rapport. WSP a raisonnablement présumé que les informations fournies étaient correctes et WSP ne peut donc être tenue responsable de l'exactitude ou de l'exhaustivité de ces informations.

Les bornes et les repères d'arpentage utilisés dans ce rapport servent principalement à établir les différences d'élévation relative entre les emplacements de prélèvement et/ou d'échantillonnage et ne peuvent servir à d'autres fins. Notamment, ils ne peuvent servir à des fins de nivelage, d'excavation, de construction, de planification, de développement, etc.

Les recommandations de conception fournies dans ce rapport s'appliquent uniquement au projet et aux zones décrites dans le texte, et uniquement si elles sont construites conformément aux détails indiqués dans le présent rapport. Les commentaires fournis dans ce rapport sur les problèmes potentiels pouvant subvenir lors de la construction et sur les différentes méthodologies possibles sont uniquement destinés à guider le concepteur. Le nombre d'emplacements de prélèvement et/ou d'échantillonnage peut ne pas être suffisant pour évaluer l'ensemble des facteurs pouvant affecter la construction, les méthodologies et les coûts. WSP nie toute responsabilité pouvant découler de décisions ou actions prises découlant de ce rapport, sauf si WSP en est spécifiquement informée et y participe. Advenant une telle situation, la responsabilité de WSP sera déterminée et convenue à ce moment.

L'original du fichier électronique que nous vous transmettons sera conservé par WSP pour une période minimale de dix ans. WSP n'assume aucune responsabilité quant à l'intégrité du fichier qui vous est transmis et qui n'est plus sous le contrôle de WSP. Ainsi, WSP n'assume aucune responsabilité quant aux modifications faites au fichier électronique suivant sa transmission au destinataire.

Ces limitations sont considérées comme faisant partie intégrante du présent rapport.

# CLIENT

## MINIÈRE OSISKO INC.

| | |
|---|---|
| Directeur Préparation Opérationnel | Martin Fillion |
| Directeur Construction | Yan Théberge |
| Vice-Présidente, Environnement et Relations communautaires | Andréanne Boisvert |

# ÉQUIPE DE RÉALISATION

## WSP CANADA INC. (WSP)

| | |
|---|---|
| Chargée de projet | Kevin Gagnon, ing. |
| Rédaction du rapport | Kristina Bondy, ing., M.ing.<br>Elsa Sormain, ing., M.Sc.<br>Rénata Boily, CPI, M.Sc.<br>Josy-Anne Douville, CPI<br>Florence Trudeau, CPI |
| Révision du rapport – Volet géotechnique | Morteza Esfehani, ing. Ph.D<br>Kristina Bondy, ing., M.ing.<br>Kevin Gagnon, ing. |
| Révision du rapport – Volet hydrologique et hydraulique | Elsa Sormain, Ing., M.Sc. |
| Traitement de texte et édition | Linette Poulin |

*Référence à citer :*

WSP. 2022. *AGRANDISSEMENT DE LA HALDE À STÉRILES EXISTANTE ET DES INFRASTRUCTURES DE GESTION DES EAUX. VOLETS GÉOTECHNIQUE, HYDROTECHNIQUE ET HYDRAULIQUE.* DOCUMENT PRODUIT POUR MINIÈRE OSISKO INC. 32 PAGES ET ANNEXES.

# TABLE DES MATIÈRES *(suite)*


1 INTRODUCTION ..... 1

**1.1 Mise en contexte ..... 1**

**1.2 Mandat et objectifs ..... 1**

2 DOCUMENTS DE RÉFÉRENCE, NORMES ET RÉGLEMENTATION APPLICABLES ..... 2

3 DONNÉES DE BASE ET CRITÈRES DE CONCEPTION ..... 4

**3.1 Données de base ..... 4**

3.1.1 Données topographiques ..... 4

3.1.2 Données géotechniques ..... 4

3.1.3 Données hydrologiques ..... 4

3.1.4 Données géochimiques ..... 4

**3.2 Critères de conception ..... 5**

3.2.1 Critères de stabilité ..... 5

3.2.2 Crue de conception ..... 5

**3.3 Matériaux de construction ..... 6**

3.3.1 Choix du complexe d'étanchéité ..... 6

**3.4 Climat ..... 6**

**3.5 Gestion de l'eau ..... 7**

4 CONCEPTION DE LA HALDE À STÉRILE ..... 8

**4.1 Configuration proposée ..... 8**

**4.2 Sol de fondation ..... 8**

4.2.1 Halde à stériles ..... 8

**4.3 Sismicité du site ..... 9**

4.3.1 Catégorie d'emplacement sismique ..... 9

4.3.2 Aléa sismique ..... 9

**4.4 Évaluation du potentiel de liquéfaction ..... 9**

**4.5 Analyses de stabilité ..... 10**

4.5.1 Méthode de calculs ..... 10

4.5.2 Sélection des coupes ..... 10
4.5.3 Conditions d'eau souterraine ..... 11
4.5.4 Propriétés géotechniques des matériaux ..... 11
4.5.5 Résultats des analyses de stabilité ..... 12
4.5.6 Discussion des résultats des analyses de stabilité ..... 13

5 CLASSIFICATION DE LA HALDE ..... 14

6 CONCEPTION DES INFRASTRUCTURES DE GESTION DES EAUX ..... 16

**6.1 Sol de fondation ..... 16**
6.1.1 Bassin A ..... 16
6.1.2 Bassin D ..... 16
6.1.3 Bassin P ..... 16

**6.2 Description des infrastructures de gestion des eaux proposées ..... 17**
6.2.1 Bassins A, D et P ..... 17
6.2.2 Fossés collecteurs ..... 17

**6.3 Classification préliminaire des digues ..... 17**
6.3.1 Contenu législatif Québécois ..... 17
6.3.2 Classification du niveau de conséquences ..... 18
6.3.3 Critères de conception retenus ..... 19

**6.4 Conception hydrotechnique ..... 20**
6.4.1 Méthodes d'analyses ..... 20
6.4.2 Résultats ..... 23

**6.5 Conception géotechnique du bassin D ..... 24**
6.5.1 Configuration proposée ..... 24
6.5.2 Catégorie d'emplacement sismique et Aléa sismique ..... 24
6.5.3 Évaluation du potentiel de liquéfaction ..... 24
6.5.4 Analyses de stabilité ..... 25

7 CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS ..... 28

# TABLE DES MATIÈRES *(suite)*

## *TABLEAUX*


TABLEAU 3-1 VALEURS MINIMALES DES COEFFICIENTS DE SÉCURITÉ REQUIS POUR LA STABILITÉ DES PENTES ..... 5
TABLEAU 4-1 CAPACITÉS DE LA HALDE PROPOSÉE ..... 8
TABLEAU 4-2 JUSTIFICATIONS DU CHOIX DES COUPES ANALYSÉES ..... 10
TABLEAU 4-3 PROPRIÉTÉS DES MATÉRIAUX UTILISÉS DANS LES ANALYSES DE STABILITÉ ..... 11
TABLEAU 4-4 RÉSULTATS DES ANALYSES DE STABILITÉ DE LA COUPE A-A' ..... 12
TABLEAU 4-5 RÉSULTATS DES ANALYSES DE STABILITÉ DE LA COUPE B-B' ..... 12
TABLEAU 4-6 RÉSULTATS DES ANALYSES DE STABILITÉ DE LA COUPE C-C' ..... 13
TABLEAU 4-7 RÉSULTATS DES ANALYSES DE STABILITÉ DE LA COUPE D-D' ..... 13
TABLEAU 4-8 RÉSULTATS DES ANALYSES DE STABILITÉ DE LA COUPE E-E' ..... 13
TABLEAU 5-1 POINTAGE ATTRIBUÉ POUR LA HALDE À STÉRILES EN FONCTION DE L'ÉVALUATION DES 7 PRINCIPAUX GROUPES ET LES FACTEURS RESPECTIFS ..... 15
TABLEAU 5-2 CLASSIFICATION DE STABILITÉ ET DE RISQUE DE LA HALDE À STÉRILES ..... 15
TABLEAU 6-1 GUIDE POUR LE CLASSEMENT DES OUVRAGES DE RETENUE, PAR CATÉGORIE DE CONSÉQUENCES POTENTIELLES D'UNE RUPTURE (1) ..... 18
TABLEAU 6-2 NIVEAUX CIBLES POUR L'ÉVALUATION DES DANGERS DES CRUES ET SISMIQUES PROPOSÉS PAR L'ACB EN FONCTION DES NIVEAUX DE RISQUE ..... 19
TABLEAU 6-3 SUPERFICIE DES BASSINS VERSANTS ..... 21
TABLEAU 6-4 CARACTÉRISTIQUES DES BASSINS PROPOSÉS ..... 23
TABLEAU 6-5 NIVEAUX D'OPÉRATION DES BASSINS ..... 23
TABLEAU 6-6 JUSTIFICATIONS DU CHOIX DES COUPES ANALYSÉES POUR LE BASSIN D ..... 25
TABLEAU 6-7 PROPRIÉTÉS DES MATÉRIAUX UTILISÉS DANS LES ANALYSES DE STABILITÉ DU BASSIN D ..... 26
TABLEAU 6-8 RÉSULTATS DES ANALYSES DE STABILITÉ DE LA COUPE BD-BD' ..... 27

## *FIGURES*


FIGURE 5-1 STRUCTURE DE CLASSIFICATION DES HALDES (HAWLEY ET CUNNING, 2017. PG 32) ..... 14

FIGURE 6-1 MODÉLISATION DU SITE DANS LE LOGICIEL PCSWMM ..... 21


## *ANNEXES*


A PLANS

B CARTES

C ALÉA SISMIQUE

D RÉSULTATS DES ANALYSES DE STABILITÉ

E FICHES TECHNIQUES

F CLASSIFICATION HALDE

# 1 INTRODUCTION

## 1.1 MISE EN CONTEXTE

Windfall est un gîte aurifère détenu par Minière Osisko inc. (Osisko). Le site est situé au nord du 49e parallèle dans la région administrative du Nord-du-Québec, sur des terres de la catégorie III du territoire d'Eeyou Itsche Baie-James. Le site minier se trouve à 115 km à l'est de la ville de Lebel-sur-Quévillon.

Dans le cadre du projet d'échantillonnage en vrac Caribou (principal) et Lynx 4 (secteurs Bank et central) à Windfall, Osisko souhaite procéder à l'agrandissement de la halde à stériles existante au printemps 2023. L'agrandissement projeté de la halde à stériles permettra à Osisko d'entreposer environ 2,1 millions de tonnes (Mt) de stériles miniers supplémentaires.

Les infrastructures de gestion des eaux associées seront également construites lors des travaux de 2023. Il s'agit essentiellement des fossés périphériques et de trois nouveaux bassins pour la gestion des eaux, identifiés A, D, et P. Le bassin A permettra de gérer les eaux de ruissellement provenant de l'agrandissement de la halde à stériles existante. Ces eaux seront par la suite transférées par pompage vers le bassin D, puis ultimement vers le bassin de polissage P avant d'être rejetées à l'environnement.

L'annexe A présente la localisation des différents ouvrages mentionnés ci-dessus, qui seront construits au printemps 2023.

## 1.2 MANDAT ET OBJECTIFS

WSP Canada Inc. (WSP) a été mandatée par Osisko pour réaliser l'ingénierie détaillée en vue de l'exécution des travaux planifiés en 2023, soit l'agrandissement de la halde à stériles existante et des infrastructures de gestion des eaux. Comme présenté dans l'offre de services nº P21-11032-32 daté du 20 août 2021, le mandat comprend essentiellement les activités suivantes :

- L'ingénierie de l'agrandissement de la halde à stériles existante pour l'entreposage d'environ 2,1 Mt de stériles miniers supplémentaires;
- L'ingénierie des fossés périphériques, des bassins ainsi que des stations de pompage des eaux associées;
- La préparation des plans d'ingénierie pour demande d'autorisation, pour soumission et pour construction;
- La préparation d'un devis technique.

Le présent rapport technique établit les critères et les données utilisés lors de la conception de la halde, des fossés et des bassins d'eau. Les résultats des analyses de stabilité et des calculs hydrotechniques effectués ainsi qu'une description détaillée des travaux projetés en 2023 (incluant les plans et les coupes types des ouvrages) seront également présentés dans ce document.

Les recommandations générales relatives à la construction et à l'opération de la halde et des bassins seront abordées dans la dernière section de ce rapport technique. Il convient de mentionner que la conception des stations de pompage ne fait pas partie intégrante de ce document et sera abordée dans le cadre d'un document distinct.

# 2 DOCUMENTS DE RÉFÉRENCE, NORMES ET RÉGLEMENTATION APPLICABLES

La conception de la halde, des fossés et des bassins d'eau a été effectuée en conformité avec les diverses exigences réglementaires, les documents de référence, ainsi que les recommandations reconnus dans le domaine minier. Il s'agit, entre autres, de :


- Boulanger, R. W., & Idriss, I. M. (2014). CPT and SPT Based Liquefaction Triggering Procedures. Report No. UCD/CGM-14/01, Center for Geotechnical Modeling, Department of Civil and Environmental Engineering, University of California, Davis, CA, 134 pp.
- Bulletin technique : Application des recommandations de sécurité des barrages aux barrages miniers (Association canadienne des barrages [ACB], 2014.
- Duncan, J.M., Wright, S.G. and Wong, K.S. (1990). Slope Stability during Rapid Drawdown, Proceedings of H. Bolton Seed Memorial Symposium. Vol. 2.
- Données topographiques du fichier 151-11330-62-G02 confectionné par WSP lors de l'ingénierie détaillée pour la construction de l'agrandissement de la halde à stérile imperméabilisée (2018).
- Environnement Canada, 2021. Normales climatiques 1981-2010. Station Lebel-sur-Quévillon, Québec, Canada.
- GENIVAR, 2008 – Étude hydrogéologique- Site minier de Windfall Lake, Projet AV106787.
- GOLDER, 2017, Rapport des forages WIN-17-190; WIN-17-191.
- GOLDER, 2020. Étude hydrogéologique pour le dénoyage de la rampe d'exploration du projet Lac Windfall, Échantillonnage en vrac – Portion supérieure de Triple Lynx. N° de référence : GAL078-19118268-19001-RF-Rev0. Rapport préparé pour Minière Osisko inc. 22 pages, tableaux, figures et annexes.
- GOLDER, 2020. Technical Memorandum – Climate parameters for preliminary economical assessment report – Windfall Project, Quebec. Nº de référence : GAL093-20146303-20001-TM-Rev0. Préparé pour Minière Osisko. 12 pages.
- GOLDER, 2020. Technical Memorandum – Factual Report on Data Collection for the Windfall and Osborne Bell Site Investigation. Nº de référence : GAL-080-19118268-19001-Rev0. Rapport préparé pour Minière Osisko. 346 pages.
- GOLDER, 2021. Geochemical Characterization of Ore, Waste Rock and Tailings for the Windfall Lake Project, Québec. Nº de référence : GAL101-20146303-21001-RA-Rev0. Rapport préparé pour Minière Osisko inc. 1 485 pages).
- GOLDER, 2022. Applicability of Previous Geochemical Characterisation Results for the Caribou and Lynx 4 Bulk Samples, Windfall Lake Project, Quebec.

- GOUVERNEMENT DU QUÉBEC - MINISTÈRE DE L'ÉNERGIE ET DES RESSOURCES NATURELLES (MERN) 2017. *Guide de préparation du plan de réaménagement et de restauration des sites miniers au Québec*, novembre 2017.
- HAWLEY, M. AND CUNNING, J., 2017, *Guidelines for Mine Waste Dump and Stockpile Design,* CSIRO Publishing.
- Koerner (2005). Designing with Geosynthetics 5th Edition.
- MDDELCC, 2012. *Directive 019 sur l'industrie minière*, mars 2012.
- OSISKO MINING INC. (2019). Technical note on bulk density.
- Preliminary Economic Assessment of the Windfall Lake Project, prepared for Osisko Mining Inc., 2018.
- Recommandations de sécurité des barrages (Association canadienne des barrages [ACB], 2007, révisé en 2013).
- Shobha K Bhatia and Gautam Kasturi (1996). Comparison of PVC and HDPE Geomembranes - Interface Friction Performance.
- WSP, 2021. Rapports de forages provenant de la campagne géotechnique 2021 (réf. 201-11330-29).
- WSP, 2018. Estimation des débits d'eau de percolation – Agrandissement de la halde à stériles miniers. 151-11153-50. Rapport préparé pour Minière Osisko inc. 10 pages.

# 3 DONNÉES DE BASE ET CRITÈRES DE CONCEPTION

## 3.1 DONNÉES DE BASE

### *3.1.1 DONNÉES TOPOGRAPHIQUES*

Les données topographiques fournies par Osisko et utilisées dans le cadre de cette étude sont présentées comme suit :

- Le relevé topographique LiDAR daté du 15 décembre 2020;
- Le relevé topographique de la halde à stériles existante daté du 26 septembre 2021 (Fichier Autocad: 20210926 Waste Pad_ elev20 cm_res0cm_size5_DSM.dwg).

### *3.1.2 DONNÉES GÉOTECHNIQUES*

Les informations géotechniques disponibles sont présentées dans les rapports/études suivants :

- WSP, 2021. Rapports de forages provenant des campagnes géotechniques 2021 et 2022 (réf. 201-11330-29);
- GENIVAR, 2008. Étude hydrogéologique- Site minier de Windfall Lake, Projet AV106787.

### *3.1.3 DONNÉES HYDROLOGIQUES*

Les données hydrologiques utilisées dans le cadre de cette étude sont présentées dans le rapport suivant :

- Golder, 2020. Technical Memorandum – Climate parameters for preliminary economical assessment report – Windfall Project, Quebec.

### *3.1.4 DONNÉES GÉOCHIMIQUES*

Les données géochimiques utilisées dans le cadre de ce projet proviennent essentiellement du rapport intitulé « *Geochemical Characterization of Ore, Waste Rock and Tailings for the Windfall Lake Project, Québec* », émis par Golder en avril 2021 et du rapport « *Applicability of Previous Geochemical Characterisation Results for the Caribou and Lynx 4 Bulk Samples, Windfall Lake Project, Quebec* », émis par Golder en janvier 2022. Basé sur les résultats des essais en laboratoire effectués par Golder (statiques et cinétiques), les stériles miniers produits dans le cadre du projet Windfall sont potentiellement générateurs d'acide et lixiviables (métaux).

# 3.2 CRITÈRES DE CONCEPTION

## 3.2.1 CRITÈRES DE STABILITÉ

Les ouvrages de rétention d'eau et de gestion des stériles miniers doivent respecter les critères énoncés dans la Directive 019 (D019) sur l'industrie minière (MDDELCC[1], 2012), dans le Guide de préparation du plan de réaménagement et de restauration des sites miniers au Québec (Guide de restauration) (MERN, 2017) et les recommandations sur la sécurité des barrages données par l'Association canadienne des barrages (ACB, 2014).

Les différentes infrastructures doivent rester stables lorsqu'elles sont sollicitées par les chargements statiques et dynamiques à court et à long termes. Conformément aux recommandations mentionnées à l'annexe 1 du Guide de restauration (MERN, 2017), les facteurs de sécurité minimaux ont été considérés pour évaluer la stabilité de la halde à stériles. Les facteurs de sécurité du bassin D ont été considérés selon les recommandations de sécurité des barrages miniers de l'ACB (ACB, 2014). Les critères de stabilité retenus dans le cadre de cette étude sont détaillés au tableau 3-1.

**Tableau 3-1 Valeurs minimales des coefficients de sécurité requis pour la stabilité des pentes**

| TYPE D'OUVRAGE | CONDITION | COEFFICIENT DE SÉCURITÉ CIBLÉ |
|---|---|---|
| Halde à stériles | Stabilité locale statique (long terme) | 1,2 |
| | Stabilité globale statique (court et long termes)[1] | 1,5 |
| | Analyse pseudo-statique | 1,1 |
| Digue du bassin D | Stabilité statique (court terme) – Pente aval | 1,3 |
| | Stabilité statique (long terme) – Pente amont et aval | 1,5 |
| | Stabilité pseudo-statique (long terme) – Pente amont et aval | 1,1 |
| | Vidange rapide – Pente amont | 1,3 |

1 : La fondation sous la halde est du sable avec une conductivité hydraulique élevée, suggérant que les surpressions interstitielles survenant pendant la construction sont négligeables.

## 3.2.2 CRUE DE CONCEPTION

Les infrastructures de gestion des eaux de surface du site sont soumises aux exigences définies dans la D019 sur l'industrie minière (MDDELCC, 2012). Les fossés collecteurs sont utilisés pour le réseau de drainage de la halde à stériles et sont donc considérés comme « aires d'accumulation sans retenue d'eau », telles que définies à la section 2.9.3.2 de la D019. Ces infrastructures doivent donc être « conçues de façon à évacuer adéquatement une crue ayant une récurrence 1:100 ans ».

Toutefois, le bassin D est considéré comme une « aire d'accumulation avec retenue d'eau ». Ainsi, « Pour les ouvrages de rétention avec retenue d'eau, les récurrences de base suivantes doivent être utilisées en fonction du type de résidus miniers :

— 1 : 2 000 ans pour une aire d'accumulation de résidus miniers acidogènes, cyanurés, radioactifs ou à risques élevés, tels que définis à l'annexe II;

— 1 : 1 000 ans pour une aire d'accumulation pour tout autre type de résidus miniers. »

[1] Aujourd'hui le ministère de l'Environnement et de la Lutte contre les changements climatiques (MELCC).

De plus, « les ouvrages de rétention avec retenue d'eau doivent pouvoir contenir une crue de projet. Cette dernière doit être établie en fonction du volume d'eau cumulatif d'une averse critique (basée sur une averse de pluie de 24 heures) et de la fonte moyenne des neiges sur une période de 30 jours (la quantité de neige est celle qui correspond au maximum prévisible pour une récurrence de 100 ans). »

Les récurrences utilisées sont présentées aux sections 6.3.3 et 6.4.1.

## 3.3 MATÉRIAUX DE CONSTRUCTION

Compte tenu de la nature des milieux naturels près des ouvrages à construire ainsi que les propriétés chimiques de l'eau à gérer, l'imperméabilisation des bassins et de la halde est requise. Aucun matériau naturel de faible perméabilité (till de bonne qualité ou argile) n'est disponible à proximité des infrastructures visées dans le présent document.

Pour cette raison, l'utilisation de géomembranes d'étanchéité est préconisée pour étancher les bassins, l'assise de la halde à stériles ainsi que les fossés collecteurs.

### *3.3.1 CHOIX DU COMPLEXE D'ÉTANCHÉITÉ*

La géomembrane de polyéthylène haute densité (PEHD) de 2,0 mm d'épaisseur et texturée sur la face supérieure, ou son équivalent approuvé, est proposée pour assurer l'étanchéité des bassins, des fossés et de la halde à stériles. La fiche technique de la géomembrane Solmax, répondant aux besoins définis, est présentée à l'annexe E. Les conditions suivantes ont permis d'établir ce choix :

- Souplesse du matériau qui pourra supporter d'éventuelles déformations (jusqu'à 13 %);
- Résistance aux agressions chimiques élevée, de l'eau transitant par les bassins (voir section 3.1.4);
- Besoin d'angle de friction supérieure entre les matériaux pour assurer la stabilité dans les talus.

En ce qui concerne le bassin de transition A, ainsi que le bassin de polissage P, le remblai de protection prévu sur la géomembrane est un enrochement de calibre 50-150 sur 450 mm d'épaisseur. Afin de protéger la géomembrane contre le poinçonnement, un géotextile 918 de Texel, ou équivalent approuvé, sera installé directement au-dessus et en dessous de la géomembrane.

En ce qui concerne le bassin d'accumulation D, le remblai de protection prévu sur la géomembrane est un matériau granulaire (20 mm max.) sur 150 mm d'épaisseur suivi d'un géotextile 934 ainsi qu'un enrochement de calibre 20-600 mm sur 850 mm d'épaisseur. La fiche technique du géotextile est présentée à l'annexe E.

Étant donné que la position de la nappe est estimée basse selon les forages géotechniques aux emplacements des bassins A et P, il n'a pas été jugé nécessaire d'ajouter un système de drainage sous les géomembranes pour gérer d'éventuelles poussées hydrostatiques. De plus, les profondeurs d'excavation ont été limitées de façon à éviter les nappes d'eau souterraine. En ce qui concerne le bassin D, les mécanismes de drainage seront gérés en fonction des conditions terrain.

## 3.4 CLIMAT

Le climat dans la région du projet Windfall est de type continental humide. Les étés sont chauds et légèrement humides, tandis que les hivers sont longs et froids. Le climat est assez froid, avec des températures moyennes sous 0°C entre novembre et mars. Les précipitations totales annuelles, y compris la pluie et la neige, sont de 928 mm/an (Environnement Canada, 2021).

## 3.5 GESTION DE L'EAU

Selon la section 2.1.5 de la D019 sur l'industrie minière (MDDELCC, 2012), « Les eaux de ruissellement à l'intérieur des zones d'activité, telles que celles provenant du secteur de l'usine de traitement, des piles de minerais et de concentrés, doivent être captées et traitées avant d'être rejetées au point de rejet afin de respecter les exigences de la colonne II du tableau 2.1 de la section 2.1.1.1. » et « Aucune dilution des eaux usées minières n'est permise ». Ainsi, le réseau de drainage proposé dans le cadre de ce projet permet de répondre à ces exigences.

# 4 CONCEPTION DE LA HALDE À STÉRILE

## 4.1 CONFIGURATION PROPOSÉE

Étant donné que les stériles sont possiblement générateurs d'acide (voir section 3.1.4), combiné à l'absence de matériaux naturels de faible perméabilité comme assise, le concept prévoit l'imperméabilisation de l'assise de la halde au moyen d'une géomembrane d'étanchéité en PEHD, telle que proposée à la section 3.3.1. La géomembrane de l'agrandissement de la halde à stériles sera connectée à celle de la halde existante.

Afin de protéger la géomembrane contre le poinçonnement, un matériau granulaire (D.max. <50 mm) de 300 mm d'épaisseur sera mis en place par-dessus la géomembrane. Les pentes proposées pour la sont de 3H :1V, avec un seul palier d'environ 12,1 m de hauteur. Enfin, le volume d'entreposage disponible est résumé au tableau 4-1.

**Tableau 4-1 Capacités de la halde proposée**

| Halde | Élévation moyenne assise (m) | Élévation moyenne plateau supérieur (m) | Superficie ($m^2$) | Tonnage (Mt) | Volume ($m^3$) |
|---|---|---|---|---|---|
| Stérile | 404,8 | 419,0 | 72 074 | 2,1 | 1 029 400[1] |

1- L'agrandissement correspond à 2,1 Mt (1 029 400 m3). La capacité maximale de la halde projetée est de 3,08 Mt (1 509 800 m3).

## 4.2 SOL DE FONDATION

Plusieurs sondages ciblant les différentes infrastructures projetées ont été réalisés lors de la campagne d'investigation en 2021 et 2022 (WSP, 2022). De plus, les forages provenant de l'étude hydrogéologique de 2008 (GENIVAR, 2008) et répartis sur le site ont également été consultés. La caractérisation des sols de fondations est basée sur les résultats de ces campagnes. La stratigraphie est présentée dans la section suivante.

### *4.2.1 HALDE À STÉRILES*

Dans la zone à l'étude de l'agrandissement de la halde à stérile, cinq forages, six tranchées et un relevé géoradar ont été réalisés au cours de la campagne géotechnique 2021 (WSP, 2021). Les forages réalisés lors de la campagne 2021 sont AHS-F01-21, AHS-F02-21, AHS-F03-21, AHS-F04-21 et BA-F01-21, alors que les tranchées sont AHS-TR01-21, AHS-TR02-21, AHS-TR03-21, AHS-TR04-21, AHS-TR05-21 et AHS-TR06-21. De plus, trois forages de la campagne 2007 (GENIVAR, 2008) sont présents dans la zone à l'étude, soit les forages WIN-07-173, WIN-07-174 et WIN-07-178. Selon les rapports de forages et le relevé géoradar, la stratigraphie dans la zone de l'agrandissement de la halde à stériles, dans l'ordre descendant, se présente comme suit :

- Une couche de matière organique (terre végétale) d'une épaisseur entre 0 et 0,15 m en surface;
- Un dépôt de sable avec des traces de silt et gravier avec une épaisseur de 0 à 7,77 m. Selon l'emplacement du forage, cette couche repose sur le socle rocheux;

— Un dépôt de sable et gravier d'une épaisseur entre 2,31 à 6,34 m qui repose directement sur le socle rocheux;

— Le socle rocheux a été atteint à une profondeur entre 2,74 à 7,77 m (élévation de 396,63 à 402,50 m).

## 4.3 SISMICITÉ DU SITE

### *4.3.1 CATÉGORIE D'EMPLACEMENT SISMIQUE*

La catégorie d'emplacement sismique du site sert à l'analyse du potentiel de liquéfaction ainsi qu'à la vérification de stabilité des pentes. Afin de déterminer la catégorie d'emplacement sismique du site dans l'emprise de la halde à stériles, la résistance moyenne à la pénétration standard ($N_{60}$) a été évaluée dans les 30 premiers mètres des sols de fondations. Selon le tableau 4.1.8.4.A du Code national de bâtiment (CNB, 2015) et les résultats de forages réalisés dans les secteurs de la halde à stériles, la catégorie d'emplacement sismique du site est « **C** ».

### *4.3.2 ALÉA SISMIQUE*

L'accélération maximale au sol (AMS) a été obtenue par le Service canadien d'information sur les risques sismiques. Selon l'annexe 1 du Guide de restauration (MERN, 2017) : « *Les normes du Code national du bâtiment du Canada ainsi que les données fournies par la Commission géologique du Canada doivent servir de référence pour la détermination des paramètres sismiques* ». Par ailleurs, il a été mentionné dans la section 2.9.3.1 de la D019 sur l'industrie minière (MDDELCC, 2012) : « *Le choix de la récurrence du séisme de conception doit être justifié par rapport au risque que l'ouvrage représente, à sa susceptibilité de rupture en condition séismique et au nombre et à la précision des méthodes d'investigations géotechniques utilisées pour déterminer les intrants de conception. La récurrence du séisme de conception ne doit pas être inférieure à la probabilité de dépassement annuelle de 1/2475 ans* ». Dans le cas de la présente étude, la valeur du coefficient sismique horizontal, correspondant à une probabilité de dépassement de 2 % de probabilité en 50 ans (période de récurrence de 1/2 500 ans), a été considérée. La fiche de résultats détaillés est présentée à l'annexe C.

En se basant sur les données de désagrégation fournies par le Service canadien d'information sur les risques, la magnitude du séisme et l'accélération maximale au sol (AMS) pour la halde à stériles a été établie à 7,4 et 0,052 g, et ce, pour un site de classe « C ».

Le coefficient sismique $k_h$ retenu pour les analyses de stabilité pseudo-statique est considéré égal à 50 % de l'AMS. Ainsi, pour la halde à stériles, une valeur de 0,026g est considérée.

## 4.4 ÉVALUATION DU POTENTIEL DE LIQUÉFACTION

Des analyses ont été réalisées afin de vérifier si les sols de fondation sous l'agrandissement de la halde à stériles possèdent ou non les propriétés mécaniques pour se liquéfier lors d'un séisme important. Les analyses sont basées sur certains forages de la campagne géotechnique réalisée à l'été 2021 par WSP (WSP, 2022). Ces sondages sont identifiés dans la section 1-.

L'évaluation du potentiel de liquéfaction a été effectuée selon la méthode de calculs simplifiée (Boulanger et Idriss, 2014) sur la base des valeurs d'essais de pénétration standards (indice SPT « N ») obtenues dans les forages géotechniques. Cette approche a été utilisée pour les dépôts naturels pulvérulents. Cette analyse consiste à comparer la contrainte de cisaillement (CSR) induite dans le sol par un séisme donné à la résistance au cisaillement (CRR), disponible dans le sol lors de ce même

séisme. Les calculs du CSR ont été faits à partir d'une accélération horizontale maximale de 0,052g pour la halde à stériles comme spécifié à la section 4.3.2.

Sous l'effet d'une secousse sismique de magnitude 7,4, les calculs démontrent que les dépôts pulvérulents sous la halde ne sont pas liquéfiables.

# 4.5 ANALYSES DE STABILITÉ

## 4.5.1 MÉTHODE DE CALCULS

Le logiciel Slope/W, version 2021 (11.0.1.21429), de la suite GeoStudio, a été utilisé pour procéder à tous les calculs de stabilité, selon la méthode de l'équilibre limite et la distribution des forces suivant la méthode de Morgenstern-Price.

La méthode « Entrée-Sortie » a été utilisée pour spécifier les zones de recherche des surfaces de ruptures circulaires critiques. L'option d'optimisation incrémentale a été appliquée pour toutes les analyses afin de raffiner la géométrie des surfaces de rupture et ainsi obtenir les coefficients de sécurité minimum associés à chaque condition évaluée.

## 4.5.2 SÉLECTION DES COUPES

Les différentes coupes ont été sélectionnées selon les secteurs potentiellement critiques d'un point de vue de la stabilité, c'est-à-dire les secteurs pour lesquels :

- L'épaisseur du dépôt meuble est la plus importante;
- Le talus naturel est le plus critique, par exemple une pente plus abrupte dans le terrain naturel;
- La présence de la halde à stériles actuellement en construction. L'agrandissement de la halde modifie la géométrie initiale de la halde à stériles présentement en construction;
- La présence d'infrastructures au pied de la halde à stériles, tel que le chemin existant.

Les analyses de stabilité ont été réalisées selon la géométrie de la halde et des fossés projetés ainsi qu'en utilisant la topographie du terrain actuelle basée sur les relevés LiDAR de 2009 et 2021 et un relevé d'arpentage de la halde à stériles existante réalisé par le client au cours de l'été 2021.

Le tableau 4-2 présente les coupes sélectionnées pour la halde à stériles ainsi que la justification des coupes à analyser. Les coupes sont également présentées sur la carte 2 de l'annexe B.

**Tableau 4-2 Justifications du choix des coupes analysées**

| HALDE | COUPE | JUSTIFICATIONS |
|---|---|---|
| Stériles | A-A' | – Section avec le talus naturel le plus critique.<br>– Épaisseur de dépôt meuble important. |
| | B-B' | – Modification de la géométrie de la halde à stériles actuellement en construction. |
| | C-C' | – Modification de la géométrie de la halde à stériles actuellement en construction. |
| | D-D' | – Épaisseur de dépôt meuble important. |
| | E-E' | – Épaisseur de dépôt meuble important.<br>– Route existante au pied de la halde. |

### 4.5.3 CONDITIONS D'EAU SOUTERRAINE

Les analyses de stabilité ont été réalisées en considérant que la position de la nappe phréatique restera constante et variera peu dans le temps. Les niveaux de la nappe phréatique utilisés pour les analyses de stabilité sont basés sur le relevé des niveaux d'eau mesurés dans les tubes ouverts installés dans les trous de forages lors de la campagne géotechnique de l'été 2021 (WSP, 2021) ainsi que la campagne de 2007 (GENIVAR, 2008). Le relevé des niveaux d'eau a été réalisé le 10 août 2021 pour la campagne été 2021 et entre le 1er et le 29 novembre 2007 pour la campagne 2007.

Considérant les niveaux d'eau relativement bas mesurés lors des deux campagnes (cas nappe bas), une étude de sensibilité a été réalisée afin d'établir l'impact d'une remontée de la nappe phréatique (cas nappe élevée) jusqu'à la surface du terrain naturel sur la stabilité de la halde, cette situation étant jugée comme le plus critique. De plus, il a été considéré qu'aucune accumulation d'eau ne surviendrait à la base de la halde à stériles imperméabilisée sur la géomembrane, étant donné la très grande conductivité hydraulique des empilements (ordre de $10^{-1}$ ou $10^{-2}$ m/s [GENIVAR, 2008]). Ainsi, la halde est conceptualisée afin de créer un écoulement vers les fossés et éviter toute accumulation d'eau sur la géomembrane.

### 4.5.4 PROPRIÉTÉS GÉOTECHNIQUES DES MATÉRIAUX

Les propriétés géotechniques des différents matériaux ont été établies à partir des informations provenant des forages dans les secteurs à l'étude lors de la campagne d'investigations géotechniques 2021 (WSP, 2021), la campagne 2007 (GENIVAR, 2008) ainsi que les résultats des essais en laboratoire. Selon les différents sondages analysés, différents types de matériaux de fondations ont été identifiés. Le tableau 4-3 présente les valeurs des propriétés utilisées des matériaux rencontrés lors des analyses de stabilité.

**Tableau 4-3 Propriétés des matériaux utilisés dans les analyses de stabilité**

| Matériaux | | Masse volumique (kN/m³) | Cohésion (kPa) | Angle de friction (°) |
|---|---|---|---|---|
| A. | Terre végétale | 13,5 | 0 | 27 |
| B.1 | Sable avec traces de silt et gravier, lâche à très lâche | 18 | 0 | 27 |
| B.2 | Sable, un peu à traces de gravier et traces de silt, compact | 18,5 | 0 | 32 |
| B.3 | Sable silteux à traces de silt et gravier, dense | 19,5 | 0 | 34 |
| B.4 | Sable, un peu de gravier et traces de silt, devenant très dense | 19,5 | 0 | 36 |
| B.5 | Sable silteux à un peu de silt, traces d'argile, compact | 18,5 | 0 | 32 |
| B.6 | Silt sableux à sable silteux, traces de gravier, dense | 17,5 | 0 | 34 |
| C.1 | Sable et gravier à graveleux, un peu à traces de silt, compact | 20 | 0 | 32 |
| C.2 | Sable et gravier à graveleux, un peu à traces de silt, dense | 20 | 0 | 36 |
| D | Stérile minier (1) | 19 | 0 | 35 |
| E | Minerai | 20 | 0 | 36 |
| F.1 | Système d'imperméabilisation avec PEHD lisse (2) | 9,50 | 0 | 16 |
| F.2 | Système d'imperméabilisation avec PEHD texturé (3) | 9,50 | 0 | 24 |
| G | Remblai granulaire compacté | 20 | 0 | 34 |
| H | Enrochement de protection | 21 | 0 | 38 |
| | Roc | Impénétrable | | |

(1) La masse volumique des stériles miniers est basée sur la densité des différents types de roc dans le secteur exploité provenant du PEA (2018). La valeur utilisée est de 2,77 t/m³. Un facteur de foisonnement de 36 % a été appliqué.
(2) Angle de frottement interne estimé à partir de Bhatia et Kasturi (1996). Poids volumique estimé à partir de la fiche technique de la membrane, dont la densité est de 0,94 t/m3.
(3) Angle de frottement interne est estimé à partir de Koerner (2005) pour l'interface entre une géomembrane – géotextile de type non-tissé aiguilleté (*nonwoven needle punched)*

### 4.5.5 RÉSULTATS DES ANALYSES DE STABILITÉ

Les résultats des analyses de stabilité pour l'agrandissement de la halde à stériles sont présentés dans la présente section. Comme mentionné à la section 4.5.2, un total de cinq coupes, identifiées AA' à FF', ont été réalisées sur la halde à stériles projetée. Les sections étudiées sont présentées sur l carte 2 de l'annexe B.

Une surface de rupture globale a été analysée pour chaque coupe de la halde à stériles. De plus, pour les scénarios décrits ci-dessus, deux nappes d'eau ont été étudiées, soit un niveau de la nappe phréatique basé sur le relevé piézométrique des forages provenant des campagnes géotechniques 2021 (WSP, 2021) et 2007 (GENIVAR, 2008), ainsi qu'un niveau d'eau critique situé près de la surface du terrain naturel, correspondant respectivement à un niveau bas et un niveau élevé. Finalement, pour toutes les conditions d'analyses, les cas de chargements statique et pseudo-statique ont été évalués.

Les résultats des analyses de stabilité pour les cinq coupes sont présentés aux tableaux 4-4 à 4-8, alors que les configurations géométriques et les surfaces potentielles de rupture associées au coefficient de sécurité minimum obtenu sont montrées sur les figures à l'annexe D pour chacune des analyses effectuées.

**Tableau 4-4 Résultats des analyses de stabilité de la coupe A-A'**

| Ouvrage | Chargement | Conditions des analyses | Condition d'eau souterraine | Facteur de sécurité minimum | | Figure |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | Obtenu | Requis | |
| Halde à stériles miniers Coupe A-A' | Statique | Surface de rupture globale | Nappe basse | 2,19 | 1,5 | 4 |
| | | | Nappe élevée | 2,07 | 1,5 | 5 |
| | Pseudo-statique | | Nappe basse | 1,99 | 1,1 | 6 |
| | | | Nappe élevée | 1,89 | 1,1 | 7 |

**Tableau 4-5 Résultats des analyses de stabilité de la coupe B-B'**

| Ouvrage | Chargement | Conditions des analyses | Condition d'eau souterraine | Facteur de sécurité minimum | | Figure |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | Obtenu | Requis | |
| Halde à stériles miniers Coupe B-B' | Statique | Surface de rupture globale | Nappe basse | 2,08 | 1,5 | 8 |
| | | | Nappe élevée | 2,07 | 1,5 | 9 |
| | Pseudo-statique | | Nappe basse | 1,92 | 1,1 | 10 |
| | | | Nappe élevée | 1,91 | 1,1 | 11 |

**Tableau 4-6 Résultats des analyses de stabilité de la coupe C-C'**

| Ouvrage | Chargement | Conditions des analyses | Condition d'eau souterraine | Facteur de sécurité minimum | | Figure |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | Obtenu | Requis | |
| Halde à stériles miniers Coupe C-C' | Statique | Surface de rupture globale | Nappe basse | 1,95 | 1,5 | 12 |
| | | | Nappe élevée | 1,80 | 1,5 | 13 |
| | Pseudo-statique | | Nappe basse | 1,80 | 1,1 | 14 |
| | | | Nappe élevée | 1,65 | 1,1 | 15 |

**Tableau 4-7 Résultats des analyses de stabilité de la coupe D-D'**

| Ouvrage | Chargement | Conditions des analyses | Condition d'eau souterraine | Facteur de sécurité minimum | | Figure |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | Obtenu | Requis | |
| Halde à stériles miniers Coupe D-D' | Statique | Surface de rupture globale | Nappe basse | 1,98 | 1,5 | 16 |
| | | | Nappe élevée | 1,98 | 1,5 | 17 |
| | Pseudo-statique | | Nappe basse | 1,82 | 1,1 | 18 |
| | | | Nappe élevée | 1,80 | 1,1 | 19 |

**Tableau 4-8 Résultats des analyses de stabilité de la coupe E-E'**

| Ouvrage | Chargement | Conditions des analyses | Condition d'eau souterraine | Facteur de sécurité minimum | | Figure |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | Obtenu | Requis | |
| Halde à stériles miniers Coupe E-E' | Statique | Surface de rupture globale | Nappe basse | 2,05 | 1,5 | 20 |
| | | | Nappe élevée | 2,04 | 1,5 | 21 |
| | Pseudo-statique | | Nappe basse | 1,89 | 1,1 | 22 |
| | | | Nappe élevée | 1,91 | 1,1 | 23 |

### *4.5.6 DISCUSSION DES RÉSULTATS DES ANALYSES DE STABILITÉ*

Les résultats des analyses de stabilité montrent que les coefficients de sécurité minimaux respectent les recommandations décrites dans le Guide de restauration (MERN, 2017), ainsi que la D019 sur l'industrie minière (MDDELCC, 2012). Dans tous les cas analysés, un coefficient de sécurité supérieur à 1,5 a été obtenu pour un chargement statique et un coefficient de sécurité supérieur à 1,1 a été obtenu pour le cas de chargement pseudo-statique.

L'interprétation des analyses de stabilité réalisées dans le cadre de ce mandat suggère qu'un agrandissement de la halde à stériles miniers présentant des pentes de 3H :1V jusqu'à l'élévation 419 m peut être construit (tel que présenté dans les plans fournis à l'annexe A) conformément aux critères de stabilité établis.

# 5 CLASSIFICATION DE LA HALDE

Comme spécifié dans le Guide de restauration du MERN (2017), les aires d'accumulation de stériles miniers doivent être classifiées afin d'aider à l'identification des risques qui leur sont rattachés.

La classification de la halde à stériles pour la stabilité et les risques de danger a été étudié selon la classification proposée par Hawley and Cunning (2017). Cette méthode de classification propose sept principaux groupes rassemblant 22 facteurs d'évaluation.

L'évaluation des groupes *Paramètres régionaux, Conditions de la fondation* et *Qualité des matériaux* mène à l'estimation de l'indice d'ingénierie géologique (EGI). L'évaluation des groupes *Géométrie et masse, Analyses de stabilité, Construction* et *Performance* mène à l'estimation de l'indice de conception et de performance (DPI). La combinaison de ces deux indices permet de conclure sur la classe de stabilité de la halde étudiée, donnant l'indice de stabilité (WSR) ainsi que le risque (WHC). La pondération du pointage des indices se fait en fonction du poids alloué à chacun des 22 facteurs.

Le schéma de cette classification est illustré à la figure 5-1 et présente les sept principaux groupes, leurs facteurs respectifs (22 facteurs au total) ainsi que les indices permettant de déterminer la classification pour la stabilité et pour le risque.

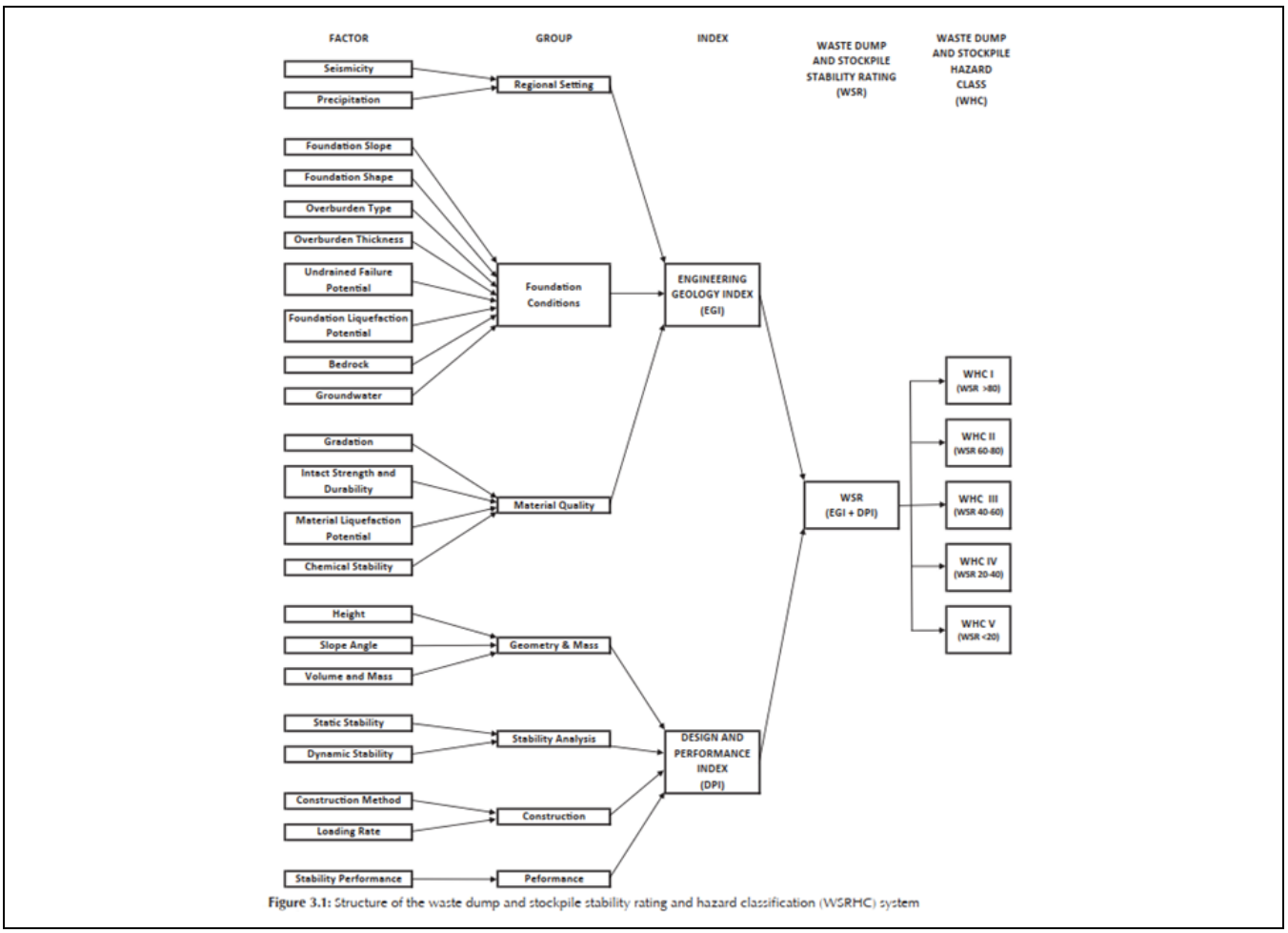



**Figure 5-1 Structure de classification des haldes (Hawley et Cunning, 2017. Pg 32)**

La méthodologie présentée à la figure 5-1 a été appliquée pour l'agrandissement de la halde à stériles imperméabilisée. Le tableau 5-1 présente les pointages attribués à chacun des principaux groupes et leurs facteurs respectifs afin d'obtenir les indices EGI et DPI. La classification détaillée de la halde analysée dans la présente étude ainsi que les valeurs de chaque facteur retenu sont présentées à l'annexe F.

**Tableau 5-1 Pointage attribué pour la halde à stériles en fonction de l'évaluation des 7 principaux groupes et les facteurs respectifs**

| Indices | Groupes de facteurs | Pointage Halde à stériles |
|---|---|---|
| EGI | Paramètres régionaux | 6,00 |
| | Conditions de la fondation | 13,75 |
| | Qualité des matériaux | 7,00 |
| DPI | Géométrie et masse | 8,50 |
| | Analyse de stabilité | 10,00 |
| | Construction | 7,00 |
| | Performance | 7,50 |

La classification de Hawley et Cunning (2017) regroupe cinq classes de risques d'instabilité associés au pointage attribué selon les différents facteurs mentionnés précédemment. Pour un pointage WSR entre 0 et 20, le risque d'instabilité est catégorisé comme étant un « danger très élevé » avec un indice WHC de V, alors que pour un pointage WSR entre 80 et 100, le risque d'instabilité est catégorisé comme étant un « danger très faible » avec un indice WHC de I. Le tableau 5-2 présente la combinaison des indices EGI et DPI menant à la classification de stabilité (WSR) et de risque (WHC).

**Tableau 5-2 Classification de stabilité et de risque de la halde à stériles**

| Halde | EGI | DPI | WSR | WHC | Risque d'instabilité |
|---|---|---|---|---|---|
| Stériles | 28,25 | 33,00 | 59,75 | III | Modéré |

Une classe de risques III a été attribuée à la halde à stériles, ce qui représente les risques « modérés ». La cote de stabilité (WSR) obtenue est de 59,75, ce qui positionne la halde dans le haut de cette classe de risques (40<WSR <60).

Les variations de pointage pour les différents facteurs de chaque groupe ont été choisies de façon conservatrice. De plus, la halde à stériles est favorisée par un certain nombre de facteurs qui sont à son avantage, tels que les pentes des fondations ainsi que l'élévation et le volume, qui ont des valeurs relativement faibles, ce qui permet d'attribuer une évaluation positive. Les résultats des analyses de stabilité statique et pseudo-statique, présentées à la section 4.5.5, montrent des facteurs de sécurité supérieurs aux valeurs recommandées, respectivement de 1,50 et de 1,10.

# 6 CONCEPTION DES INFRASTRUCTURES DE GESTION DES EAUX

## 6.1 SOL DE FONDATION

### *6.1.1 BASSIN A*

Dans la zone à l'étude du bassin A, un forage a été réalisé au cours de la campagne géotechnique de 2021 (WSP, 2021). Il s'agit du forage BA-F01-21. Basée sur les données recueillies dans le forage BA-F01-21, la stratigraphie se présente comme suit :

- Une couche de matière organique (terre végétale) d'une épaisseur de 0 à 0,13 m;
- Un dépôt de sable avec des traces de silt à silteux et des traces de gravier avec une épaisseur entre 0,13 et 7,77 m et qui repose directement sur le socle rocheux;
- Le socle rocheux se situe à une profondeur de 7,7 m (élévation de 399,46 m).

### *6.1.2 BASSIN D*

Deux tranchées de reconnaissance ont été réalisées dans le secteur du bassin D au cours de la campagne géotechnique 2021 (WSP, 2021). Il s'agit des tranchées BD-TR01-21 et R-TR01-21. De plus, deux forages de la même campagne sont présents dans la zone à l'étude, soit les forages BD-F01-21 et BD-F02-21.

Selon les données de sondages, la stratigraphie de la zone du bassin D comprend :

- Une couche de remblai de sable et présence de débris sur une épaisseur variant de 0 à 0,18 m;
- Une couche de matière organique (terre végétale) d'une épaisseur entre 0 et 0,46 m;
- Un dépôt de sable avec traces de silt et gravier d'une profondeur entre 0,23 à 1,22 m;
- Un dépôt de sable et silt à silteux avec des traces de gravier et parfois avec des traces d'argile, d'une profondeur entre 0 à 3,23 m qui repose sur le socle rocheux;
- Le socle rocheux a été atteint à une profondeur entre 0,15 et 3,23 m.

### *6.1.3 BASSIN P*

Deux (2) forages stratigraphiques ont été réaliser dans le secteur du futur bassin P au cours de la campagne géotechnique 2022. Les forages présentent une stratigraphie comme suit :

- Une couche de sable avec des traces à un peu de silt ainsi que des traces de gravier. Le dépôt devient plus silteux en profondeur et on observe un dépôt de silt au droit du forage F34-22.
- Le socle rocheux intercepté à une profondeur entre 9,07 m et 14,98 m.

## 6.2 DESCRIPTION DES INFRASTRUCTURES DE GESTION DES EAUX PROPOSÉES

### 6.2.1 BASSINS A, D ET P

Le bassin de transition A ainsi que le bassin de polissage P sont des ouvrages construits principalement en excavation dans le terrain naturel et permettent de contenir les volumes précisés à la section 6.4.2 et résumés au tableau 6-4. Leurs profondeurs varient de 2,5 à 5,0 m. Les pentes d'excavation ainsi que les pentes de remblai pour l'enrochement proposé sont de 2,5H :1V pour ces bassins. Un chemin d'entretien d'une largeur de 5,0 m est également prévu autour des bassins afin de permettre l'entretien. Le dévers des chemins d'entretien est de 2 % vers l'intérieur des bassins afin de gérer l'eau de ruissellement.

Un troisième bassin (bassin D) est prévu pour gérer la crue de projet et celui-ci est décrit à la section 6.5.1.

La configuration proposée est présentée dans les plans fournis à l'annexe A.

### 6.2.2 FOSSÉS COLLECTEURS

Les fossés ont été positionnés de façon qu'ils puissent collecter les eaux d'exfiltration et de ruissellement et être connectés aux complexes d'étanchéité de la halde à stérile. Ils ont été optimisés de façon à ce qu'ils soient gravitaires en limitant l'utilisation de pompes. La majorité des tronçons sont en excavation suivant des pentes de 2H :1V.

Le fossé ceinturant la halde de stérile a une largeur d'écoulement à son radier de 1 m, une hauteur totale, incluant la revanche de 0,3 m, de 1,2 m ainsi qu'une pente longitudinale variant de 0,2 à 0,3 %. L'enrochement de protection proposé pour l'ensemble des fossés collecteurs est de calibre 50-150 mm sur une épaisseur de 300 mm, conformément aux recommandations de la section 6.4.2.

La configuration proposée est présentée dans les plans fournis à l'annexe A.

## 6.3 CLASSIFICATION PRÉLIMINAIRE DES DIGUES

### 6.3.1 CONTENU LÉGISLATIF QUÉBÉCOIS

Comme spécifié dans le Guide de restauration du MERN, les ouvrages de rétention doivent être classifiés afin d'aider à l'identification des risques qui leur sont rattachés. La classification des ouvrages permet ensuite de tenir compte des conséquences associées à la rupture lors de la conception. Conformément aux exigences de la D019, les ouvrages de rétention avec retenue d'eau doivent être conçus pour contenir la crue de projet. Un déversoir d'urgence doit être aménagé afin d'évacuer de façon sécuritaire la crue maximale probable (CMP). De plus, selon la D019, la récurrence du séisme de conception ne doit pas être inférieure à la probabilité de dépassement annuelle de 1/2475 ans.

Il est à noter que la digue du bassin D n'est pas assujettie ni à la Loi sur la sécurité des barrages ni au Règlement sur la sécurité des barrages du gouvernement du Québec (voir section 6.3.2).

### 6.3.2 CLASSIFICATION DU NIVEAU DE CONSÉQUENCES

La province de Québec ne possède pas sa propre directive de classification des risques liés aux digues. Selon les bonnes pratiques pour les digues, il est nécessaire d'identifier et d'évaluer, de manière structurée, les dangers associés à une défaillance potentielle de la digue du bassin D, et de sélectionner des critères de conception appropriés, en particulier pour la conception de la gestion des séismes et des inondations.

Les lignes directrices sur la sécurité des barrages de l'ACB sont couramment utilisées comme lignes directrices acceptables dans l'industrie. La classification proposée par l'ACB permet d'évaluer qualitativement les conséquences d'une rupture et, par conséquent, le risque associé. Cette classification est basée sur les considérations suivantes :

— Population à risque en aval;

— Potentiel pour des pertes de vie;

— Potentiel de dommage environnemental et culturel;

— Potentiel d'impacts sur les infrastructures et perte économique.

Le dernier système de classification de l'ACB (2014) est présenté au tableau 6-1 et les critères de conception sismiques et d'inondation associés sont fournis au tableau 6-2.

**Tableau 6-1 Guide pour le classement des ouvrages de retenue, par catégorie de conséquences potentielles d'une rupture (1)**

| Classement de l'ouvrage | Population à risque | Pertes incrémentales | | |
|---|---|---|---|---|
| | | Pertes de vie | Pertes sur le plan de l'environnement et de la culture | Pertes d'infrastructures et économiques |
| Risque faible | Aucune | 0 | · Minimales à court terme.<br>· Aucune à long terme. | · Faibles; secteur comptant un nombre limité d'infrastructures et/ou de services |
| Risque important | Temporaire seulement | Non spécifié | · Marginales, aucune détérioration significative de l'habitat.<br>· Restauration ou indemnisation envisageable. | · Installations de loisirs, de lieux de travail saisonnier et de voies de transport peu utilisées. |
| Risque élevé | Permanente | 10 ou moins | · Détérioration d'une partie importante de l'habitat.<br>· Restauration ou indemnisation envisageable. | · Infrastructures, transport public et installations commerciales.<br>· Pertes économiques élevées. |
| Risque très élevé | Permanente | 100 ou moins | · Détérioration d'une partie importante de l'habitat essentiel.<br>· Restauration ou indemnisation possible, mais non pratique. | · Infrastructures et services importants (autoroutes, installations industrielles ou d'entreposage de produits dangereux).<br>· Pertes économiques très élevées. |
| Risque extrême | Permanente | Plus de 100 | · Détérioration d'une partie majeure de l'habitat essentiel.<br>· Restauration ou indemnisation impossible. | · Infrastructures et services essentiels (hôpitaux, complexes industriels importants ou grandes installations d'entreposage de produits dangereux).<br>· Pertes économiques extrêmes. |

1. Reproduit à partir des recommandations de l'ACB 2014.

**Tableau 6-2 Niveaux cibles pour l'évaluation des dangers des crues et sismiques proposés par l'ACB en fonction des niveaux de risque**

| Classement de risque des barrages | Probabilité annuelle de dépassement (PAD) – Crues [1] | Probabilité annuelle de dépassement (PAD) du séisme [4] |
|---|---|---|
| Risque faible | 1/100 | 1/100 PAD |
| Risque important | Entre 1/100 et 1/1 000 [2] | Entre 1/100 et 1/1 000 |
| Risque élevé | 1/3 entre 1/1 000 et la CMP [3] | 1/2 475 [5] |
| Risque très élevé | 2/3 entre 1/1 000 et la CMP [3] | 1/2 entre 1/2475 [5] et 1/10 000 ou SMP [6] |
| Risque extrême | CMP [3] | 1/10 000 ou SMP [6] |

1. Une simple extrapolation des statistiques sur les crues dont la PAD dépasse $10^{-3}$ n'est pas acceptable.
2. Déterminer à partir d'une analyse des effets incrémentaux de la crue, de l'exposition et des conséquences de rupture.
3. La crue maximale probable (CMP) n'a pas de probabilité associée.
4. Les valeurs moyennes d'estimation des niveaux de PAD pour les tremblements de terre doivent être utilisées. Les tremblements de terre et la PAD, comme définie ci-dessus, sont ajoutés comme facteurs contributifs pour élaborer les paramètres de mouvement sismique du terrain pour dimensionnement (MSTD) comme décrits à la section 6,5 des Recommandations de sécurité des barrages (ACB, 2013).
5. Ce niveau a été choisi parce qu'il correspond au niveau de mouvement sismique du Code national du bâtiment du Canada.
6. Le séisme maximum probable (SMP) n'a pas de PAD associée.

Dans le cadre de ce mandat, une classification préliminaire de la digue est proposée. Sur la base du système de classification des ouvrages de l'ACB, WSP considère que la classification de la digue du bassin D du site Windfall est **élevé** pour les raisons qui suivent :

- La population à risque en aval du bassin D est temporaire, constituée des travailleurs au site;
- Considérant que la population à risque est temporaire, le nombre de pertes de vie à la suite d'une rupture de la digue du bassin D n'est pas spécifié;
- Compte tenu de l'eau potentiellement acide, les pertes incrémentales reliées à l'environnement et à la culture pourraient présenter une détérioration importante de l'habitat;
- Les pertes incrémentales reliées aux infrastructures et aux pertes économiques sont marginales, pouvant impacter des infrastructures de travail seulement ainsi que des voies de transport peu utilisées.

Le classement de l'ouvrage est basé principalement sur les pertes incrémentales. Dans ce cas, l'aspect environnemental dicte la classification. Considérant que la classification préliminaire a été évaluée à risque élevé, une analyse de bris de digue est recommandée.

### 6.3.3 CRITÈRES DE CONCEPTION RETENUS

Étant donné que l'ouvrage est situé sur le territoire québécois, les critères de conception du bassin D les plus restrictifs ont été sélectionnés entre la D019 et ceux recommandés par l'ACB.

Selon la classification de l'ACB, la digue du bassin D est considérée à risque élevé puisque les risques d'impact sur l'environnement sont considérables.

Les critères de conception recommandés par D019 sont jugés plus restrictifs et ont été retenus :

1. Le bassin D sera conçu pour retenir la crue de projet (voir la section 6.4.1.3).
2. Un déversoir d'urgence sera conçu pour évacuer de façon sécuritaire la CMP.
3. Le séisme de conception sera de récurrence minimale de 1 : 2 500.

Ainsi, pour le site du bassin D, l'accélération maximum au sol (AMS) de catégorie d'emplacement sismique C serait de 0,052 g pour un séisme présentant une probabilité de dépassement de 2 % en 50 ans (1 : 2 500 ans). La catégorie

d'emplacement sismique de site utilisé est présentée à la section 4.3.1.1. Dans les analyses de stabilité pseudo-statique, le séisme est représenté par une force horizontale représentant l'accélération sismique. Le coefficient sismique $k_h$ retenu pour les analyses de stabilité pseudo-statique est considéré égal à 50 % de l'AMS. Une valeur de 0,026 g est considérée pour le $k_h$.

# 6.4 CONCEPTION HYDROTECHNIQUE

## *6.4.1 MÉTHODES D'ANALYSES*

### 6.4.1.1 BASSINS VERSANTS

Afin de réaliser la conception des fossés collecteurs ainsi que des bassins de transition et d'accumulation pour l'étape de l'échantillonnage en vrac, un modèle PCSWMM du site a été réalisé. Ce logiciel incorpore à la fois les éléments hydrologiques (p. ex. bassins et sous-bassins-versants) et hydrauliques (p. ex. fossés, ponceaux et bassins de rétention) dans un même modèle unidimensionnel (1D). Une fois les réseaux et leurs surfaces tributaires intégrés aux modèles hydrologique et hydraulique, il est possible de caractériser leurs comportements grâce aux simulations d'évènements de pluie. Pour ce faire, les paramètres d'infiltration sont sélectionnés afin d'assurer une évaluation juste de l'écoulement lors des évènements de pluie.

La délimitation des bassins versants (et sous-bassins) a été faite à partir des informations LiDAR fournies par le client, des orthophotos du site, ainsi que de la topographie des infrastructures projetées (halde à stérile, bassins, etc.). La modélisation du site dans le logiciel PCSWMM est présentée à la figure 6-1.

Le tableau 6-3 présente les superficies des bassins versants de chaque bassin d'accumulation et de rétention sur le site, comme montré à la figure 6-1.

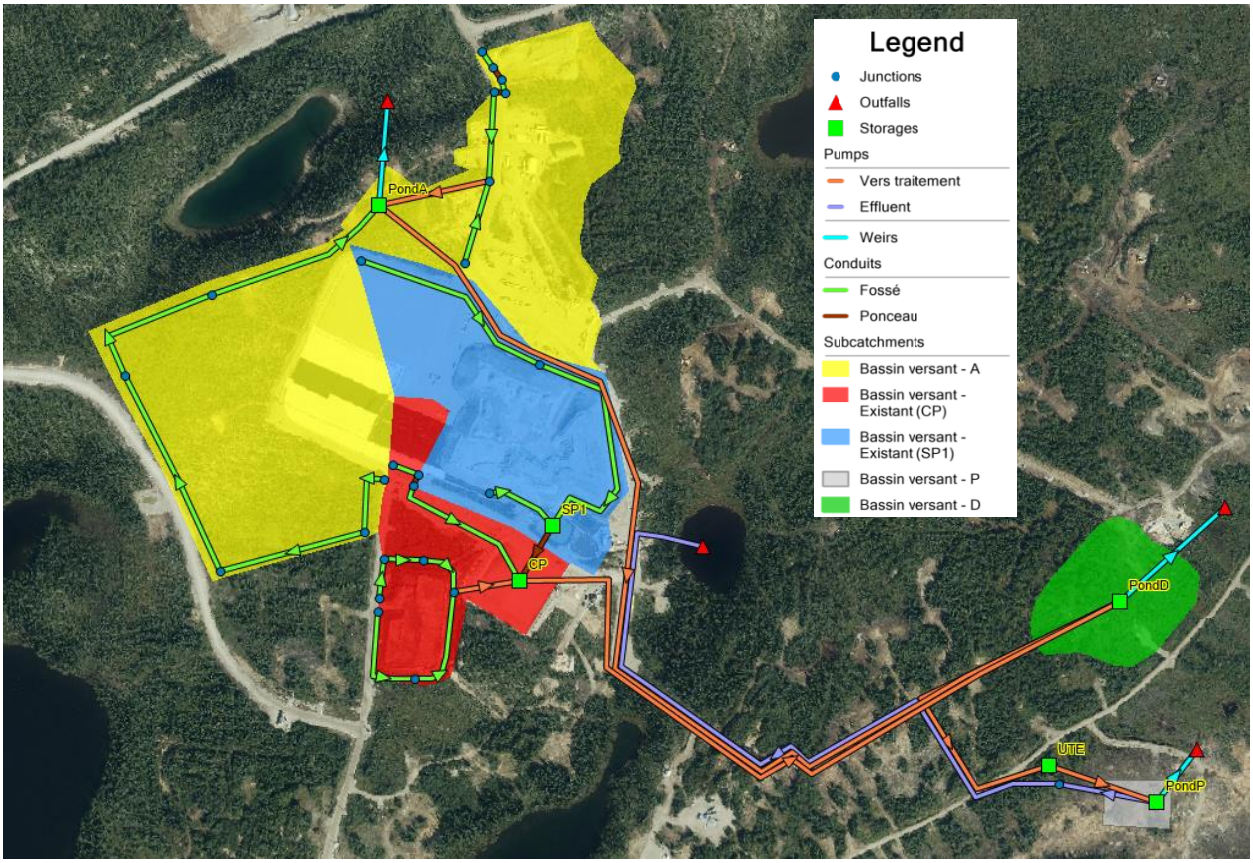



**Figure 6-1 Modélisation du site dans le logiciel PCSWMM**

**Tableau 6-3 Superficie des bassins versants**

| Bassin versant | Superficie (ha) | Note |
|---|---|---|
| Bassin A (jaune) | 21,44 | - |
| Bassin SP1 (bleu) | 8,14 | - |
| Bassin CP (rouge) | 5,05 | Excluant la superficie tributaire du bassin SP1 |
| Bassin D (vert) | 2,86 | Excluant la superficie tributaire des autres bassins qui se rejettent vers le bassin D |
| Bassin P (blanc) | 0,57 | Excluant la superficie tributaire des autres bassins qui se rejettent vers le bassin P |

#### 6.4.1.2 FOSSÉS COLLECTEURS

Les fossés collecteurs autour des infrastructures ont été conçus avec une forme trapézoïdale et une pente longitudinale minimum de 0,2 %. Conformément aux recommandations de la D019, ils ont été dimensionnés pour une pluie de récurrence 100 ans, avec une revanche de 0,3 m minimum. La distribution utilisée dans le modèle PCSWMM est la pluie de type SCS type II, de durée 24 h et la quantité totale de pluie correspondante est donc de 107,8 mm (Golder, 2020). Une augmentation de 18 % a ensuite été appliquée pour prendre en compte l'effet des changements climatiques sur les évènements de pluie extrêmes. Le total de pluie avec considération des changements climatiques est donc de 127,2 mm. L'enrochement dans les fossés a été dimensionné en fonction des vitesses d'écoulement, selon les recommandations du Manuel de conception des ponceaux (MTQ, 2019).

#### 6.4.1.3 BASSINS

Le bassin de transition A a également été conçu pour gérer cette pluie SCS 24 h de récurrence 100 ans sans débordement, et avec une revanche minimum de 0,5 m.

Le bassin d'accumulation D a quant à lui été conçu pour pouvoir contenir la crue printanière de période de retour 100 ans (plus contraignant que la pluie SCS 24 h de récurrence 100 ans pour ce bassin, qui accumule de l'eau à long terme), avec une revanche de 1 m. À cette fin, les IDF de pluie et neige d'Environnement Canada ont été utilisés pour la station de Lebel-sur-Quévillon, soit un total de 342,4 mm répartis sur 30 jours. D'après la littérature existante à ce sujet (URSTM, 2017 et MELCC, 2018), l'accumulation maximale de neige durant l'hiver aura tendance à diminuer dans le futur, avec une fonte plus hâtive, mais des débits à la fonte plutôt à la baisse (ou absence de consensus). C'est pourquoi aucune augmentation n'a été appliquée pour la crue printanière. À noter que la vérification a été faite que dans les conditions de cette analyse, le bassin D à la capacité pour gérer la crue de récurrence 2 000 ans (pluie SCS 24 h d'un total de 177,9 mm en considérant les changements climatiques).

Enfin, pour la conception du bassin de polissage P, ses apports dans les conditions de cette analyse consistent de son propre bassin versant (c.-à-d. l'eau de pluie tombant directement sur le bassin) et des eaux sortant de l'usine de traitement des eaux, avec un débit moyen de 80 m³/h et maximal de 150 m³/h. Le bassin a été dimensionné de façon à pouvoir retenir les eaux arrivant au débit maximal de 150 m³/h pendant 48 h, sans pompage vers l'effluent.

À noter également qu'il a été considéré, pour la conception des infrastructures de gestion de l'eau, que toutes les eaux d'exhaure sont dirigées vers le bassin D, avec un débit maximum de 55 m³/h (0,015 m³/s) dans les conditions de cette analyse. De plus, il a été considéré un débit maximum de 150 m³/h (0,041 m³/s) à la sortie du bassin D, vers l'usine de traitement des eaux, qui fonctionnera toute l'année.

Enfin, pour tous les bassins, un certain volume mort a été considéré, en plus du volume utile pour gérer la crue de conception et de la revanche. Ce volume mort correspond au volume en dessous du niveau minimal de démarrage des pompes, ainsi qu'à un volume pour fins d'exploitation (en dessous du niveau normal d'exploitation). Ceci a pour objectif d'assurer que le volume utile pour gérer la crue de conception soit réellement disponible si celle-ci survenait, en considérant que les bassins ne sont pas toujours maintenus complètement vides.

#### 6.4.1.4 REVANCHE

La D019 préconise une revanche de 1 m pour les ouvrages de rétention avec retenue d'eau, mais ne spécifie pas de revanche minimale à respecter pour les ouvrages de gestion de l'eau sans retenue d'eau, comme les fossés ou bassins de transition. Ainsi, une revanche de 0,5 m minimum a été considérée dans le cadre de cette étude pour le bassin de transition A. Par ailleurs, une revanche de 1 m a été prise en compte dans le cadre de la conception du bassin D et du bassin de polissage P, puisque ces derniers sont considérés comme des ouvrages avec retenue d'eau.

#### 6.4.1.5 DÉVERSOIR D'URGENCE

Les déversoirs d'urgence doivent être capables d'évacuer de façon sécuritaire la crue maximale probable (CMP), tout en évitant que l'intégrité de l'ouvrage de rétention ne soit affectée. La CMP se définit comme étant la plus forte crue susceptible de se produire en supposant que soient combinées les pires conditions météorologiques et hydrologiques possibles dans la région. Selon les recommandations de la D019, la CMP est le cumulatif d'une PMP d'une durée de 24 h et une fonte de neige avec une récurrence de 1:100 ans étalée sur 30 jours. Cette crue sera utilisée dans le cadre de notre étude.

## 6.4.2 RÉSULTATS

### 6.4.2.1 BASSINS

Le tableau 6-4 présente les caractéristiques des différents bassins prévus sur le site de Windfall. À noter que le volume utile présenté représente un volume minimum requis.

**Tableau 6-4 Caractéristiques des bassins proposés**

| Bassin | Méthode de construction | Type | Volume utile (crue de projet) ($m^3$) | Débit max pompe sortant ($m^3/h$) | Revanche minimum (m) |
|---|---|---|---|---|---|
| A | Excavation | Transition | 8 500 | 180 | 0,5 |
| D | Digue de retenue | Accumulation | 37 500 | 150 | 1,0 |
| P | Excavation | Polissage | 7 500 | 150 | 1,0 |

Les niveaux des différents bassins proposés ont été établis suivant les recommandations de la section 6.4.1. Un résumé des niveaux d'opérations est présenté au tableau 6-5. L'eau dans le bassin A doit être maintenue au niveau minimal en tout temps.

**Tableau 6-5 Niveaux d'opération des bassins**

| Bassin | Niveau minimal (m) | Niveau maximal (m) |
|---|---|---|
| A | 404,0 | 405,4 |
| D | 398,0 | 402,5 |
| P | 396,0 | 398,0 |

### 6.4.2.2 FOSSÉS COLLECTEURS

En ce qui concerne le fossé à aménager sur le site, le dimensionnement suivant a été retenu :

— Fossés autour de la halde à stérile (vers bassin A) : trapézoïdaux, pente 2 :1, largeur minimum au fond de 1m et hauteur minimum de 1,5 m.

Conformément à la section 6.4.1 et compte tenu des vitesses d'écoulement faibles durant la crue de conception, le calibre d'enrochement minimal requis ($D_{50}$) pour les fossés collecteurs est de 100 mm.

### 6.4.2.3 DÉVERSOIRS D'URGENCE

Les déversoirs d'urgence proposés permettant de rencontrer les critères de conception sont les suivants :

- Bassin A : Forme trapézoïdale avec pentes 4H;1V, largeur de 15,0m et une hauteur de 0,5m;
- Bassin D : Forme trapézoïdale avec pentes 4H;1V, largeur de 2,0m et une hauteur de 1,0m;
- Bassin P : Forme trapézoïdale avec pentes 2H;1V, largeur de 2,0m et une hauteur de 0,5m.

## 6.5 CONCEPTION GÉOTECHNIQUE DU BASSIN D

### 6.5.1 CONFIGURATION PROPOSÉE

Le bassin d'accumulation D proposé est ceinturé par une digue longeant les côtés nord, est et sud alors qu'il est retenu par le terrain naturel du côté ouest. La digue est construite avec un matériau granulaire non générateur d'acide, compacté à 95 % du Proctor modifié. Les pentes de la digue sont de 3H :1V en amont et de 2,5H :1V pour celles en aval. Du côté ouest de la digue, le terrain naturel aurait une pente initiale de 3H :1V jusqu'au niveau de la route et ensuite une pente de 2,5H :1V. Un tapis drainant constitué de sable et gravier enveloppé d'un géotextile de type Texel 918 est prévu sous le pied aval de la digue. La crête proposée est d'une largeur de 8,0 m et des blocs de sécurité seront requis de chaque côté, puisque la hauteur de chute excédera 3,0 m. Le fond ainsi que le parement amont de la digue seront entièrement recouverts d'une géomembrane d'étanchéité, comme spécifié à la section 3.3.1.

Tel que décrit dans la section 3.3.1, un enrochement de protection de calibre 20-600 mm est prévu dans tout le bassin afin d'offrir une protection contre l'érosion et sur une épaisseur suffisante pour permettre la circulation d'une excavatrice au fond du bassin pour faciliter son entretien. L'enrochement protègera également contre le soulèvement de la géomembrane. Enfin, les talus aval seront protégés par de la terre végétale recyclée provenant du décapage dans l'emprise du bassin.

La configuration proposée pour le bassin D est présentée dans les plans fournis à l'annexe A.

### 6.5.2 CATÉGORIE D'EMPLACEMENT SISMIQUE ET ALÉA SISMIQUE

La catégorie d'emplacement sismique du site sert à l'analyse du potentiel de liquéfaction ainsi qu'à la stabilité des pentes. Comme mentionné à la section 4.3.1.1 la catégorie d'emplacement sismique du site est « **C** ».

De plus, tel que décrit à la section 6.3.3 – Critères de conception retenus, la D019 ne recommande pas une récurrence du séisme de conception inférieur à la probabilité de dépassement annuelle de 1 : 2 500 ans. Ainsi, pour le site du bassin D, l'AMS pour la catégorie d'emplacement sismique « C » serait de 0,052 g pour un séisme présentant une probabilité de dépassement de 2 % en 50 ans (1 : 2 500 ans). Dans les analyses de stabilité pseudo-statique, le séisme est représenté par une force horizontale représentant l'accélération sismique. Le coefficient sismique $k_h$ retenu pour les analyses de stabilité pseudo-statique est considéré égal à 50 % de l'AMS. Une valeur de 0,026 g est considérée, comme pour la halde à stériles.

### 6.5.3 ÉVALUATION DU POTENTIEL DE LIQUÉFACTION

Des analyses ont été réalisées afin de vérifier si les sols de fondation du site de Windfall possèdent ou non les propriétés mécaniques pour se liquéfier lors d'un séisme important. Comme décrit à la section 4.4 – Évaluation du potentiel de liquéfaction et selon les résultats des calculs basés sur la méthode simplifiée (Boulanger et Idriss, 2014), les dépôts pulvérulents rencontrés au site ne sont pas liquéfiables.

## 6.5.4 ANALYSES DE STABILITÉ

### 6.5.4.1 MÉTHODE DE CALCULS

La section 4.5.1 – Méthode de calcul présente la méthode utilisée pour les analyses de stabilité pour la halde à stériles. La méthodologie retenue pour ces analyses a également été appliquée pour les analyses de stabilité pour les digues du bassin D.

### 6.5.4.2 SÉLECTION DES COUPES

Les différentes coupes ont été sélectionnées selon les secteurs potentiellement critiques d'un point de vue de la stabilité, c'est-à-dire les secteurs pour lesquels :

- L'épaisseur du dépôt meuble est la plus importante;
- Le talus naturel est le plus critique, par exemple une pente la plus abrupte;
- La hauteur de la digue est maximale.

Ainsi, une coupe traversant le bassin du sud-est vers le nord-ouest a été réalisée sur la digue (côté nord-ouest) et sur une pente directement sur le roc (côté sud-est) du bassin D. Le tableau 6-6 présente la coupe retenue ainsi que la justification du choix de la coupe. La coupe analysée est présentée sur la carte 3 de l'annexe B.

**Tableau 6-6 Justifications du choix des coupes analysées pour le bassin D**

| BASSIN | COUPE | JUSTIFICATIONS |
|---|---|---|
| D | BD-BD' | – Hauteur de la digue maximale.<br>– L'épaisseur de dépôt meuble est importante.<br>– Le matériel est déposé en pente sur le roc dynamité. |

### 6.5.4.3 CONDITIONS D'EAU SOUTERRAINE

Les niveaux de la nappe phréatique utilisés pour les analyses de stabilité sont basés, lorsque disponibles, sur le relevé des niveaux d'eau mesurés dans les tubes ouverts installés dans les trous de forages lors de la campagne géotechnique de l'été 2021 (WSP, 2021). Dans le cas de la digue D, comme peu d'information est disponible concernant le niveau de la nappe dans le secteur, il a été jugé conservateur de considérer un niveau d'eau élevé pour un niveau d'eau maximal de 402,5 m et vide dans le bassin.

De plus, une analyse d'écoulement simplifié de l'eau sous la digue a été réalisée à l'aide du logiciel Seep/W, afin de confirmer les hypothèses d'écoulement. L'analyse a permis de confirmer les hypothèses d'écoulement ainsi que de justifier l'utilisation d'un tapis drainant sous la portion aval de la digue.

### 6.5.4.4 PROPRIÉTÉS GÉOTECHNIQUES DES MATÉRIAUX

Les propriétés géotechniques des différents matériaux ont été établies à partir des informations provenant des forages dans les secteurs à l'étude lors de la campagne d'investigations géotechniques 2021 (WSP, 2021), la campagne 2007 (GENIVAR, 2008) ainsi que les résultats des essais en laboratoire comme mentionné à la section 4.5.4.

Le tableau 6-7 présente les valeurs des propriétés utilisées des matériaux rencontrés lors des analyses de stabilité.

**Tableau 6-7 Propriétés des matériaux utilisés dans les analyses de stabilité du bassin D**

| Matériaux | | Masse volumique ($kN/m^3$) | Cohésion (kPa) | Angle de friction (°) |
|---|---|---|---|---|
| A. | Terre végétale | 13,5 | 0 | 27 |
| B.1 | Sable avec traces de silt et gravier, lâche à très lâche | 18 | 0 | 27 |
| B.2 | Sable, un peu à traces de gravier et traces de silt, compact | 18,5 | 0 | 32 |
| B.3 | Sable silteux à traces de silt et gravier, dense | 19,5 | 0 | 34 |
| B.4 | Sable, un peu de gravier et traces de silt, devenant très dense | 19,5 | 0 | 36 |
| B.5 | Sable silteux à un peu de silt, traces d'argile, compact | 18,5 | 0 | 32 |
| B.6 | Silt sableux à sable silteux, traces de gravier, dense | 17,5 | 0 | 34 |
| C.1 | Sable et gravier à graveleux, un peu à traces de silt, compact | 20 | 0 | 32 |
| C.2 | Sable et gravier à graveleux, un peu à traces de silt, dense | 20 | 0 | 36 |
| D | Stérile minier (1) | 19 | 0 | 35 |
| E | Minerai | 20 | 0 | 36 |
| F-1 | Système d'imperméabilisation avec PEHD lisse (2) | 9,50 | 0 | 16 |
| F-2 | Système d'imperméabilisation avec PEHD texturé (3) | 9,50 | 0 | 24 |
| G.1 | Remblai compacté | 20 | 0 | 34 |
| G.2 | Remblai compacté de la digue | 20 | 0 | 32 |
| H | Enrochement de protection | 21 | 0 | 38 |
| I. | Sable et gravier – Tapis drainant | 21 | 0 | 34 |
| | Roc | Impénétrable | | |

(1) La masse volumique des stériles miniers est basée sur la densité des différents types de roc dans le secteur exploité provenant du PEA (2018). La valeur utilisée est de 2,77 $t/m^3$. Un facteur de foisonnement de 36 % a été appliqué.
(2) Angle de frottement interne estimé à partir de Bhatia et Kasturi (1996). Poids volumique estimé à partir de la fiche technique de la membrane, dont la densité est de 0,94 $t/m^3$.
(3) Angle de frottement interne est estimé à partir de Koerner (2005) pour l'interface entre un géomembrane – géotextile de type non tissé aiguilleté (*nonwoven needle punched)*

### 6.5.4.5 RÉSULTATS DES ANALYSES DE STABILITÉ

Les analyses de stabilité concernant les digues du bassin D sont présentées dans la présente section. Une coupe représentant les conditions les plus critiques a été réalisée sur la digue. L'emplacement de cette coupe est présenté sur la carte 3 de l'annexe B.

Une rupture globale du côté aval et du côté amont a été analysée pour la coupe. Les analyses du côté amont ont été réalisées avec un niveau d'eau maximale dans le bassin à l'élévation 402,5 m, ainsi qu'un niveau d'eau minimal, soit le bassin vide.

Pour toutes les conditions d'analyses, les cas de chargement statique et pseudo-statique ont été évalués. La condition de drainage rapide a été jugée non nécessaire pour l'évaluation de la stabilité considérant que le corps de la digue ne sera pas saturé en eau. De plus, les matériaux au-dessus de la membrane sont des matériaux drainants et très perméables. Selon Duncan (1991), une analyse de vidange rapide est nécessaire lorsque le niveau d'eau change rapidement et que les pressions inertielles dans la pente n'ont pas le temps de s'équilibrer. Le matériel composant la digue (au-dessus de la géomembrane) doit être drainant d'une perméabilité supérieure à $10^{-4}$ m/s.

Les analyses de glissement horizontal et de capacité portante, comme mentionnées dans la D019, ont également été jugées non critiques pour l'évaluation de la stabilité. Le sol de fondation de la digue n'est pas susceptible au tassement et les dépôts pulvérulents rencontrés sur le site ne sont pas liquéfiables. Aucun matériau défavorable à risque de créer un glissement ou tassement n'a été rencontré lors de la campagne de forage.

Les résultats des analyses de stabilité pour la coupe sont présentés au tableau 6-8, alors que les configurations géométriques et les surfaces potentielles de rupture associées au coefficient de sécurité minimum obtenu sont montrées sur les figures à l'annexe D pour chacune des analyses effectuées.

**Tableau 6-8 Résultats des analyses de stabilité de la coupe BD-BD'**

| Ouvrage | Chargement | Conditions des analyses | Condition d'eau | Facteur de sécurité minimum | | Figure |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | Obtenu | Requis | |
| Bassin D – Digue Coupe BD-BD' Côté digue, nord-ouest | Statique | Rupture globale – Pente aval | Bassin 402,5 m | 1,62 | 1,5 | 25 |
| | | Rupture globale – Pente amont | Bassin 402,5 m | 1,78 | 1,5 | 26 |
| | | Rupture globale – Pente amont | Bassin vide | 1,56 | 1,5 | 27 |
| | Pseudo-statique | Rupture globale – Pente aval | Bassin 402,5 m | 1,50 | 1,1 | 28 |
| | | Rupture globale – Pente amont | Bassin 402,5 m | 1,53 | 1,1 | 29 |
| | | Rupture globale – Pente amont | Bassin vide | 1,39 | 1,1 | 30 |
| Bassin D – Digue Coupe BD-BD' Côté roc, sud-est | Statique | Rupture globale – Pente aval | Bassin 402,5 m | N/A | 1,5 | - |
| | | Rupture globale – Pente amont | Bassin 402,5 m | 1,60 | 1,5 | 31 |
| | | Rupture globale – Pente amont | Bassin vide | 1,67 | 1,5 | 32 |
| | Pseudo-statique | Rupture globale – Pente aval | Bassin 402,5 m | N/A | 1,1 | - |
| | | Rupture globale – Pente amont | Bassin 402,5 m | 1,35 | 1,1 | 33 |
| | | Rupture globale – Pente amont | Bassin vide | 1,55 | 1,1 | 34 |

#### 6.5.4.6 DISCUSSION DES RÉSULTATS DES ANALYSES DE STABILITÉ

Les résultats des analyses de stabilité montrent que les coefficients de sécurité minimaux respectent les recommandations décrites dans le Guide de restauration (MERN, 2017) ainsi que la D019 sur l'industrie minière (MDDELCC, 2012) et les recommandations sur la sécurité des barrages données par l'ACB (ACB, 2014). Dans tous les cas analysés, un coefficient de sécurité supérieur à 1,5 a été obtenu pour un chargement statique et un coefficient de sécurité supérieur à 1,1 a été obtenu pour le cas de chargement pseudo-statique.

L'interprétation des analyses de stabilité réalisées dans le cadre de ce mandat suggère que la digue du bassin D, présentant une pente amont de 3H :1V et aval de 2,5H : 1V jusqu'à l'élévation 404 m, peut être construite sans que les critères de stabilité ne soient affectés. Cependant, le contrôle des matériaux de construction de la digue peut avoir un effet sur la stabilité de celle-ci. Le matériel composant la digue (au-dessus de la géomembrane) doit être d'une perméabilité supérieure à $10^{-4}$ m/s. De plus, la géomembrane doit être texturée sur deux faces et présenter un angle de friction suffisant avec l'interface géomembrane-géotextile. La présence d'un tapis drainant du côté aval est requise afin de maintenir la nappe d'eau souterraine sous le niveau de la digue. De plus, le tapis drainant servira également comme point de contrôle advenant le cas où des infiltrations d'eau se présentent au sein de la digue.

# 7 CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS

WSP a été mandatée par Osisko afin de réaliser l'ingénierie détaillée en vue de l'exécution des travaux planifiés en 2023, soit l'agrandissement de la halde à stériles existante et des infrastructures de gestion des eaux.

Le présent rapport technique présente les documents de référence consultés, les critères de conception et les analyses associés à l'ingénierie de détail des structures décrites ci-dessous.

Selon les résultats des analyses de stabilité, la configuration de la halde à stériles ainsi que le bassin D, telle que présentée à l'annexe D, satisfait les coefficients de sécurité requis pour la stabilité des talus. Les exigences du Guide de restauration (MERN, 2017), de la D019 sur l'industrie minière (MDDELCC, 2012) et de l'ACB (ACB, 2014) sont rencontrées.

Afin d'assurer la sécurité de la halde à stériles, WSP recommande :

- Que les stériles miniers soient mis en place par couche successive d'une épaisseur maximale de 1 m et que la mise en place soit effectuée de sorte que la ségrégation des particules soit limitée au maximum;
- Que la mise en place des stériles miniers respecte des pentes de 3H :1V sur tous les paliers, de tous les côtés de la halde;
- Qu'une gestion de neige active soit effectuée durant la mise en place de l'empilement afin de ne pas avoir de congères qui soient emprisonnées dans l'empilement durant l'hiver, ce qui pourrait engendrer des déformations significatives lors du dégel;
- Que les pentes longitudinales des fossés ceinturant l'empilement assurent une bonne évacuation de l'eau;
- Que les matériaux de remblai sous les haldes sont bien drainants afin d'éviter une accumulation et une surpression d'eau.

Concernant le bassin D, WSP recommande d'installer des puits d'observations en aval de la digue afin de suivre la qualité des eaux souterraines en cas de défauts dans la géomembrane étanche. L'installation de ces puits d'observation doit être réalisée à la suite de la construction de la digue, afin d'éviter d'endommager les installations. De plus, le contrôle des matériaux de construction de la digue est important afin d'assurer l'intégrité de la digue. Les recommandations de la D019 concernant le programme d'inspection des digues devront être appliquées.

Une analyse préliminaire de la classification des digues du bassin D a été réalisée et le bassin a été classifié comme étant élevé. Toutefois, selon les recommandations de l'ACB (ACB, 2014), une analyse de rupture de barrage est recommandée pour la préparation du plan de mesures d'urgence du site. Cette étude pourra également servir à confirmer la classification préliminaire de la digue.

Finalement, WSP propose l'instauration d'un programme d'inspection visuelle comprenant un suivi régulier, afin de noter le comportement de la halde à stériles ainsi que la digue du bassin D. Ces inspections permettent, entre autres, de noter la présence d'infiltration et de fuites d'eau, de tassement, de fissurations, etc. Un plan d'action en cas d'événements déclencheurs (*trigger action response plan (TARP)*) devrait être préparé et mis en place afin d'assurer la sécurité des ouvrages.

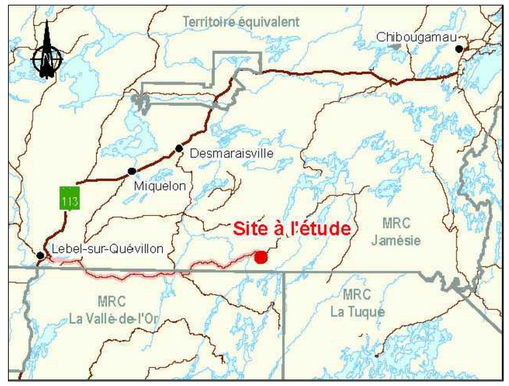
# ANNEXE

# A

## PLANS

OSISKO
MINIÈRE OSISKO

PLAN DE LOCALISATION




# WINDFALL

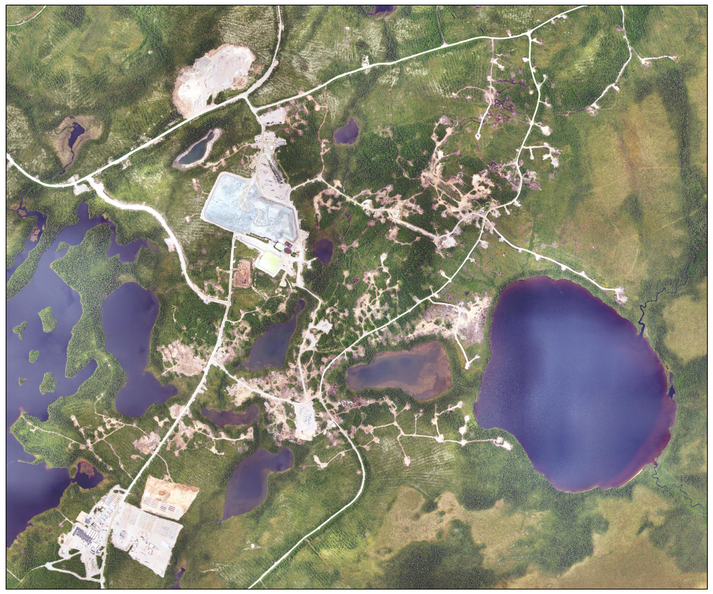
## DEMANDE D'AUTORISATION
## ÉCHANTILLONNAGE EN VRAC DE LYNX 4 ET CARIBOO

## AGRANDISSEMENT DE LA HALDE À STÉRILES EXISTANTE ET DES INFRASTRUCTURES DE GESTIONS DES EAUX

## POUR PERMIS

«CES DOCUMENTS NE DOIVENT PAS ÊTRE UTILISÉS À DES FINS DE CONSTRUCTION»

SITE MINIER WINDFALL



Date : 2022-10-24
Dossier : 221-11330-02

Préparé par:


wsp

1135, BOULEVARD LEBOURGNEUF
QUÉBEC (QUÉBEC) CANADA G2K 0M5
TÉL. : 1-418-623-2254 | WWW.WSP.COM

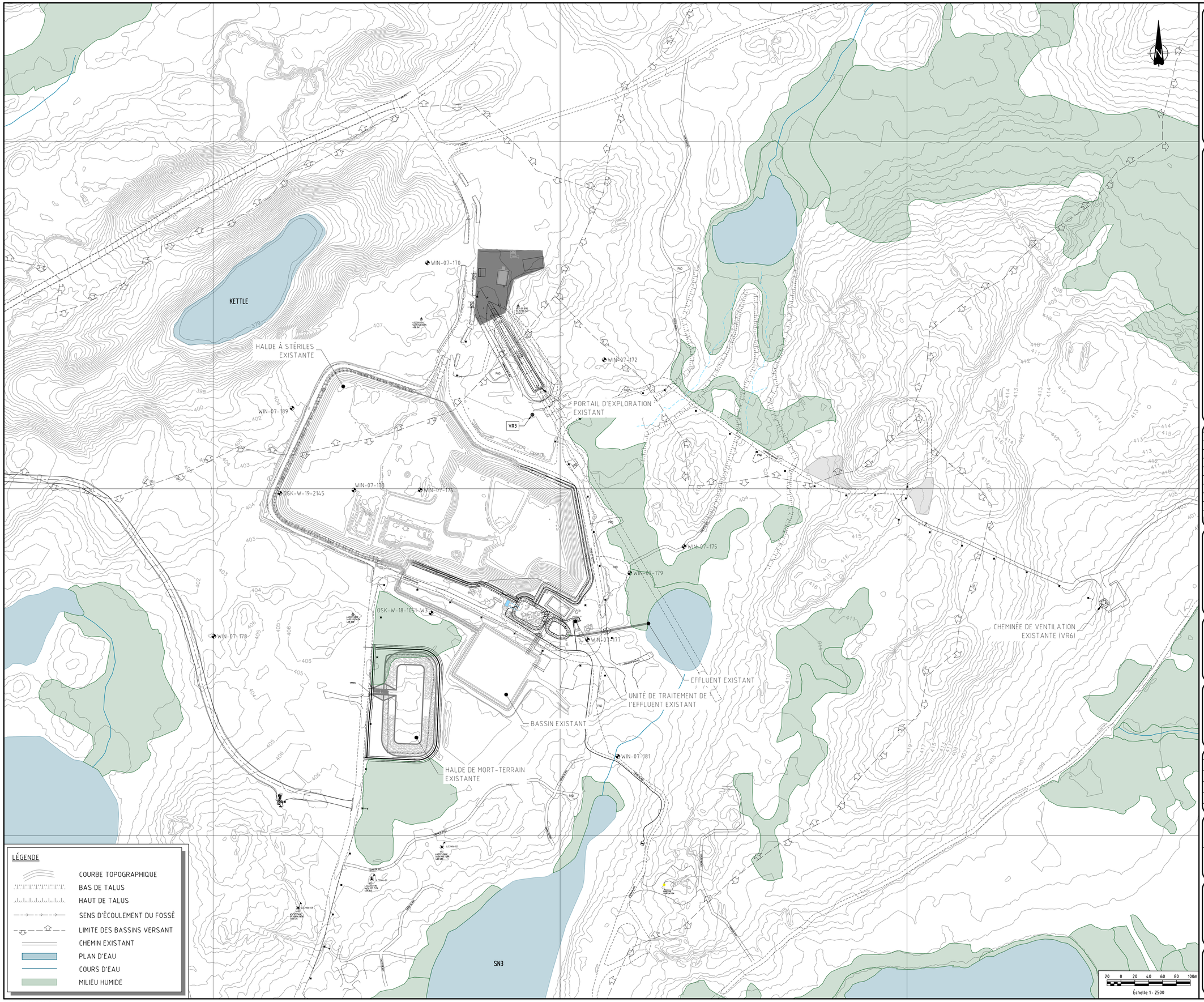

INGÉNIEUR
Kevin Gagnon
5090916
2022-10-24

LISTE DES PLANS

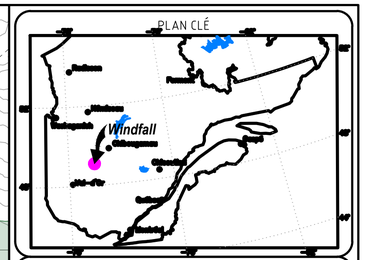
| No. PLAN | TITRE |
|---|---|
| 800-G-0600 | PAGE TITRE |
| 800-G-0601 | VUE EN PLAN GÉNÉRAL DES CONDITIONS EXISTANTES |
| 800-G-0602 | VUE EN PLAN GÉNÉRAL DES TRAVAUX PROPOSÉS 2023 |
| 800-G-0603 | VUE EN PLAN, PROFILS LONGITUDINAL ET TRANSVERSAL DE LA HALDE À STÉRILES PROPOSÉE |
| 800-G-0604 | VUE EN PLAN ET PROFILS FOSSÉ COLLECTEUR VERS LE BASSIN DE TRANSITION A PROPOSÉ |
| 800-G-0605 | VUE EN PLAN, PROFILS ET DÉTAILS TYPIQUES DU BASSIN DE TRANSITION A ET LE BASSIN DE POLISSAGE P PROPOSÉS |
| 800-G-0606 | VUE EN PLAN, PROFILS ET DÉTAILS TYPIQUES DU BASSIN D'ACCUMULATION D PROPOSÉ |
| 800-G-0607 | COUPES ET DÉTAILS TYPIQUES |

DERNIÈRE SAUVEGARDE: 2022-10-19
DATE D'IMPRESSION: 2022-10-21
CHEMIN D'ACCÈS: \\CORP.PBWAN.NET\CA\CAYV0100\PROJET\2022\1\221-11330-02\MULTI\14_SERV_TECHN_PROF\14_03_ENV\7_DAO_CAD\3_BASES\E_DA-MAJ-TRAVAUX-2023\CAWL-800-G-0600-AF.DWG

FORMAT A1 ( 841×594 )




PLAN CLÉ




NOTES GÉNÉRALES

À MOINS D'INDICATIONS CONTRAIRES, LES UNITÉS DE MESURES SONT EN MÈTRES.

SYSTÈME DE RÉFÉRENCE GÉODÉSIQUE UTILISÉ : UTMnad83 zone18

FICHIERS SOURCES:

- COURBES TOPOGRAPHIQUES DU TERRAIN NATUREL 2009, EXTRAITES DU FICHIER Topo Surface 3d.dwg, TRANSMIS PAR LE CLIENT.
- INFRASTRUCTURES EXISTANTES : 2020-10-04 PLAN DE SURFACE.dwg, TRANSMIS PAR LE CLIENT

«CES DOCUMENTS NE DOIVENT PAS ÊTRE UTILISÉS À DES FINS DE CONSTRUCTION»

| RÉV | DATE | DESCRIPTION | DES. | VÉR. | APP. |
|---|---|---|---|---|---|
| AF | 2022-10-24 | POUR PERMIS | G.G. | K.G. | M.E. |
| AE | 2022-10-04 | POUR PERMIS | G.G. | K.G. | M.E. |
| AD | 2022-09-27 | POUR COMMENTAIRES | G.G. | K.G. | M.E. |
| AC | 2022-04-20 | POUR PERMIS | G.G. | M.E. | S.L. |
| AB | 2022-01-24 | POUR PERMIS | G.G. | M.E. | S.L. |
| AA | 2022-01-14 | POUR COMMENTAIRES | G.G. | M.E. | S.L. |

SCEAU & SIGNATURE

INGÉNIEUR Kevin Gagnon 5090916 2022-10-24

wsp
1135, BOULEVARD LEBOURGNEUF
QUÉBEC (QUÉBEC) CANADA G2K 0M5
PROJET : 221-11330-02 TÉL. : 1-418-623-2254 | WWW.WSP.COM

OSISKO MINIÈRE OSISKO

| | | |
|---|---|---|
| CONÇU : | Kevin Gagnon, ing. | 2022-10-24 |
| DESSINÉ : | Gail Godmaire, tech. | 2022-10-24 |
| VÉRIFIÉ : | Kevin Gagnon, ing. | 2022-10-24 |
| APPROUVÉ : | Morteza Esfehani, ing., P.Eng., Ph.D. | 2022-10-24 |
| CLIENT : | Yan Théberge | 2022-10-24 |
| ÉCHELLE : | 1 : 2500 | DATE |

PROJET :
ÉCHANTILLONNAGE EN VRAC DE LYNX 4 ET CARIBOO

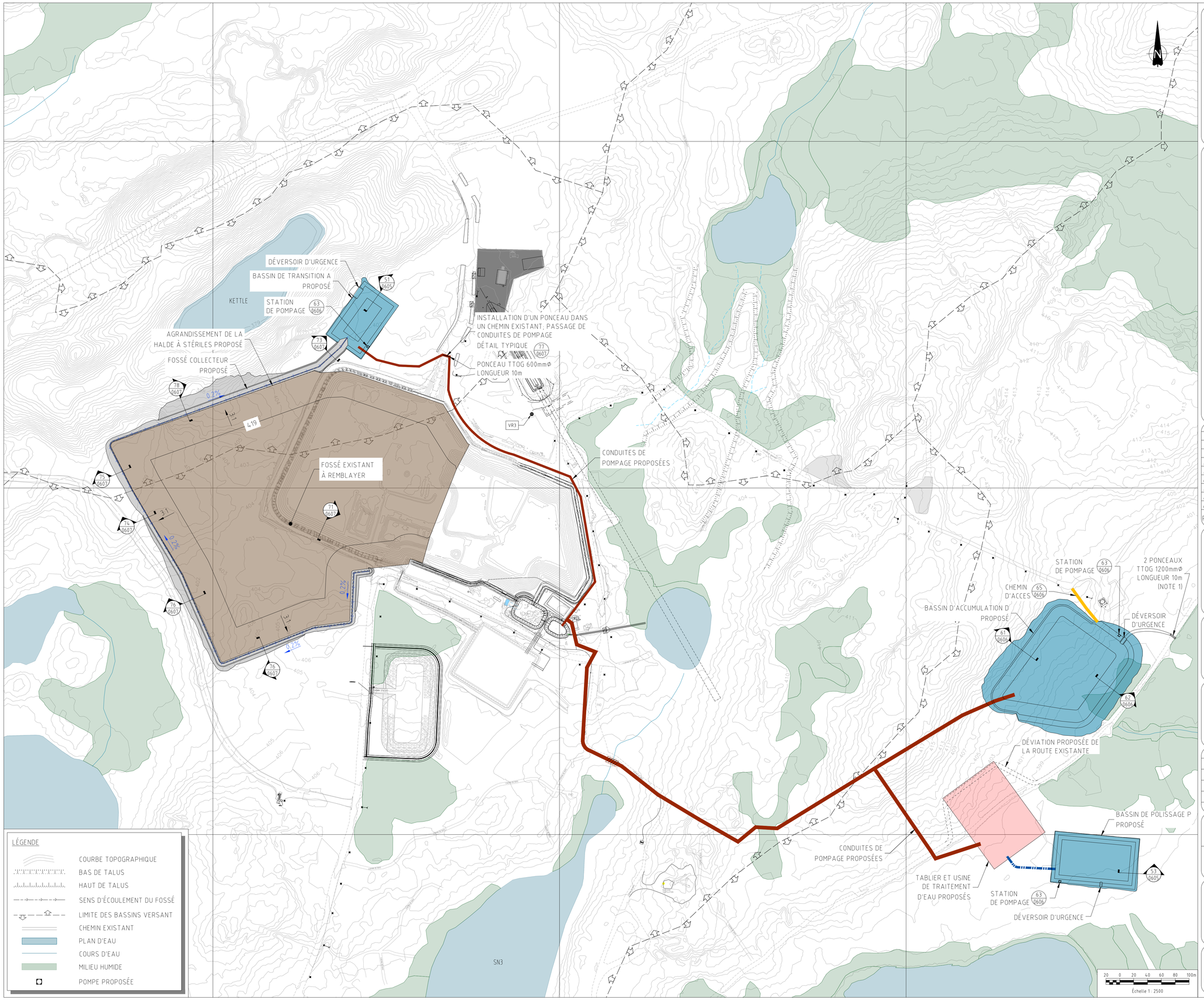
SOUS-PROJET :
AGRANDISSEMENT DE LA HALDE À STÉRILES EXISTANTE ET DES INFRASTRUCTURES DE GESTIONS DES EAUX

TITRE :
VUE EN PLAN GÉNÉRALE DES CONDITIONS EXISTANTES

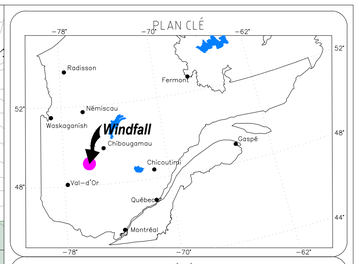
NUMÉRO DE DESSIN
**CAWL-800-G-0601-AE**
SECTEUR - DISCIPLINE - NO. SÉQUENTIEL - RÉVISION

DERNIÈRE SAUVEGARDE: 2022-10-21
DATE D'IMPRESSION: 2022-10-21
CHEMIN D'ACCÈS: \\CORP.PBWAN.NET\CA\CAYV0100\PROJET\2022\1\221-11330-02\MULTI\14_SERV_TECHN_PROF\14_03_ENV\7_DAO_CAD\3_BASES\E_DA-MAJ-TRAVAUX-2023\CAWL-800-G-0601-AF.DWG

FORMAT A1 ( 841×594 )




PLAN CLÉ




## NOTES GÉNÉRALES

À MOINS D'INDICATIONS CONTRAIRES, LES UNITÉS DE MESURES SONT EN MÈTRES.

SYSTÈME DE RÉFÉRENCE GÉODÉSIQUE UTILISÉ : UTMnad83 zone18

FICHIERS SOURCES:

- COURBES TOPOGRAPHIQUES DU TERRAIN NATUREL 2009, EXTRAITES DU FICHIER Topo Surface 3d.dwg, TRANSMIS PAR LE CLIENT.
- INFRASTRUCTURES EXISTANTES : 2020-10-04 PLAN DE SURFACE.dwg, TRANSMIS PAR LE CLIENT

NOTE 1 :
LES PONCEAUX INSTALLÉS EN PARALLÈLE DOIVENT ÊTRE MIS EN PLACE À 2000mm C/C

«CES DOCUMENTS NE DOIVENT PAS ÊTRE UTILISÉS À DES FINS DE CONSTRUCTION»

| RÉV | DATE | DESCRIPTION | DES. | VÉR. | APP. |
|---|---|---|---|---|---|
| AF | 2022-10-24 | POUR PERMIS | G.G. | K.G. | M.E. |
| AE | 2022-10-04 | POUR PERMIS | G.G. | K.G. | M.E. |
| AD | 2022-09-27 | POUR COMMENTAIRES | G.G. | K.G. | M.E. |
| AC | 2022-04-20 | POUR PERMIS | G.G. | M.E. | S.L. |
| AB | 2022-01-24 | POUR PERMIS | G.G. | M.E. | S.L. |
| AA | 2022-01-14 | POUR COMMENTAIRES | G.G. | M.E. | S.L. |

SCEAU & SIGNATURE

INGÉNIEUR Kevin Gagnon 5090916 2022-10-24

wsp

1135, BOULEVARD LEBOURGNEUF
QUÉBEC (QUÉBEC) CANADA G2K 0M5
PROJET : 221-11330-02 TÉL. : 1-418-623-2254 | WWW.WSP.COM

OSISKO MINIÈRE OSISKO

| | | |
|---|---|---|
| CONÇU : | Kevin Gagnon, ing. | 2022-10-24 |
| DESSINÉ : | Gail Godmaire, tech. | 2022-10-24 |
| VÉRIFIÉ : | Kevin Gagnon, ing. | 2022-10-24 |
| APPROUVÉ : | Morteza Esfehani, ing., P.Eng., Ph.D. | 2022-10-24 |
| CLIENT : | Yan Théberge | 2022-10-24 |
| ÉCHELLE : | 1 : 2500 | DATE |

PROJET :
ÉCHANTILLONNAGE EN VRAC DE LYNX 4 ET CARIBOO

SOUS-PROJET :
AGRANDISSEMENT DE LA HALDE À STÉRILES EXISTANTE ET DES INFRASTRUCTURES DE GESTIONS DES EAUX

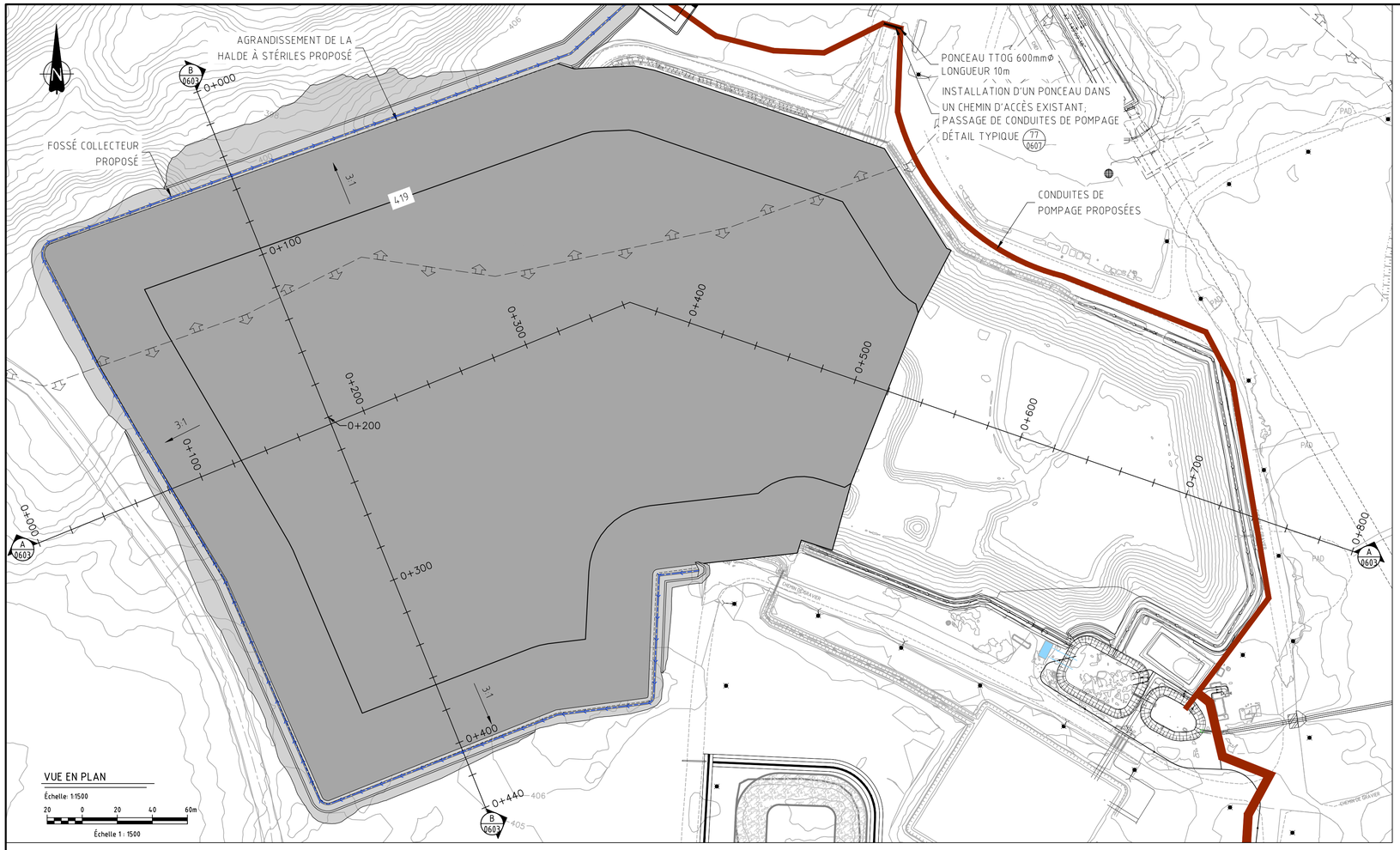
TITRE :
VUE EN PLAN GÉNÉRALE DES TRAVAUX PROPOSÉS 2023

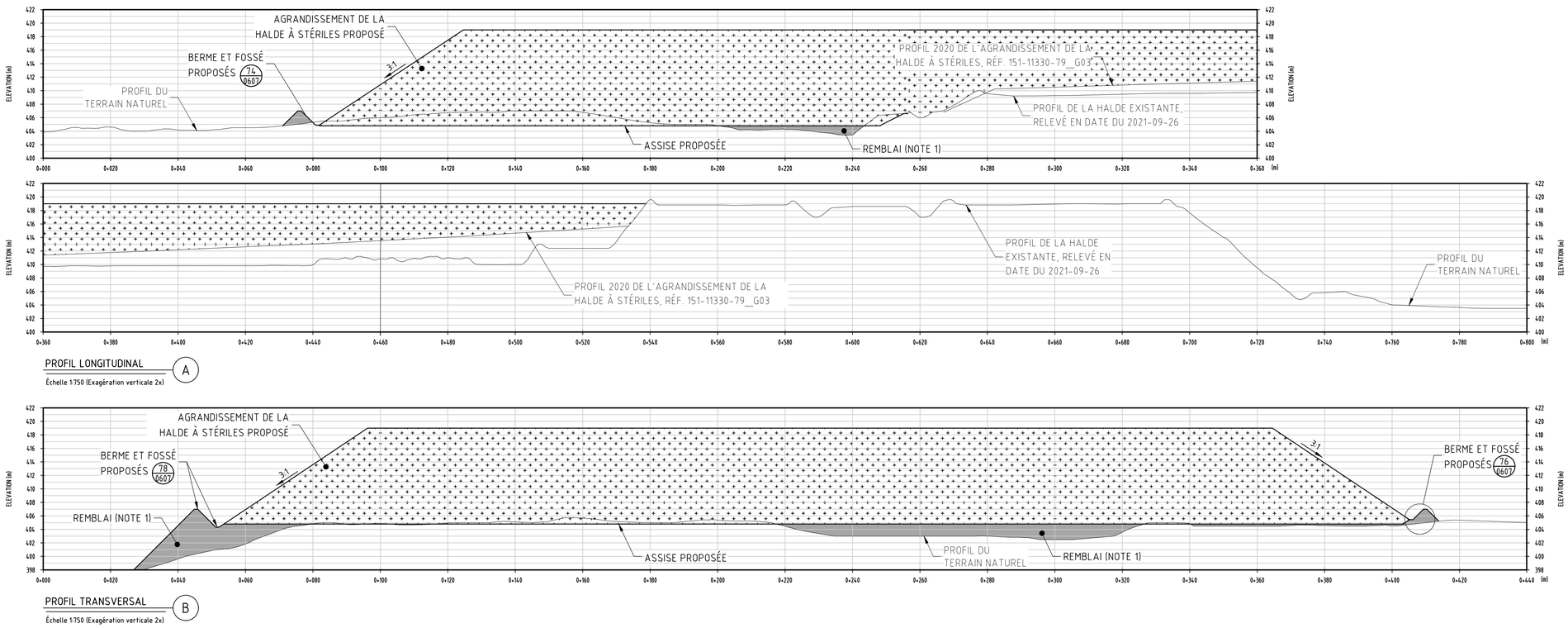
NUMÉRO DE DESSIN
CAWL-800-G-0602-AE

SECTEUR - DISCIPLINE - NO. SÉQUENTIEL - RÉVISION

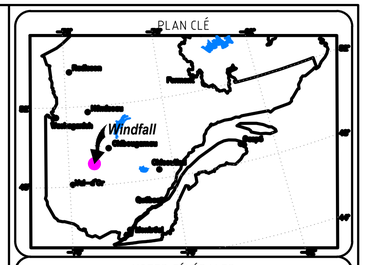
DERNIÈRE SAUVEGARDE : 2022-10-21
DATE D'IMPRESSION : 2022-10-21
CHEMIN D'ACCÈS : \\CORP.PBWAN.NET\CA\CAYV0100\PROJET\2022\1\221-11330-02\MULTI\14_SERV_TECHN_PROF\14_03_ENV\7_DAO_CAD\3_BASES\E_DA-MAJ-TRAVAUX-2023\CAWL-800-G-0602-AF.DWG

FORMAT A1 ( 841×594 )




PLAN CLÉ




## NOTES GÉNÉRALES

À MOINS D'INDICATIONS CONTRAIRES, LES UNITÉS DE MESURES SONT EN MÈTRES.

SYSTÈME DE RÉFÉRENCE GÉODÉSIQUE UTILISÉ : UTMnad83 zone18

FICHIERS SOURCES:

- COURBES TOPOGRAPHIQUES DU TERRAIN NATUREL 2009, EXTRAITES DU FICHIER Topo Surface 3d.dwg, TRANSMIS PAR LE CLIENT.
- INFRASTRUCTURES EXISTANTES : 2020-10-04 PLAN DE SURFACE.dwg, TRANSMIS PAR LE CLIENT

NOTE 1 :

REMBLAI : MATÉRIAU GRANULAIRE COMPACTABLE NON GÉNÉRATEUR D'ACIDE, EXEMPT DE MATIÈRE ORGANIQUE ET DE PARTICULES SUPÉRIEURES À 200mm DE DIAMÈTRE MIS EN PLACE PAR COUCHE SUCCESSIVE DE 300mm D'ÉPAISSEUR ET COMPACTÉ À 95% DU P.M. LE DERNIER 150mm ADJACENT AUX GÉOSYNTHÉTIQUES DOIT ÊTRE EXEMPT DE PARTICULES SUPÉRIEURES À 20mm DE DIAMÈTRE.

«CES DOCUMENTS NE DOIVENT PAS ÊTRE UTILISÉS À DES FINS DE CONSTRUCTION»

| RÉV | DATE | DESCRIPTION | DES. | VÉR. | APP. |
|---|---|---|---|---|---|
| AF | 2022-10-24 | POUR PERMIS | G.G. | K.G. | M.E. |
| AE | 2022-10-04 | POUR PERMIS | G.G. | K.G. | M.E. |
| AD | 2022-09-27 | POUR COMMENTAIRES | G.G. | K.G. | M.E. |
| AC | 2022-04-20 | POUR PERMIS | G.G. | M.E. | S.L. |
| AB | 2022-01-24 | POUR PERMIS | G.G. | M.E. | S.L. |
| AA | 2022-01-14 | POUR COMMENTAIRES | G.G. | M.E. | S.L. |

SCEAU & SIGNATURE

INGÉNIEUR Kevin Gagnon 5093916 QUÉBEC
2022-10-24

wsp
1135, BOULEVARD LEBOURGNEUF
QUÉBEC (QUÉBEC) CANADA G2K 0M5
PROJET : 221-11330-02 TÉL. : 1-418-623-2254 | WWW.WSP.COM

OSISKO MINIÈRE OSISKO

| | | |
|---|---|---|
| CONÇU : | Kevin Gagnon, ing. | 2022-10-24 |
| DESSINÉ : | Gail Godmaire, tech. | 2022-10-24 |
| VÉRIFIÉ : | Kevin Gagnon, ing. | 2022-10-24 |
| APPROUVÉ : | Morteza Esfehani, ing., P.Eng., Ph.D. | 2022-10-24 |
| CLIENT : | Yan Théberge | 2022-10-24 |
| ÉCHELLE : | Indiquée | DATE |

PROJET :

ÉCHANTILLONNAGE EN VRAC DE LYNX 4 ET CARIBOO

SOUS-PROJET :

AGRANDISSEMENT DE LA HALDE À STÉRILES EXISTANTE ET DES INFRASTRUCTURES DE GESTIONS DES EAUX

TITRE :

# VUE EN PLAN, PROFILS LOGITUDINAL ET TRANSVERSAL DE L'AGRANDISSEMENT DE LA HALDE À STÉRILES PROPOSÉE

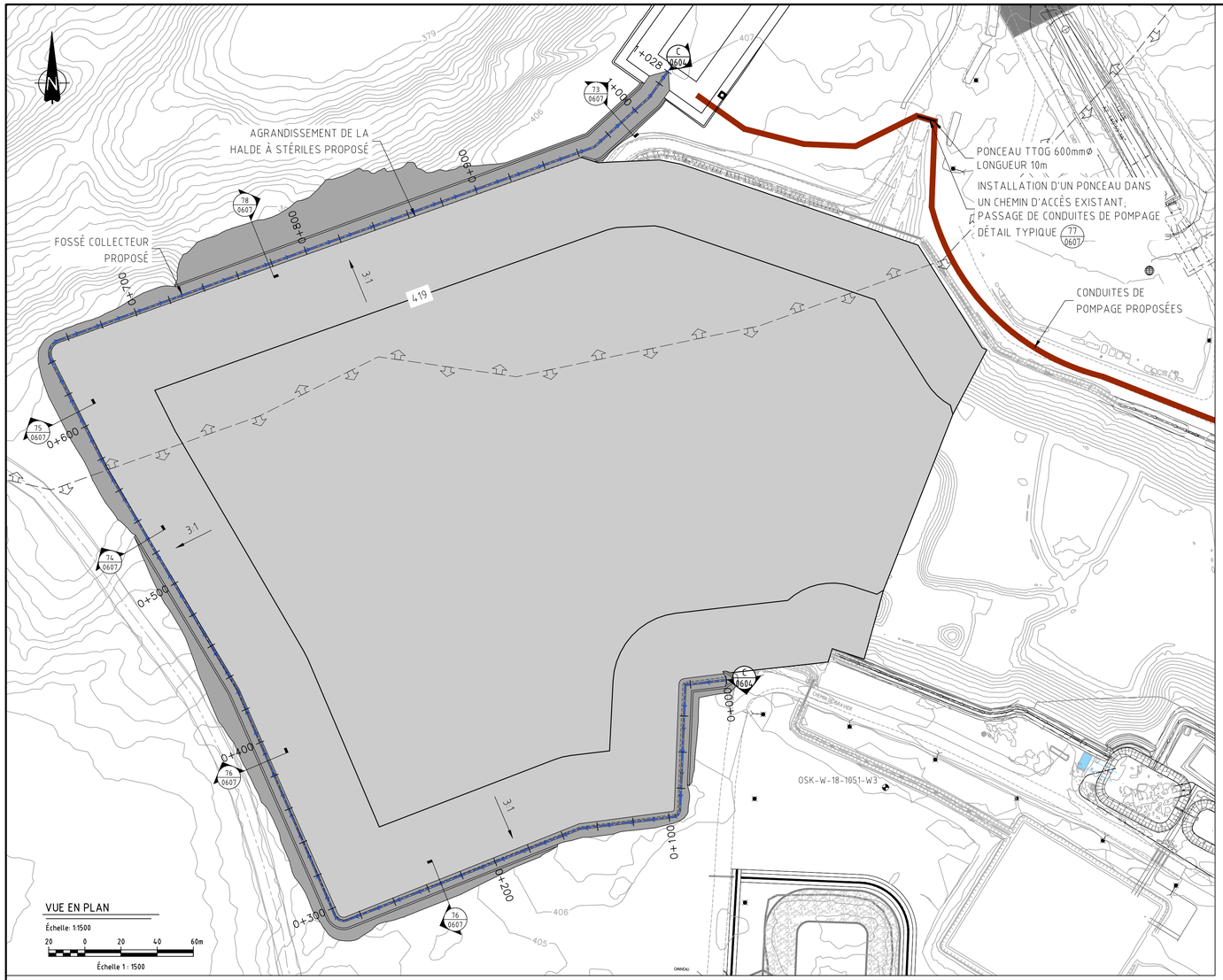
NUMÉRO DE DESSIN

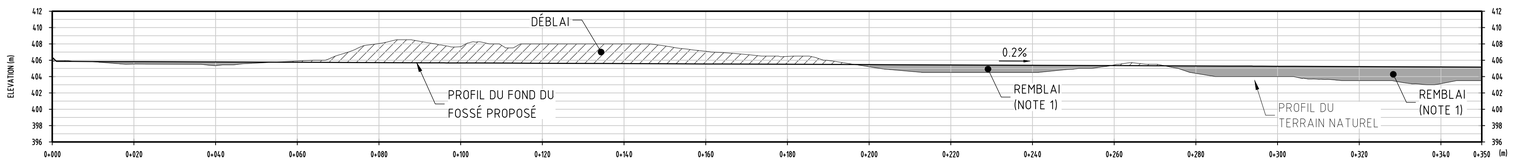
**CAWL-800-G-0603-AE**

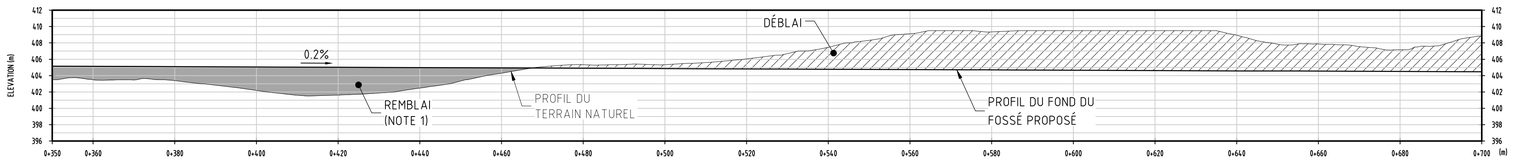
SECTEUR - DISCIPLINE - NO. SÉQUENTIEL - RÉVISION

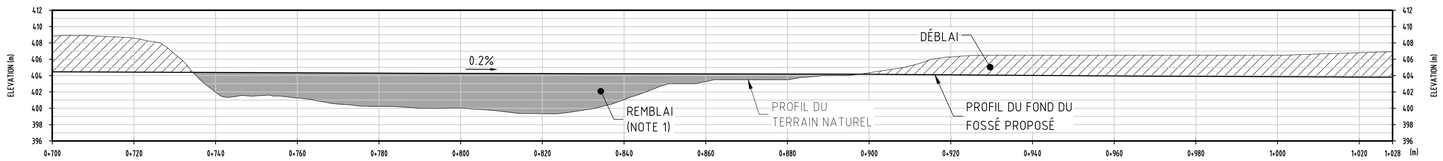
DERNIÈRE SAUVEGARDE 2022-10-19
DATE D'IMPRESSION 2022-10-21
CHEMIN D'ACCÈS N:\GRP\PBW\ANNET\CA\CA-Y\0100\PROJET\2022\11221-11330-02\MULTI\14_SERV_TECHN_PROFIL\6_03_ENVT_DAO_CAD\3_BASES\E_DA-MAJ-TRAVAUX-2023\CAWL-800-G-0603-AF.DWG

FORMAT A1 ( 841x594 )



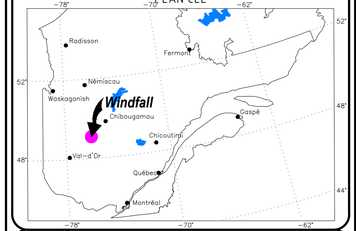




PROFIL LONGITUDINAL C

Échelle 1:750 (Exagération verticale 2x)

PLAN CLÉ




NOTES GÉNÉRALES

À MOINS D'INDICATIONS CONTRAIRES, LES UNITÉS DE MESURES SONT EN MÈTRES.

SYSTÈME DE RÉFÉRENCE GÉODÉSIQUE UTILISÉ : UTMnad83 zone18

FICHIERS SOURCES:

- COURBES TOPOGRAPHIQUES DU TERRAIN NATUREL 2009, EXTRAITES DU FICHIER Topo Surface 3d.dwg, TRANSMIS PAR LE CLIENT.
- INFRASTRUCTURES EXISTANTES : 2020-10-04 PLAN DE SURFACE.dwg, TRANSMIS PAR LE CLIENT

NOTE 1 :
REMBLAI : MATÉRIAU GRANULAIRE COMPACTABLE NON GÉNÉRATEUR D'ACIDE, EXEMPT DE MATIÈRE ORGANIQUE ET DE PARTICULES SUPÉRIEURES À 200mm DE DIAMÈTRE MIS EN PLACE PAR COUCHE SUCCESSIVE DE 300mm D'ÉPAISSEUR ET COMPACTÉ À 95% DU P.M. LE DERNIER 150mm ADJACENT AUX GÉOSYNTHÉTIQUES DOIT ÊTRE EXEMPT DE PARTICULES SUPÉRIEURES À 20mm DE DIAMÈTRE.

«CES DOCUMENTS NE DOIVENT PAS ÊTRE UTILISÉS À DES FINS DE CONSTRUCTION»

| RÉV | DATE | DESCRIPTION | DES. | VÉR. | APP. |
|---|---|---|---|---|---|
| AF | 2022-10-24 | POUR PERMIS | G.G. | K.G. | M.E. |
| AE | 2022-10-04 | POUR PERMIS | G.G. | K.G. | M.E. |
| AD | 2022-09-27 | POUR COMMENTAIRES | G.G. | K.G. | M.E. |
| AC | 2022-04-20 | POUR PERMIS | G.G. | M.E. | S.L. |
| AB | 2022-01-24 | POUR PERMIS | G.G. | M.E. | S.L. |
| AA | 2022-01-14 | POUR COMMENTAIRES | G.G. | M.E. | S.L. |

SCEAU & SIGNATURE

INGÉNIEUR Kevin Gagnon 5090916 2022-10-24

wsp
1135, BOULEVARD LEBOURGNEUF
QUÉBEC (QUÉBEC) CANADA G2K 0M5
PROJET : 221-11330-02 TÉL. : 1-418-623-2254 | WWW.WSP.COM

OSISKO MINIÈRE OSISKO

| | | |
|---|---|---|
| CONÇU : | Kevin Gagnon, ing. | 2022-10-24 |
| DESSINÉ : | Gail Godmaire, tech. | 2022-10-24 |
| VÉRIFIÉ : | Kevin Gagnon, ing. | 2022-10-24 |
| APPROUVÉ : | Morteza Esfehani, ing., P.Eng., Ph.D. | 2022-10-24 |
| CLIENT : | Yan Théberge | 2022-10-24 |
| ÉCHELLE : | Indiquée | DATE |

PROJET :
ÉCHANTILLONNAGE EN VRAC DE LYNX 4 ET CARIBOO

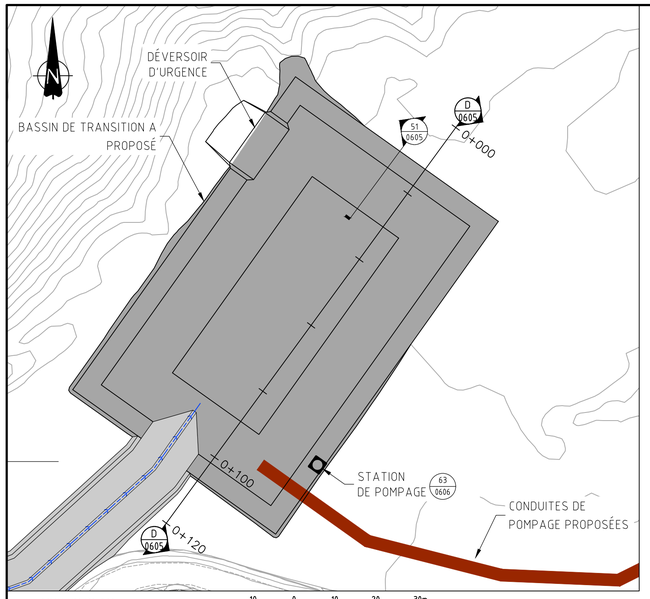
SOUS-PROJET :
AGRANDISSEMENT DE LA HALDE À STÉRILES EXISTANTE ET DES INFRASTRUCTURES DE GESTIONS DES EAUX

TITRE :
VUE EN PLAN ET PROFILS FOSSÉ COLLECTEUR VERS LE BASSIN DE TRANSITION A PORPOSÉ

NUMÉRO DE DESSIN
**CAWL-800-G-0604-AD**
SECTEUR - DISCIPLINE - NO. SÉQUENTIEL - RÉVISION

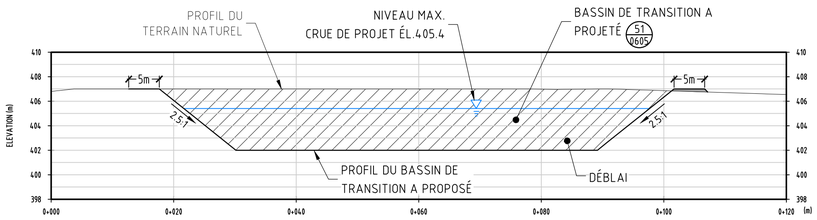
DERNIÈRE SAUVEGARDE: 2022-10-21
DATE D'IMPRESSION: 2022-10-21
CHEMIN D'ACCÈS: \\CORP.PBWAN.NET\CA\CAYV0100\PROJET\2022\1221-11330-02\MULTI\14_SERV_TECHN_PROF\14_03_ENV\7_DAO_CAD\3_BASES\E_DA-MAJ-TRAVAUX-2023\CAWL-800-G-0604-AF.DWG

FORMAT A1 ( 841+594 )

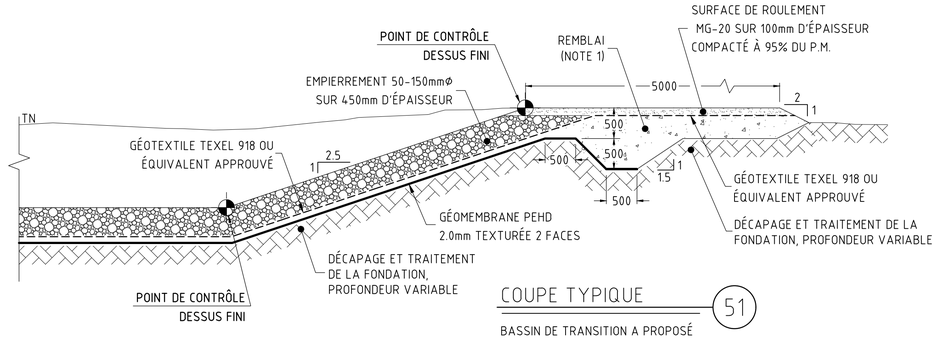



VUE EN PLAN
BASSIN DE TRANSITION A PROPOSÉ
Échelle 1:750

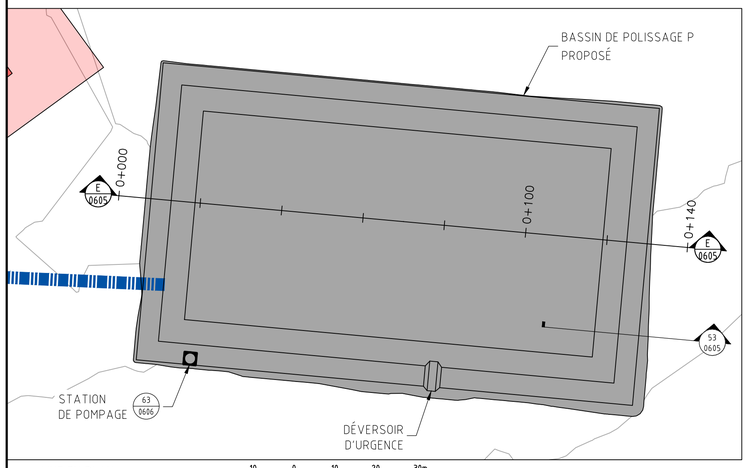
Échelle 1 : 750




PROFIL LONGITUDINAL
BASSIN DE TRANSITION A PROPOSÉ D
Échelle H=1:500 / V=1:250

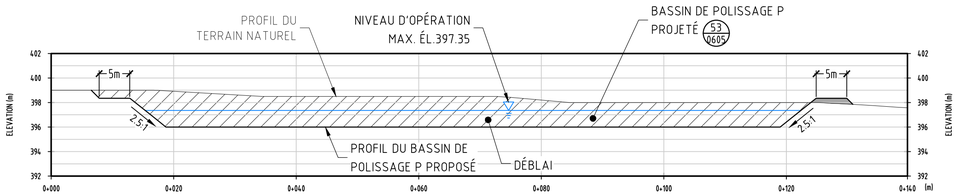



COUPE TYPIQUE 51
BASSIN DE TRANSITION A PROPOSÉ
Échelle: Aucune

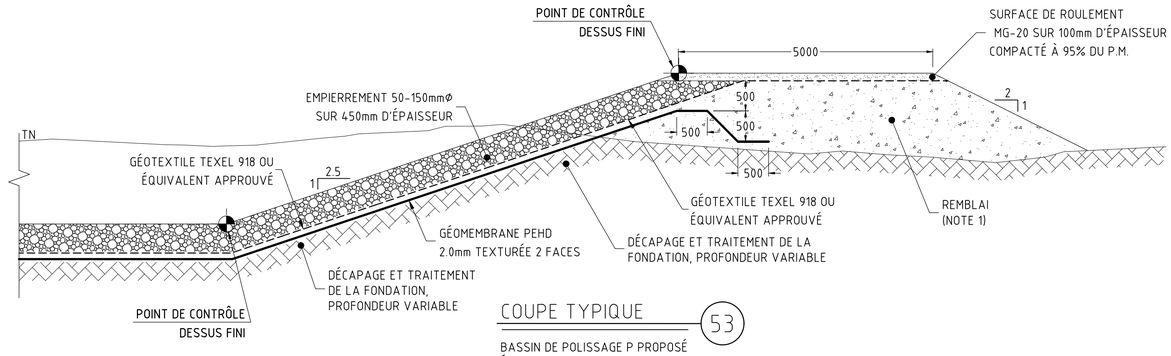



VUE EN PLAN
BASSIN DE POLISSAGE P PROPOSÉ
Échelle 1:750

Échelle 1 : 750




PROFIL LONGITUDINAL
BASSIN DE POLISSAGE P PROPOSÉ E
Échelle H=1:500 / V=1:250

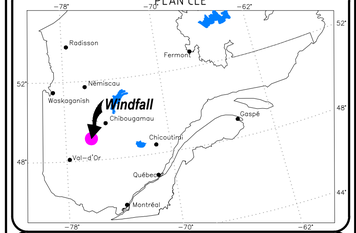



COUPE TYPIQUE 53
BASSIN DE POLISSAGE P PROPOSÉ
Échelle: Aucune

LES UNITÉS DE MESURES DES DÉTAILS SONT EN MILIMÈTRES

POUR DES FINS DE REPRÉSENTATION CLAIRES DES DIFFÉRENTES COUCHES DES GÉOSYNTHÉTIQUES, LA PROPORTION VERTICALE DE CERTAINS DÉTAILS A ÉTÉ FORTEMENT EXAGÉRÉ.

PLAN CLÉ




NOTES GÉNÉRALES

À MOINS D'INDICATIONS CONTRAIRES, LES UNITÉS DE MESURES SONT EN MÈTRES.

SYSTÈME DE RÉFÉRENCE GÉODÉSIQUE UTILISÉ : UTMnad83 zone18

FICHIERS SOURCES:

- COURBES TOPOGRAPHIQUES DU TERRAIN NATURAL 2009, EXTRAITES DU FICHIER Topo Surface 3d.dwg, TRANSMIS PAR LE CLIENT.
- INFRASTRUCTURES EXISTANTES : 2020-10-04 PLAN DE SURFACE.dwg, TRANSMIS PAR LE CLIENT

NOTE 1 :
REMBLAI : MATÉRIAU GRANULAIRE COMPACTABLE NON GÉNÉRATEUR D'ACIDE, EXEMPT DE MATIÈRE ORGANIQUE ET DE PARTICULES SUPÉRIEURES À 200mm DE DIAMÈTRE MIS EN PLACE PAR COUCHE SUCCESSIVE DE 300mm D'ÉPAISSEUR ET COMPACTÉ À 95% DU P.M. LE DERNIER 150mm ADJACENT AUX GÉOSYNTHÉTIQUES DOIT ÊTRE EXEMPT DE PARTICULES SUPÉRIEURES À 20mm DE DIAMÈTRE.

«CES DOCUMENTS NE DOIVENT PAS ÊTRE UTILISÉS À DES FINS DE CONSTRUCTION»

| RÉV | DATE | DESCRIPTION | DES. | VÉR. | APP. |
|---|---|---|---|---|---|
| AF | 2022-10-24 | POUR PERMIS | G.G. | K.G. | M.E. |
| AE | 2022-10-04 | POUR PERMIS | G.G. | K.G. | M.E. |
| AD | 2022-09-27 | POUR COMMENTAIRES | G.G. | K.G. | M.E. |
| AC | 2022-04-20 | POUR PERMIS | G.G. | M.E. | S.L. |
| AB | 2022-01-24 | POUR PERMIS | G.G. | M.E. | S.L. |
| AA | 2022-01-14 | POUR COMMENTAIRES | G.G. | M.E. | S.L. |

SCEAU & SIGNATURE

INGÉNIEUR Kevin Gagnon 5090916 PERMIS
2022-10-24

wsp
1135, BOULEVARD LEBOURGNEUF
QUÉBEC (QUÉBEC) CANADA G2K 0M5
PROJET : 221-11330-02 TÉL. : 1-418-623-2254 | WWW.WSP.COM

OSISKO MINIÈRE OSISKO

| | | |
|---|---|---|
| CONÇU : | Kevin Gagnon, ing. | 2022-10-24 |
| DESSINÉ : | Gail Godmaire, tech. | 2022-10-24 |
| VÉRIFIÉ : | Kevin Gagnon, ing. | 2022-10-24 |
| APPROUVÉ : | Morteza Esfehani, ing., P.Eng., Ph.D. | 2022-10-24 |
| CLIENT : | Yan Théberge | 2022-10-24 |
| ÉCHELLE : | Indiquée | DATE |

PROJET :
ÉCHANTILLONNAGE EN VRAC DE LYNX 4 ET CARIBOO

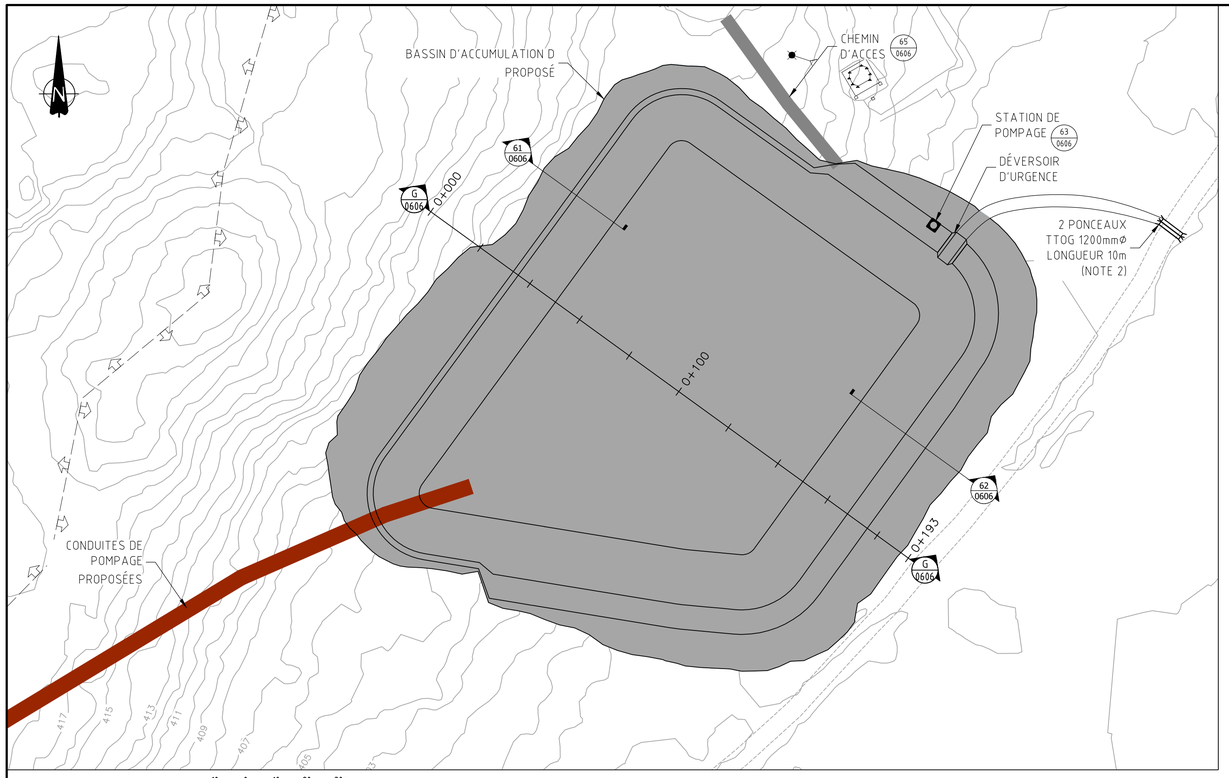
SOUS-PROJET :
AGRANDISSEMENT DE LA HALDE À STÉRILES EXISTANTE ET DES INFRASTRUCTURES DE GESTIONS DES EAUX

TITRE :
VUE EN PLAN, PROFILS ET DÉTAILS TYPIQUES DU BASSIN DE DE TRANSITION A ET LE BASSIN DE POLISSAGE P PROPOSÉS

NUMÉRO DE DESSIN
**CAWL-800-G-0605-AD**
SECTEUR - DISCIPLINE - NO. SÉQUENTIEL - RÉVISION

DERNIÈRE SAUVEGARDE 2022-10-19
DATE D'IMPRESSION 2022-10-21
CHEMIN D'ACCÈS \\CORP\BNAN\NET\CALCAY\0100\PROJET\2022\11\221-11330-02\MULTI\14_SERV__TECHN_PROF\14_03_ENV\7_DAO_CAD\3_BASSEVE_DA-MAJ\TRAVAUX-2023\CAWL-800-G-0605-AF.DWG

FORMAT A1 ( 841x594 )

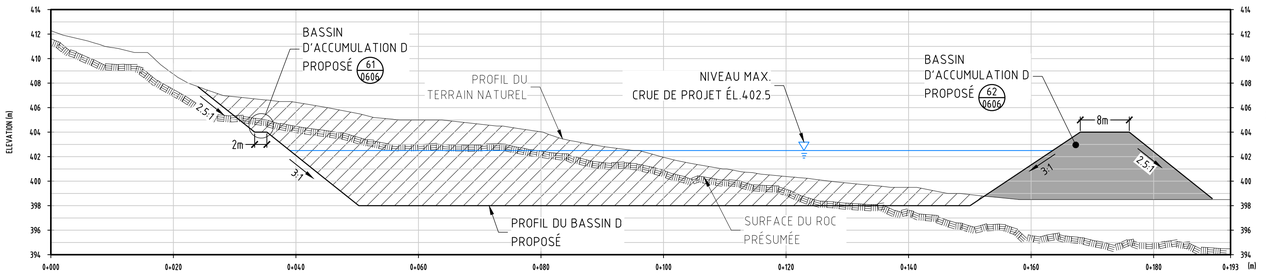



VUE EN PLAN

Échelle 1:1000

10 0 10 20 30m

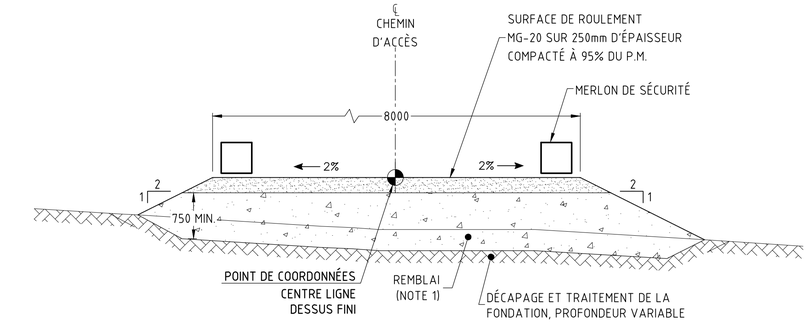
Échelle 1 : 1000




PROFIL TRANSVERSAL

BASSIN D'ACCUMULATION D PROPOSÉ — G

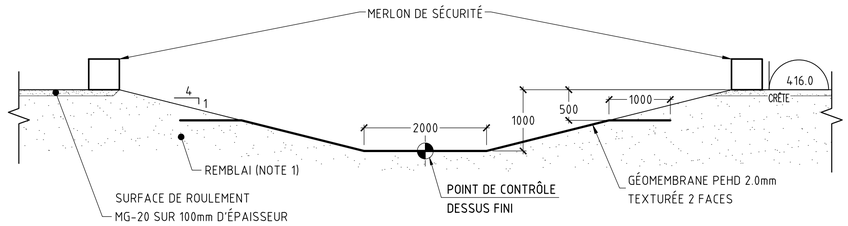
Échelle H=1:500 / V=1:250




COUPE TYPIQUE — 65

CHEMIN D'ACCÈS AU BASSIN D'ACCUMULATION D PORPOSÉ

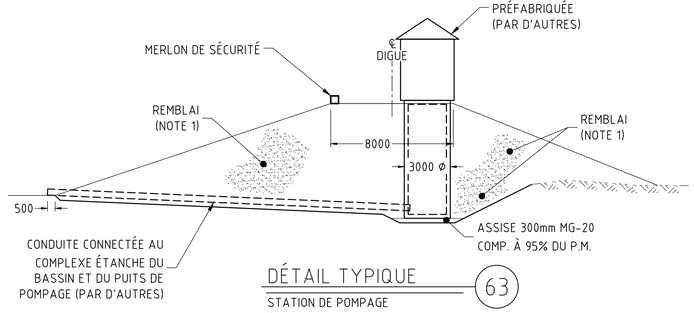
Échelle: Aucune




COUPE TYPIQUE — 64

DÉVERSOIR D'URGENCE DU BASSIN D'ACCUMULATION D PROPOSÉ

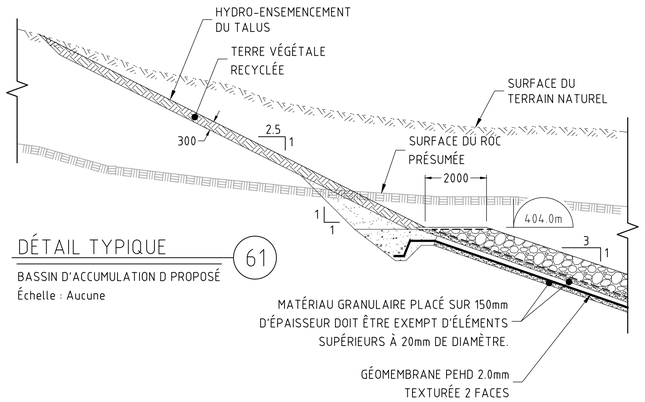
Échelle : Aucune




DÉTAIL TYPIQUE — 63

STATION DE POMPAGE

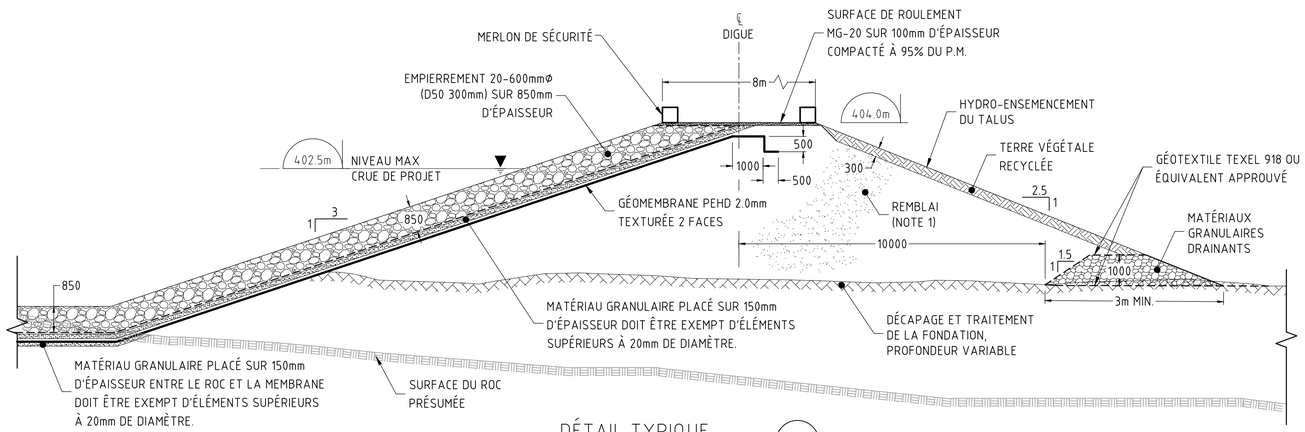
Échelle : Aucune




DÉTAIL TYPIQUE — 61

BASSIN D'ACCUMULATION D PROPOSÉ

Échelle : Aucune

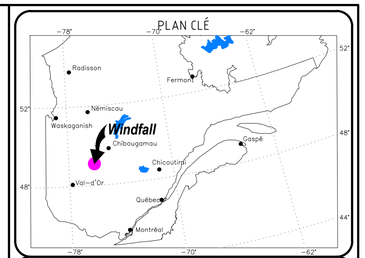



DÉTAIL TYPIQUE — 62

BASSIN D'ACCUMULATION D PROPOSÉ

Échelle : Aucune

PLAN CLÉ




## NOTES GÉNÉRALES

À MOINS D'INDICATIONS CONTRAIRES, LES UNITÉS DE MESURES SONT EN MILLIMÈTRES

SYSTÈME DE RÉFÉRENCE GÉODÉSIQUE UTILISÉ : UTMnad83 zone18

FICHIERS SOURCES:

- COURBES TOPOGRAPHIQUES DU TERRAIN NATUREL 2009, EXTRAITES DU FICHIER Topo Surface 3d.dwg, TRANSMIS PAR LE CLIENT.
- INFRASTRUCTURES EXISTANTES : 2020-10-04 PLAN DE SURFACE.dwg, TRANSMIS PAR LE CLIENT

NOTE 1 :

REMBLAI : MATÉRIAU GRANULAIRE COMPACTABLE NON GÉNÉRATEUR D'ACIDE, EXEMPT DE MATIÈRE ORGANIQUE ET DE PARTICULES SUPÉRIEURES À 200mm DE DIAMÈTRE MIS EN PLACE PAR COUCHE SUCCESSIVE DE 300mm D'ÉPAISSEUR ET COMPACTÉ À 95% DU P.M. LE DERNIER 150mm ADJACENT AUX GÉOSYNTHÉTIQUES DOIT ÊTRE EXEMPT DE PARTICULES SUPÉRIEURES À 20mm DE DIAMÈTRE.

NOTE 2 :

LES PONCEAUX INSTALLÉS EN PARALLÈLE DOIVENT ÊTRE MIS EN PLACE À 2000mm C/C

«CES DOCUMENTS NE DOIVENT PAS ÊTRE UTILISÉS À DES FINS DE CONSTRUCTION»

| RÉV | DATE | DESCRIPTION | DES. | VÉR. | APP |
|---|---|---|---|---|---|
| AF | 2022-10-24 | POUR PERMIS | G.G. | K.G. | M.E. |
| AE | 2022-10-04 | POUR PERMIS | G.G. | K.G. | M.E. |
| AD | 2022-09-27 | POUR COMMENTAIRES | G.G. | K.G. | M.E. |
| AC | 2022-04-20 | POUR PERMIS | G.G. | M.E. | S.L. |
| AB | 2022-01-24 | POUR PERMIS | G.G. | M.E. | S.L. |
| AA | 2022-01-14 | POUR COMMENTAIRES | G.G. | M.E. | S.L. |

SCEAU & SIGNATURE

INGÉNIEUR Kevin Gagnon 5099916 PROVINCE DE QUÉBEC

2022-10-24

wsp
1135, BOULEVARD LEBOURGNEUF
QUÉBEC (QUÉBEC) CANADA G2K 0M5
PROJET : 221-11330-02 TÉL. : 1-418-623-2254 | WWW.WSP.COM

OSISKO MINIÈRE OSISKO

| | | |
|---|---|---|
| CONÇU : | Isabelle Tremblay, ing. | 2022-09-XX |
| DESSINÉ : | Daniel Bilodeau, tech. | 2022-09-XX |
| VÉRIFIÉ : | Kevin Gagnon, ing. | 2022-09-XX |
| APPROUVÉ : | Morteza Esfehani, ing., P.Eng., Ph.D. | 2022-10-24 |
| CLIENT : | Yan Thèberge | 2022-10-24 |
| ÉCHELLE : | Indiquée | DATE |

PROJET : DEMANDE D'AUTORISATION ÉCHANTILLONNAGE EN VRAC DE LYNX 4 ET CARIBOO

SOUS-PROJET : AGRANDISSEMENT DE LA HALDE À STÉRILES EXISTANTE ET DES INFRASTRUCTURES DE GESTIONS DES EAUX

TITRE : VUE EN PLAN, PROFILS ET DÉTAILS TYPIQUES DU BASSIN D'ACCUMULATION D PROPOSÉ

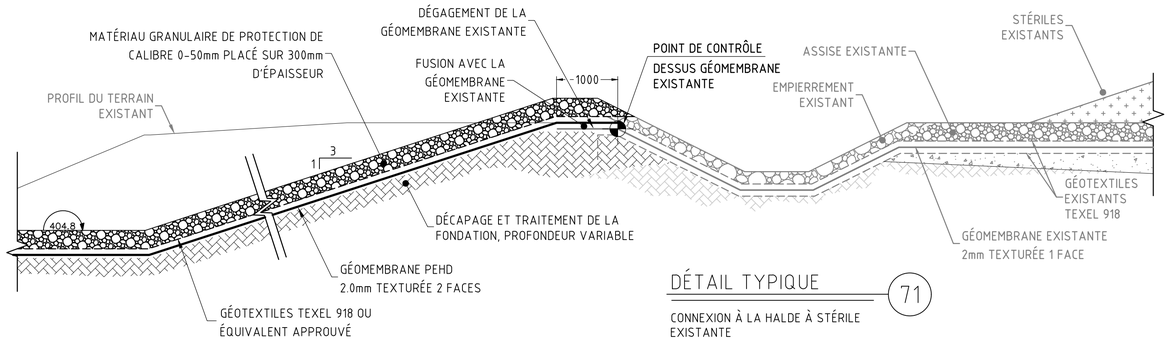
NUMÉRO DE DESSIN

**CAWL-800-G-0606-AD**

SECTEUR – DISCIPLINE – NO. SÉQUENTIEL – RÉVISION

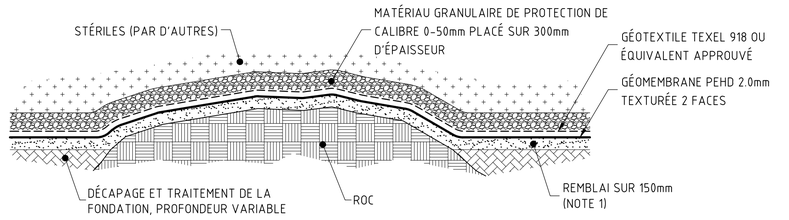
DERNIÈRE SAUVEGARDE 2022-10-21
DATE D'IMPRESSION 2022-10-21
CHEMIN D'ACCÈS \\CORP-PBWAN.NET\CA\CAYV0100\PROJET\2022\11221-11330-02\MULTI\14_SERV_TECHN_PROF\14_03_ENVT_DAO_CAD\3_BASSE\14_DA-MAJ-TRAVAUX-2023\CAWL-800-G-0606-AF.DWG

FORMAT A1 ( 841×594 )



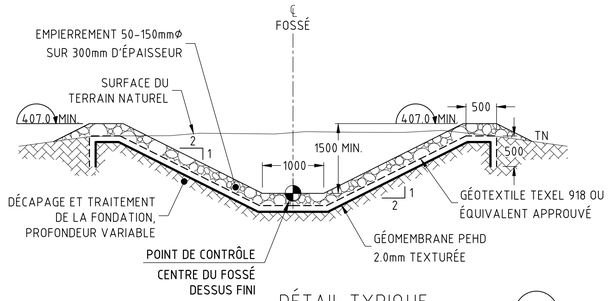

## DÉTAIL TYPIQUE 71

CONNEXION À LA HALDE À STÉRILE EXISTANTE



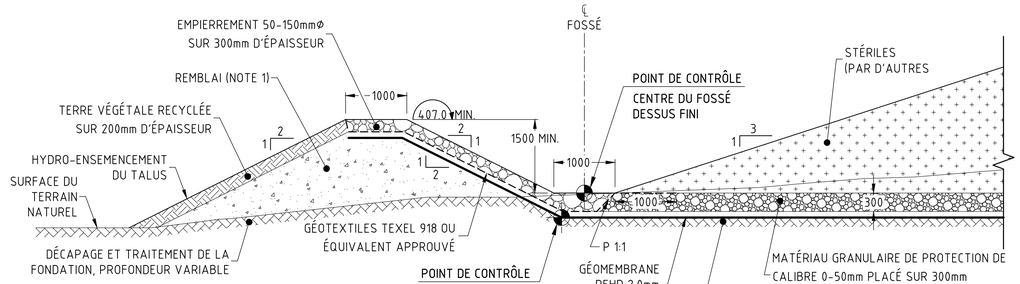

## DÉTAIL TYPIQUE 72

AFFLEUREMENT ROCHEUX
Échelle : Aucune



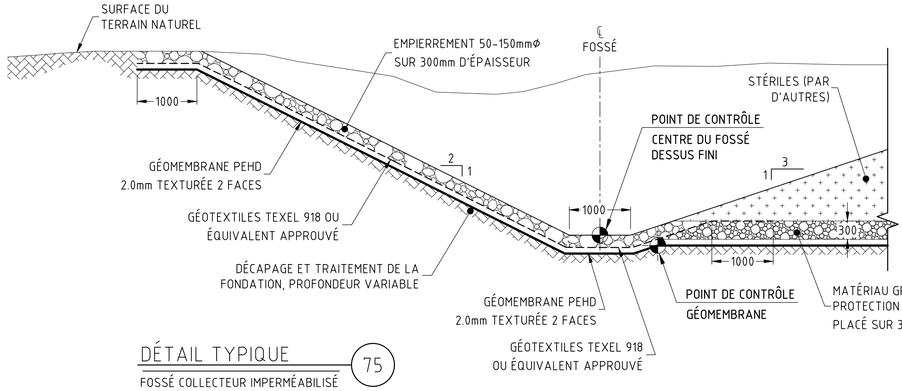

## DÉTAIL TYPIQUE 73

FOSSÉ COLLECTEUR IMPERMÉABILISÉ, CONSTRUIT EN EXCAVATION
Échelle : Aucune



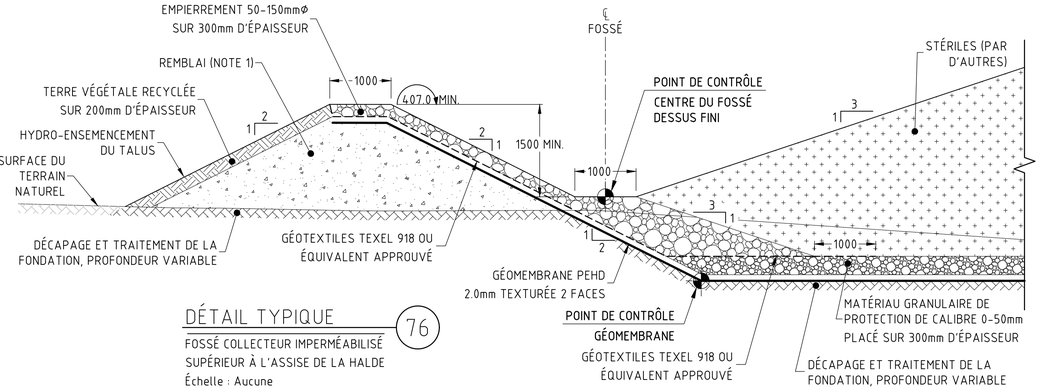

## DÉTAIL TYPIQUE 74

FOSSÉ COLLECTEUR IMPERMÉABILISÉ ÉGAL À L'ASSISE
Échelle : Aucune



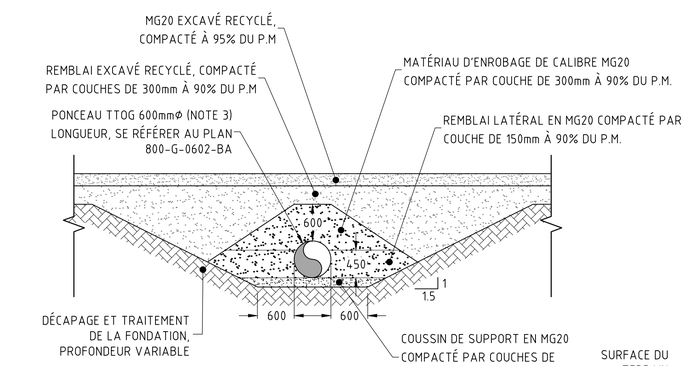

## DÉTAIL TYPIQUE 75

FOSSÉ COLLECTEUR IMPERMÉABILISÉ EN EXCAVATION
Échelle : Aucune




## DÉTAIL TYPIQUE 76

FOSSÉ COLLECTEUR IMPERMÉABILISÉ SUPÉRIEUR À L'ASSISE DE LA HALDE
Échelle : Aucune

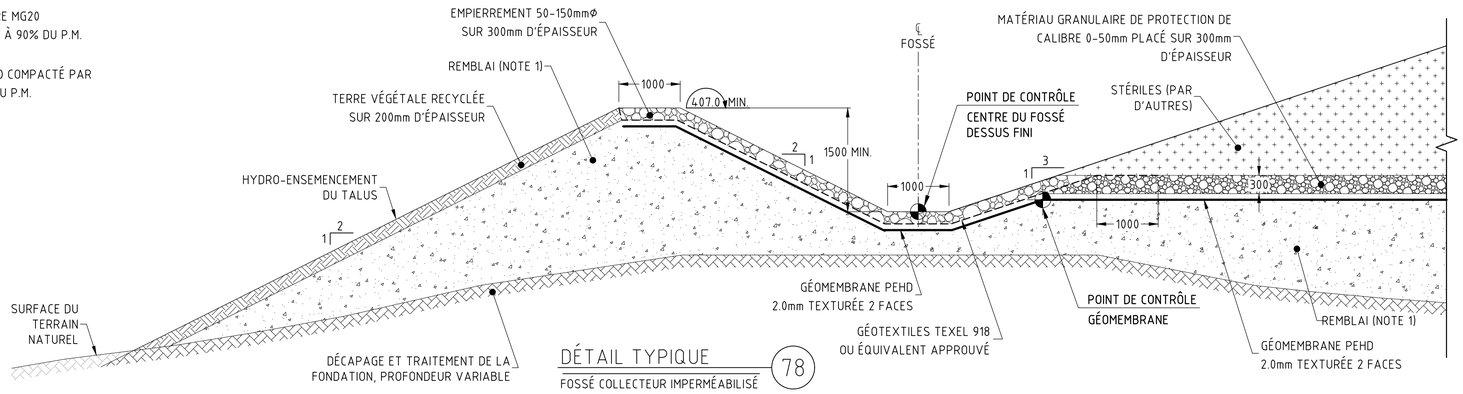



NOTE : LES PONCEAUX INSTALLÉS EN PARALLÈLE DOIVENT ÊTRE MIS EN PLACE À 1200mm C/C

DT-006

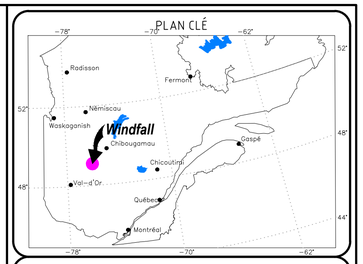
## DÉTAIL TYPIQUE 77

INSTALLATION D'UN PONCEAU DANS UN CHEMIN EXISTANT
PASSAGE DE CONDUITES DE POMPAGE
Échelle: Aucune




## DÉTAIL TYPIQUE 78

FOSSÉ COLLECTEUR IMPERMÉABILISÉ INFÉRIEUR À L'ASSISE DE LA HALDE
Échelle : Aucune




À MOINS D'INDICATIONS CONTRAIRES, LES UNITÉS DE MESURES SONT EN MILLIMÈTRES.

NOTE 1 :
REMBLAI : MATÉRIAU GRANULAIRE COMPACTABLE NON GÉNÉRATEUR D'ACIDE, EXEMPT DE MATIÈRE ORGANIQUE ET DE PARTICULES SUPÉRIEURES À 200mm DE DIAMÈTRE MIS EN PLACE PAR COUCHE SUCCESSIVE DE 300mm D'ÉPAISSEUR ET COMPACTÉ À 95 % DU P.M. LE DERNIER 150mm ADJACENT AUX GÉOSYNTHÉTIQUES DOIT ÊTRE EXEMPT DE PARTICULES SUPÉRIEURES À 20mm DE DIAMÈTRE.

NOTE 2 :
LE NIVELLEMENT DE LA BASE DE L'ASSISE DE LA HALDE DOIT ÊTRE FAIT DE FAÇON À REJOINDRE LE NIVEAU DE LA MEMBRANE DE LA HALDE EXISTANTE ET CE, EN SUIVANT UNE PENTE MAXIMALE DE 3H:1V DE FAÇON A FACILITER LE RACCORDEMENT DES DEUX MEMBRANES.

NOTE 3 : PONCEAUX EN TUYAU DE TÔLE ONDULÉE. ÉPAISSEUR DE 1,6mm. ONDULATION DE 68x13mm.

«CES DOCUMENTS NE DOIVENT PAS ÊTRE UTILISÉS À DES FINS DE CONSTRUCTION»

| RÉV | DATE | DESCRIPTION | DES. | VÉR. | APP. |
|---|---|---|---|---|---|
| AF | 2022-10-24 | POUR PERMIS | G.G. | K.G. | M.E. |
| AE | 2022-10-04 | POUR PERMIS | G.G. | K.G. | M.E. |
| AD | 2022-09-27 | POUR COMMENTAIRES | G.G. | K.G. | M.E. |
| AC | 2022-04-20 | POUR PERMIS | G.G. | M.E. | S.L. |
| AB | 2022-01-24 | POUR PERMIS | G.G. | M.E. | S.L. |
| AA | 2022-01-14 | POUR COMMENTAIRES | G.G. | M.E. | S.L. |

SCEAU & SIGNATURE

INGÉNIEUR Kevin Gagnon 5093916 QUÉBEC
2022-10-24

wsp
1135, BOULEVARD LEBOURGNEUF
QUÉBEC (QUÉBEC) CANADA G2K 0M5
PROJET : 221-11330-02 TÉL. : 1-418-623-2254 | WWW.WSP.COM

OSISKO MINIÈRE OSISKO

| | | |
|---|---|---|
| CONÇU : | Kevin Gagnon, ing. | 2022-10-24 |
| DESSINÉ : | Gail Godmaire, tech. | 2022-10-24 |
| VÉRIFIÉ : | Kevin Gagnon, ing. | 2022-10-24 |
| APPROUVÉ : | Morteza Esfehani, ing., P.Eng., Ph.D. | 2022-10-24 |
| CLIENT : | Yan Théberge | 2022-10-24 |
| ÉCHELLE : | Indiquée | DATE |

PROJET : DEMANDE D'AUTORISATION ÉCHANTILLONNAGE EN VRAC DE LYNX 4 ET CARIBOO

SOUS-PROJET :
AGRANDISSEMENT DE LA HALDE À STÉRILES EXISTANTE ET DES INFRASTRUCTURES DE GESTIONS DES EAUX

TITRE :

# COUPES ET DÉTAILS TYPIQUES

NUMÉRO DE DESSIN

**CAWL-800-G-0607-AD**

SECTEUR – DISCIPLINE – NO. SÉQUENTIEL – RÉVISION

DERNIÈRE SAUVEGARDE 2022-10-19
DATE D'IMPRESSION 2022-10-21
CHEMIN D'ACCÈS N:\GRP\PBW\ANNET\CA\CA-YV0100\PROJET\2022\11221-11330-02\MULTI\14_SERV_TECHN_PROF\14_03_ENV\7_DAO_CAD\3_BASES\E_DA-MAJ-TRAVAUX-2023\CAWL-800-G-0607-AF.DWG

FORMAT A1 ( 841x594 )

# ANNEXE

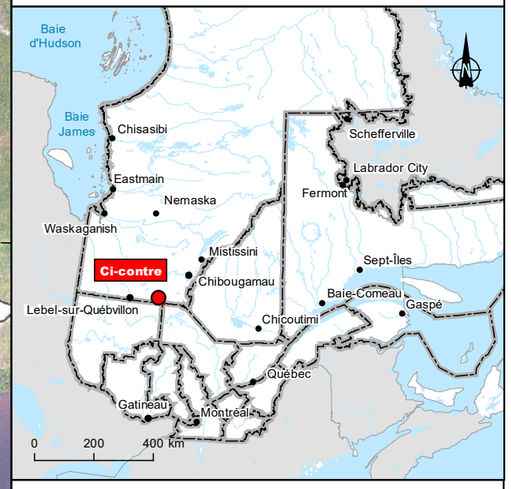
# B

## CARTES

366 000
366 500
367 000
367 500
368 000
5 437 700
5 437 150
5 436 600

Bassin A
Lac Kettle
Agrandissement projeté de la halde à stériles
Halde à stériles existante
Bassin D
Usine de traitement des eaux (phases d'opération, de construction et d'exploration)
Bassin de polissage P

Infrastructure existante




OSISKO
MINIÈRE OSISKO

***Ingénierie détaillée pour l'agrandissement de la halde à stériles existante et la construction des infrastructures de gestion des eaux***

*Site minier Windfall,*
*Eeyou Istchee Baie-James (Québec)*

**Carte 1**
**Localisation des infrastructures de surface**

***Sources :***
*Orthophoto, résolution 80 cm, Osisko Mining inc., 2020-07*

0 70 140 m
MTM, fuseau 9, NAD83

**2022-10-25**

*Préparée par : J.-A. Douville*
*Dessinée par : J. Roy*
*Vérifiée par : K. Bondy*
*_221_11330_02_idc1_120_infras_221025.mxd*

wsp

*La précision des limites et les mesures montrées sur ce document ne doivent pas servir à des fins d'ingénierie ou de délimitation foncière. Aucune analyse foncière n'a été effectuée par un arpenteur-géomètre.*

Infrastructure existante

0+000 0+050 Coupe

400 Courbe de niveau (1 m)

**Sondages**

WSP

- Puits d'observation, 2017
- Forage , 2021
- Forage et puits d'observation, 2'', 2021
- Forage et puits d'observation, 3/4'', 2021
- Tranchée d'exploration, 2021
- Forage, 2022

Osisko

- Tranchée d'exploration, 2022

Qualitas

- Puits d'observation, 2007

**Milieux humides**

- Marécage arbustif
- Tourbière boisée minérotrophe
- Tourbière ouverte minérotrophe
- Tourbière ouverte ombrotrophe

OSISKO MINIÈRE OSISKO

***Ingénierie détaillée pour l'agrandissement de la halde à stériles existante et la construction des infrastructures de gestion des eaux***

*Site minier Windfall,*
*Eeyou Istchee Baie-James (Québec)*

## Carte 2
## Localisation des coupes A à E - Halde à stériles

***Sources :***
*Orthophoto, résolution 80 cm, Osisko Mining inc., 2020-07*

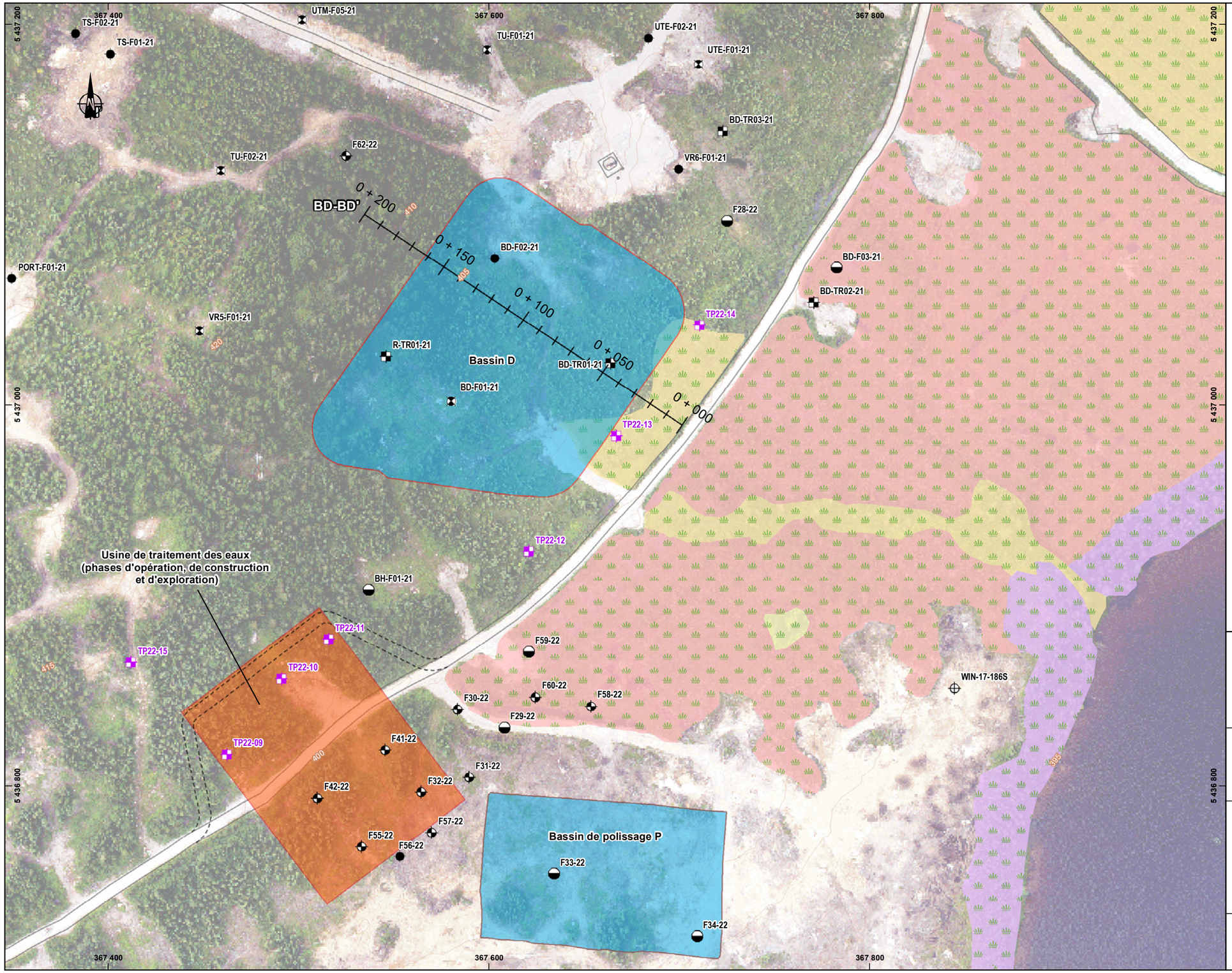
0 30 60 m
MTM, fuseau 9, NAD83

**2022-10-25**

*Préparée par : J.-A. Douville*
*Dessinée par : J. Roy*
*Verifiée par : K. Bondy*
*_221_11330_02_idc2_121_halde_221025.mxd*

wsp

*La précision des limites et les mesures montrées sur ce document ne doivent pas servir à des fins d'ingénierie ou de délimitation foncière. Aucune analyse foncière n'a été effectuée par un arpenteur-géomètre.*




Infrastructure existante

Infrastructure projetée

0+000 0+050 Coupe

400 Courbe de niveau (1 m)

**Sondages**

WSP

- Puits d'observation, 2017
- Forage , 2021
- Forage et puits d'observation, 2'', 2021
- Forage et puits d'observation, 3/4'', 2021
- Tranchée d'exploration, 2021
- Forage, 2022

Osisko

- Tranchée d'exploration, 2022

**Milieux humides**

- Marais
- Tourbière boisée ombrotrophe (bog)
- Tourbière ouverte minérotrophe (fen)
- Tourbière ouverte ombrotrophe (bog)

OSISKO MINIÈRE OSISKO

***Ingénierie détaillée pour l'agrandissement de la halde à stériles existante et la construction des infrastructures de gestion des eaux***

*Site minier Windfall,*
*Eeyou Istchee Baie-James (Québec)*

# Carte 3
# Localisation de la coupe BD - Bassin D

***Sources :***
*Orthophoto, résolution 80 cm, Osisko Mining inc., 2020-07*

0 20 40 m
MTM, fuseau 9, NAD83

**2022-10-25**

*Préparée par : J.-A. Douville*
*Dessinée par : J. Roy*
*Verifiée par : K. Bondy*
*_221_11330_02_idc3_122_bassinD_221025.mxd*

wsp

*La précision des limites et les mesures montrées sur ce document ne doivent pas servir à des fins d'ingénierie ou de délimitation foncière. Aucune analyse foncière n'a été effectuée par un arpenteur-géomètre.*

# ANNEXE

# C

## ALÉA SISMIQUE

# 2015 National Building Code Seismic Hazard Calculation

**INFORMATION:** Eastern Canada English (613) 995-5548 français (613) 995-0600 Facsimile (613) 992-8836
Western Canada English (250) 363-6500 Facsimile (250) 363-6565

**Site:** 49.075N 75.652W

2021-09-28 15:38 UT

| Probability of exceedance per annum | 0.000404 | 0.001 | 0.0021 | 0.01 |
|---|---|---|---|---|
| Probability of exceedance in 50 years | 2 % | 5 % | 10 % | 40 % |
| Sa (0.05) | 0.063 | 0.040 | 0.027 | 0.011 |
| Sa (0.1) | 0.089 | 0.058 | 0.041 | 0.017 |
| Sa (0.2) | 0.090 | 0.063 | 0.045 | 0.020 |
| Sa (0.3) | 0.081 | 0.058 | 0.043 | 0.019 |
| Sa (0.5) | 0.072 | 0.052 | 0.038 | 0.016 |
| Sa (1.0) | 0.048 | 0.034 | 0.024 | 0.009 |
| Sa (2.0) | 0.027 | 0.018 | 0.012 | 0.004 |
| Sa (5.0) | 0.007 | 0.004 | 0.003 | 0.001 |
| Sa (10.0) | 0.003 | 0.002 | 0.001 | 0.001 |
| PGA (g) | 0.052 | 0.035 | 0.024 | 0.010 |
| PGV (m/s) | 0.063 | 0.042 | 0.029 | 0.010 |

**Notes:** Spectral (Sa(T), where T is the period in seconds) and peak ground acceleration (PGA) values are given in units of g (9.81 $m/s^2$). Peak ground velocity is given in m/s. Values are for "firm ground" (NBCC2015 Site Class C, average shear wave velocity 450 m/s). NBCC2015 and CSAS6-14 values are highlighted in yellow. Three additional periods are provided - their use is discussed in the NBCC2015 Commentary. Only 2 significant figures are to be used. **These values have been interpolated from a 10-km-spaced grid of points. Depending on the gradient of the nearby points, values at this location calculated directly from the hazard program may vary. More than 95 percent of interpolated values are within 2 percent of the directly calculated values.**

## References

**National Building Code of Canada 2015 NRCC no. 56190;** Appendix C: Table C-3, Seismic Design Data for Selected Locations in Canada

**Structural Commentaries (User's Guide - NBC 2015: Part 4 of Division B)**
**Commentary J**: Design for Seismic Effects

**Geological Survey of Canada Open File 7893** Fifth Generation Seismic Hazard Model for Canada: Grid values of mean hazard to be used with the 2015 National Building Code of Canada

See the websites www.EarthquakesCanada.ca and www.nationalcodes.ca for more information

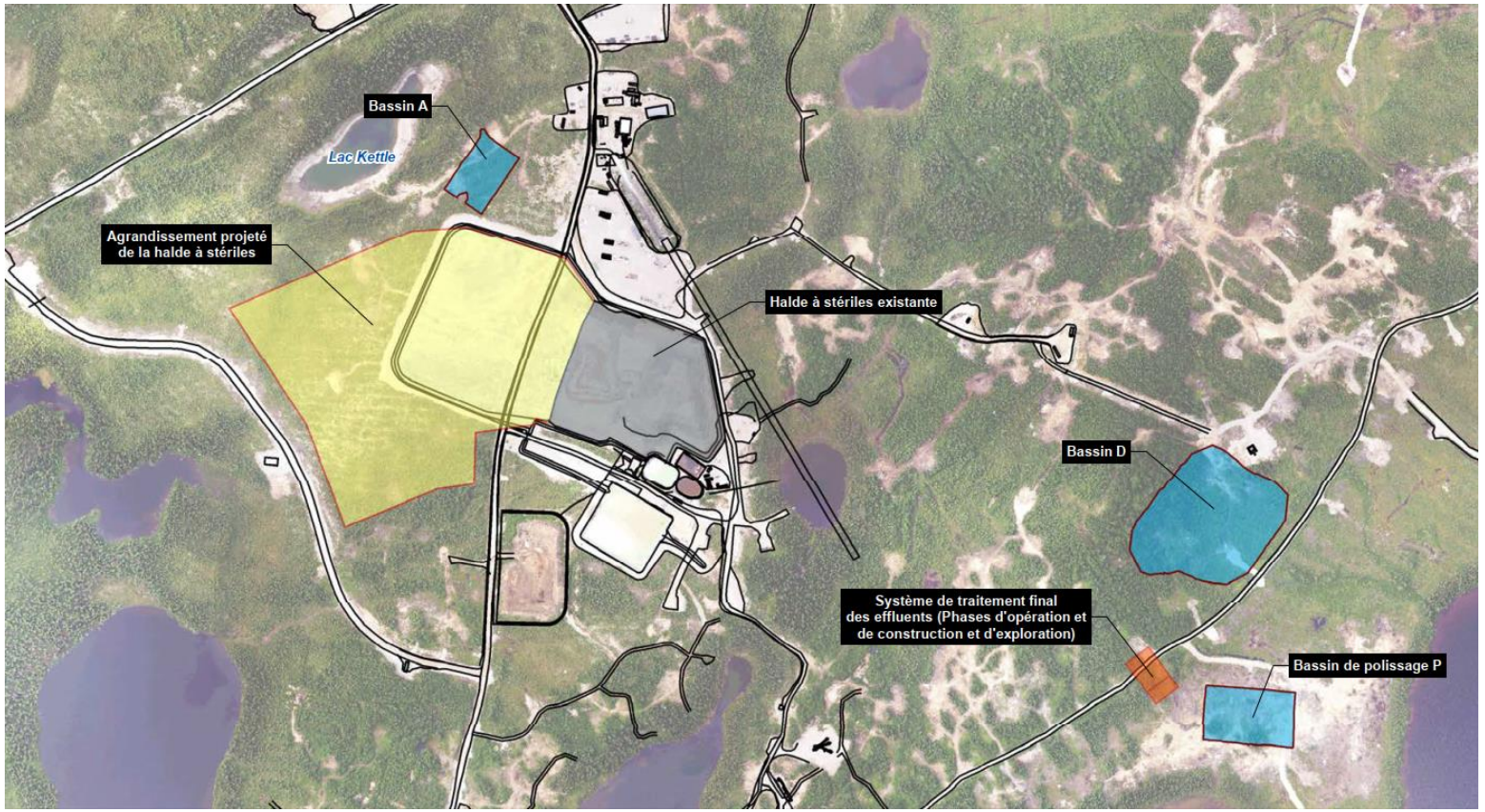
# ANNEXE

# D

## RÉSULTATS DES ANALYSES DE STABILITÉ

# Analyses de stabilité
## Halde à stériles – Halde à minerai – Bassin D

Date: 2022-09-26




Client : Minière Osisko Inc.

Projet : Agrandissement de la halde à stériles existante et construction des infrastructures de gestion des eaux

Localisation : Site minier Windfall, QC

Préparé par : Josy-Anne Douville, CPI

Révisé par : Kristina Bondy, ing., M.ing.

Vue générale actuelle de la zone à l'étude

No. Projet : 221-11330-02

ANNEXE D – Figure 1

# Propriétés de résistance des matériaux

Date: 2022-09-26

| Couleur | Nom | Modèle | Poids volumique (kN/m³) | Cohésion effective (kPa) | Angle de frottement effectif (°) |
|---|---|---|---|---|---|
| | A.1. Terre végétale | Mohr-Coulomb | 13,5 | 0 | 27 |
| | B.1. Sable avec traces de silt et gravier, lâche à très lâche | Mohr-Coulomb | 18 | 0 | 27 |
| | B.2. Sable, un peu à traces de gravier et traces de silt, compact | Mohr-Coulomb | 18,5 | 0 | 32 |
| | B.3. Sable silteux à traces de silt et gravier, dense | Mohr-Coulomb | 19,5 | 0 | 34 |
| | B.4. Sable, un peu de gravier et traces de silt, devenant très dense | Mohr-Coulomb | 19,5 | 0 | 36 |
| | B.5. Sable silteux à un peu de silt, traces d'argile, compact | Mohr-Coulomb | 18,5 | 0 | 32 |
| | B.6. Silt sableux à sable silteux, traces de gravier, dense | Mohr-Coulomb | 17,5 | 0 | 34 |
| | C.1. Sable et gravier à graveleux, un peu à traces de silt, compact | Mohr-Coulomb | 20 | 0 | 32 |
| | C.2. Sable et gravier à graveleux, un peu à traces de silt, dense | Mohr-Coulomb | 20 | 0 | 36 |
| | D. Stériles miniers | Mohr-Coulomb | 19 | 0 | 35 |
| | E. Minerai | Mohr-Coulomb | 20 | 0 | 36 |
| | F.1. Système d'imperméabilisation avec PEHD lisse | Mohr-Coulomb | 9,5 | 0 | 16 |
| | F.2. Système d'imperméabilisation avec PEHD texturé | Mohr-Coulomb | 9,5 | 0 | 24 |
| | G.1. Remblai compacté | Mohr-Coulomb | 20 | 0 | 34 |
| | G.2. Remblai compacté digue | Mohr-Coulomb | 20 | 0 | 32 |
| | H. Enrochement de protection | Mohr-Coulomb | 21 | 0 | 38 |
| | I. Tapis drainant | Mohr-Coulomb | 21 | 0 | 34 |
| | Roc | Substratum (impénétrable) | | | |

Client : Minière Osisko Inc.

Projet : Agrandissement de la halde à stériles existante et construction des infrastructures de gestion des eaux

Localisation : Site minier Windfall, QC

Préparé par : Josy-Anne Douville, CPI

Révisé par : Kristina Bondy, ing., M.ing.

Propriétés des matériaux – Analyse de stabilité

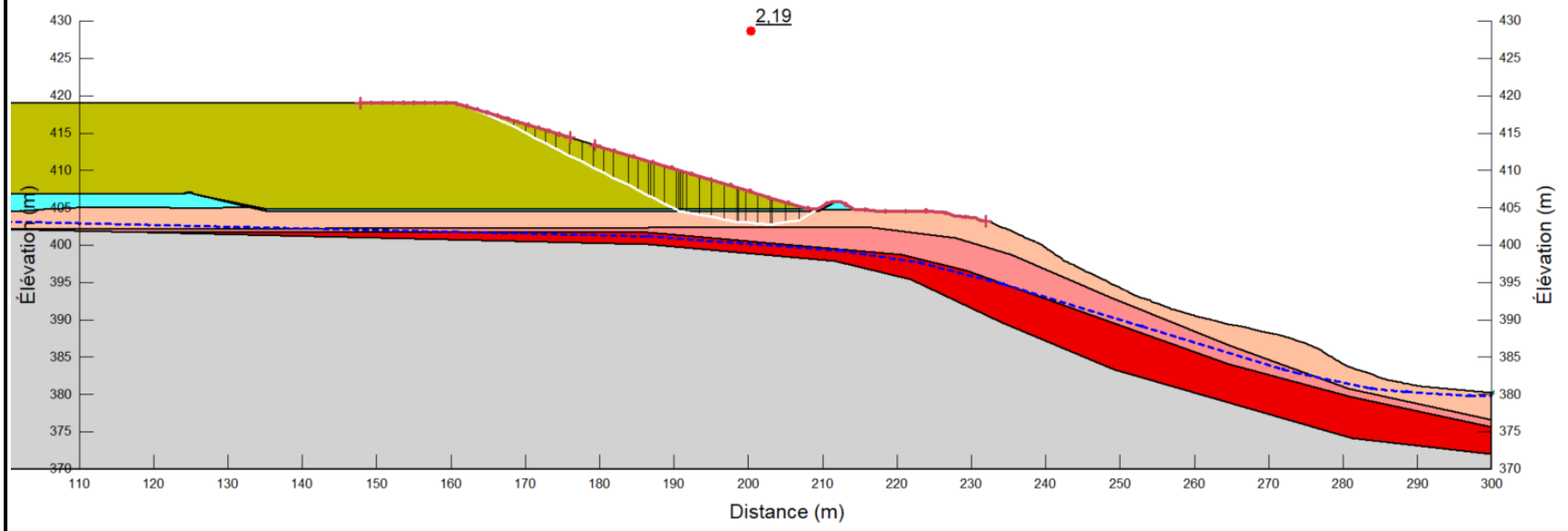
No. Projet : 221-11330-02

ANNEXE D – Figure 2

| | | |
|---|---|---|
| wsp | Analyses de stabilité<br>Halde à stériles | Date: 2022-09-26 |

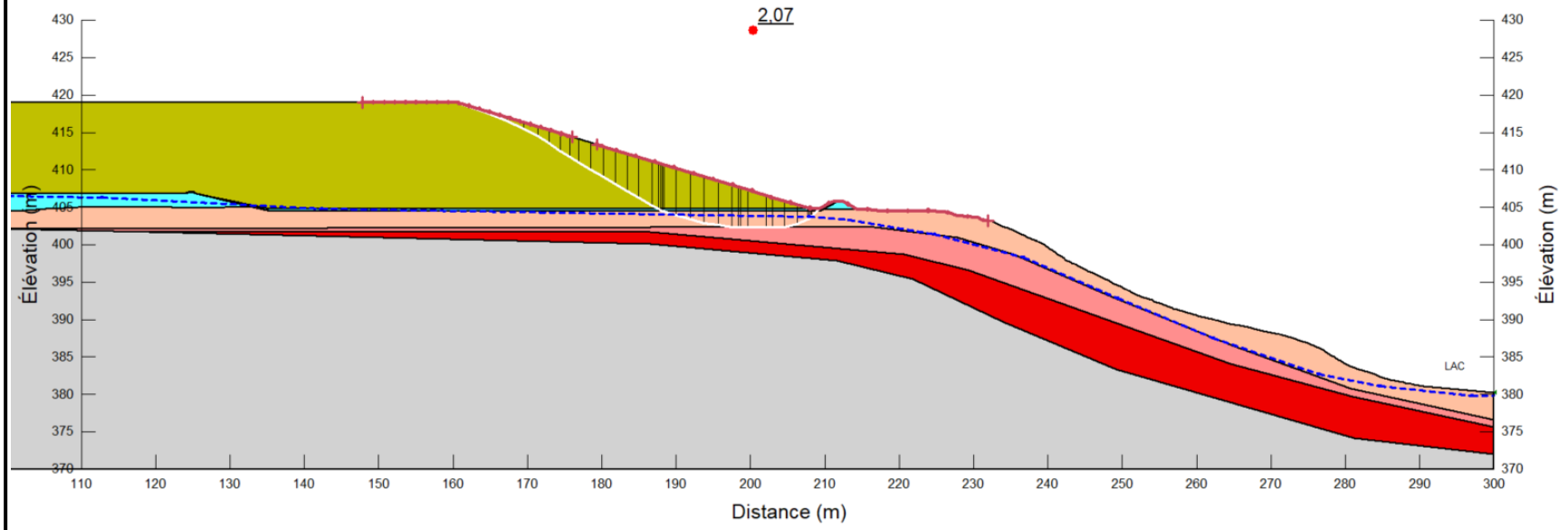
| | |
|---|---|
| Client : Minière Osisko Inc.<br>Projet : Agrandissement de la halde à stériles existante et construction des infrastructures de gestion des eaux<br>Localisation : Site minier Windfall, QC | Préparé par : Josy-Anne Douville, CPI<br>Révisé par : Kristina Bondy, ing., M.ing. |
| Emplacement des coupes analysées de la halde à stériles | No. Projet : 221-11330-02<br>ANNEXE D – Figure 3 |

| | | |
|---|---|---|
| | Coupe A – A' – Analyse de stabilité<br>Statique – Rupture globale – Nappe basse<br>Halde à stériles | Date: 2022-09-26 |



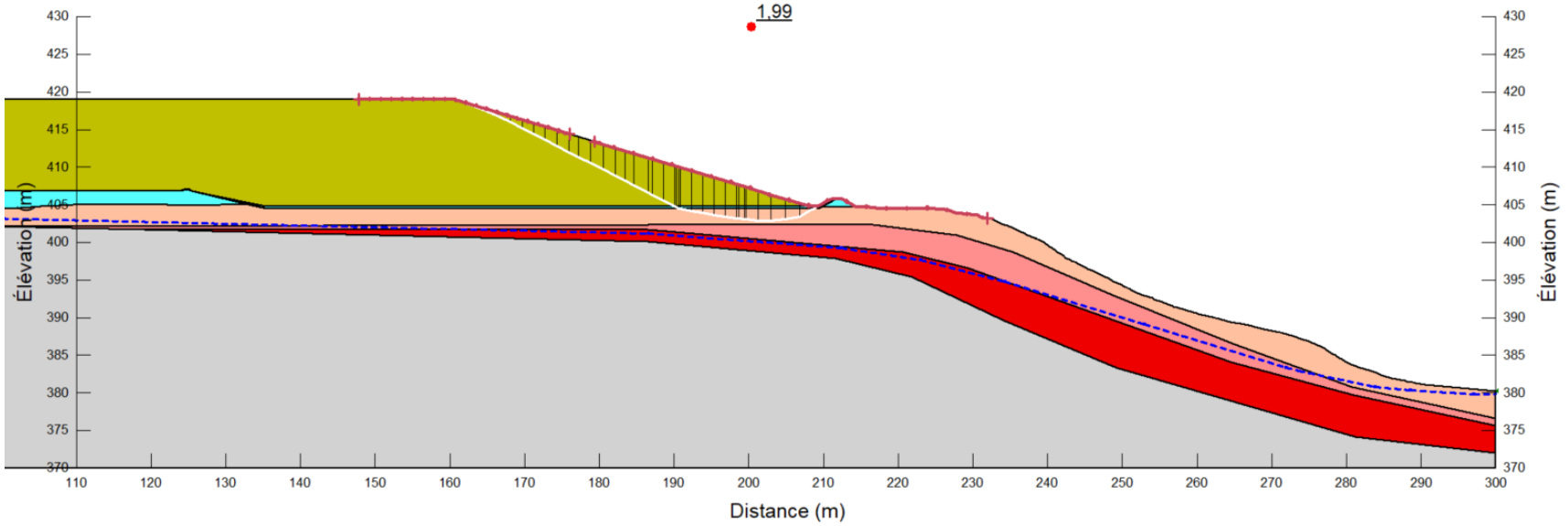

| | |
|---|---|
| Client : Minière Osisko Inc.<br>Projet : Agrandissement de la halde à stériles existante et construction des infrastructures de gestion des eaux<br>Localisation : Site minier Windfall, QC | Préparé par : Josy-Anne Douville, CPI<br>Révisé par : Kristina Bondy, ing., M.ing. |
| Cas de chargement : Statique<br>FS : 2,19 FS requis : 1,50 | No. Projet : 221-11330-02<br>ANNEXE D – Figure 4 |

| | | |
|---|---|---|
| wsp | Coupe A – A' – Analyse de stabilité<br>Statique – Rupture globale – Nappe élevée<br>Halde à stériles | Date: 2022-09-26 |



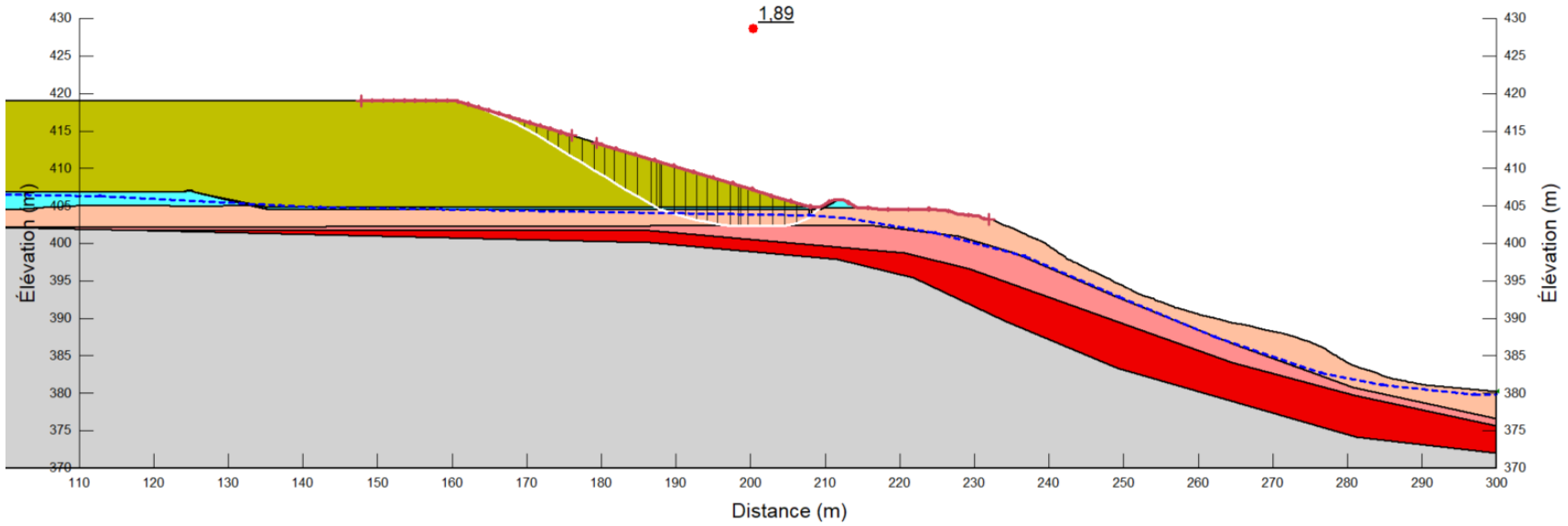

| | |
|---|---|
| Client : Minière Osisko Inc.<br>Projet : Agrandissement de la halde à stériles existante et construction des infrastructures de gestion des eaux<br>Localisation : Site minier Windfall, QC | Préparé par : Josy-Anne Douville, CPI<br>Révisé par : Kristina Bondy, ing., M.ing. |
| Cas de chargement : Statique<br>FS : 2,07 FS requis : 1,50 | No. Projet : 221-11330-02<br>ANNEXE D – Figure 5 |

| | | |
|---|---|---|
| wsp | Coupe A – A' – Analyse de stabilité<br>Pseudo-statique – Rupture globale – Nappe basse<br>Halde à stériles | Date: 2022-09-26 |




| | |
|---|---|
| Client : Minière Osisko Inc.<br>Projet : Agrandissement de la halde à stériles existante et construction des infrastructures de gestion des eaux<br>Localisation : Site minier Windfall, QC | Préparé par : Josy-Anne Douville, CPI<br>Révisé par : Kristina Bondy, ing., M.ing. |
| Cas de chargement : Pseudo-statique<br>FS : 1,99 FS requis : 1,10 | No. Projet : 221-11330-02<br>ANNEXE D – Figure 6 |

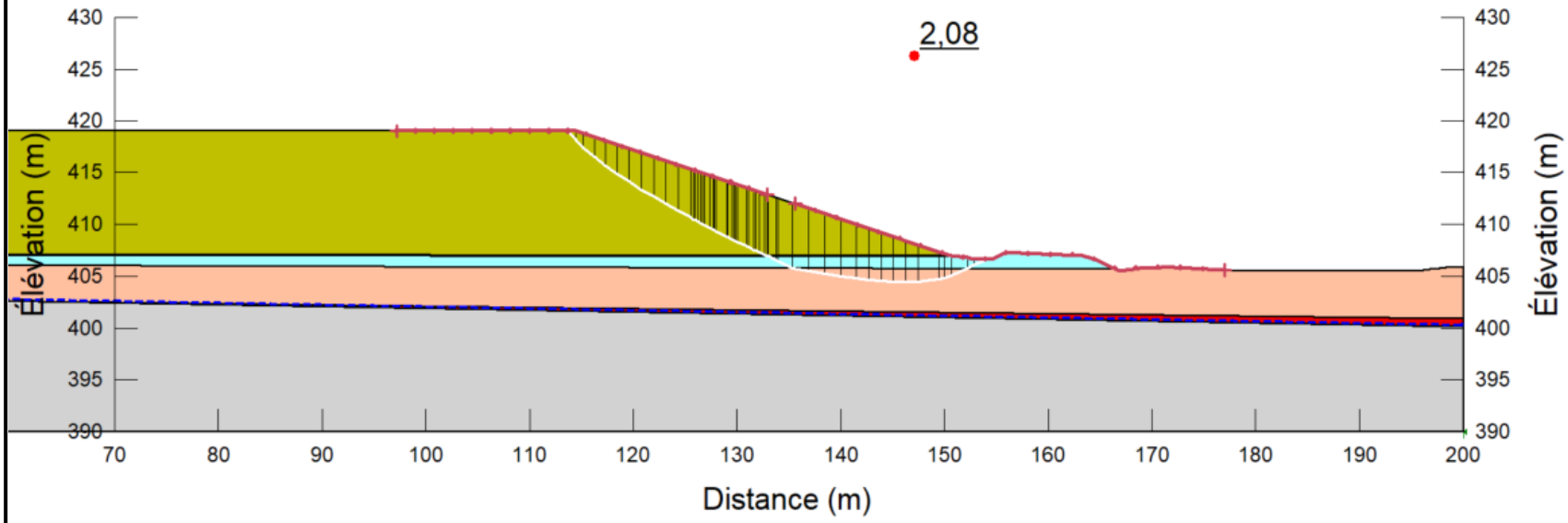
| | | |
|---|---|---|
| wsp | Coupe A – A' – Analyse de stabilité<br>Pseudo-statique – Rupture globale - Nappe élevée<br>Halde à stériles | Date: 2022-09-26 |




| | |
|---|---|
| Client : Minière Osisko Inc.<br>Projet : Agrandissement de la halde à stériles existante et construction des infrastructures de gestion des eaux<br>Localisation : Site minier Windfall, QC | Préparé par : Josy-Anne Douville, CPI<br>Révisé par : Kristina Bondy, ing., M.ing. |
| Cas de chargement : Pseudo-statique<br>FS : 1,89 FS requis : 1,10 | No. Projet : 221-11330-02<br>ANNEXE D – Figure 7 |

Coupe B – B' – Analyse de stabilité
Statique – Rupture globale – Nappe basse
Halde à stériles

Date: 2022-09-26




Client : Minière Osisko Inc.
Projet : Agrandissement de la halde à stériles existante et construction des infrastructures de gestion des eaux
Localisation : Site minier Windfall, QC

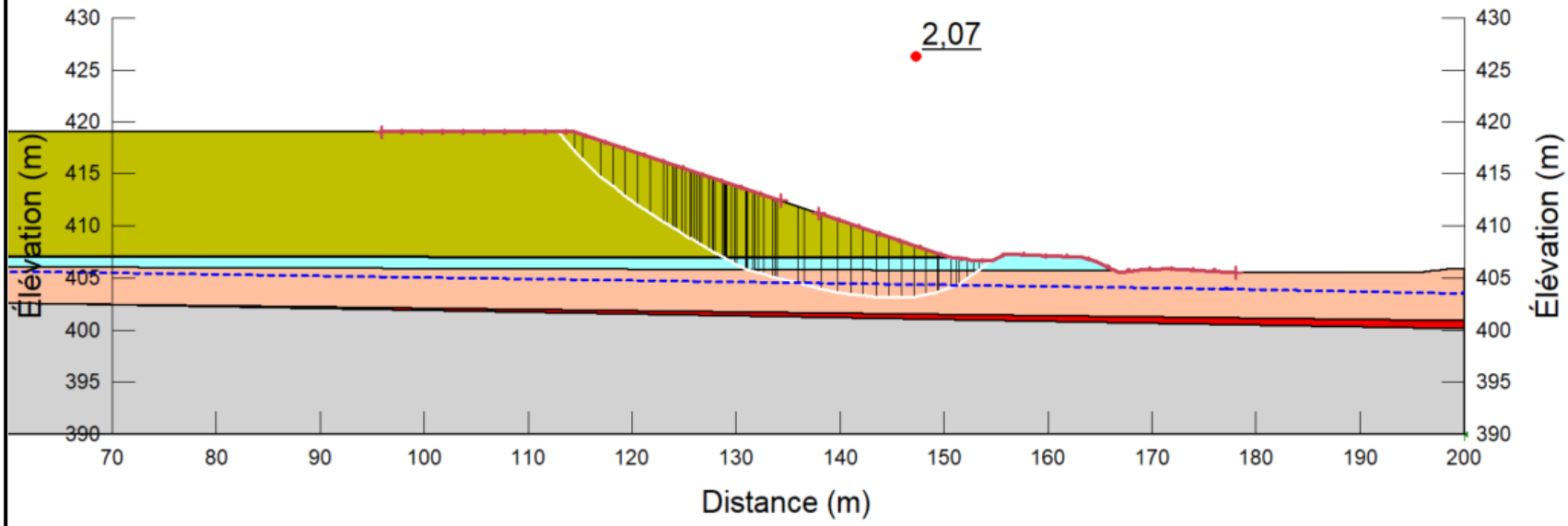
Préparé par : Josy-Anne Douville, CPI

Révisé par : Kristina Bondy, ing., M.ing.

Cas de chargement : Statique
FS : 2,08 FS requis : 1,50

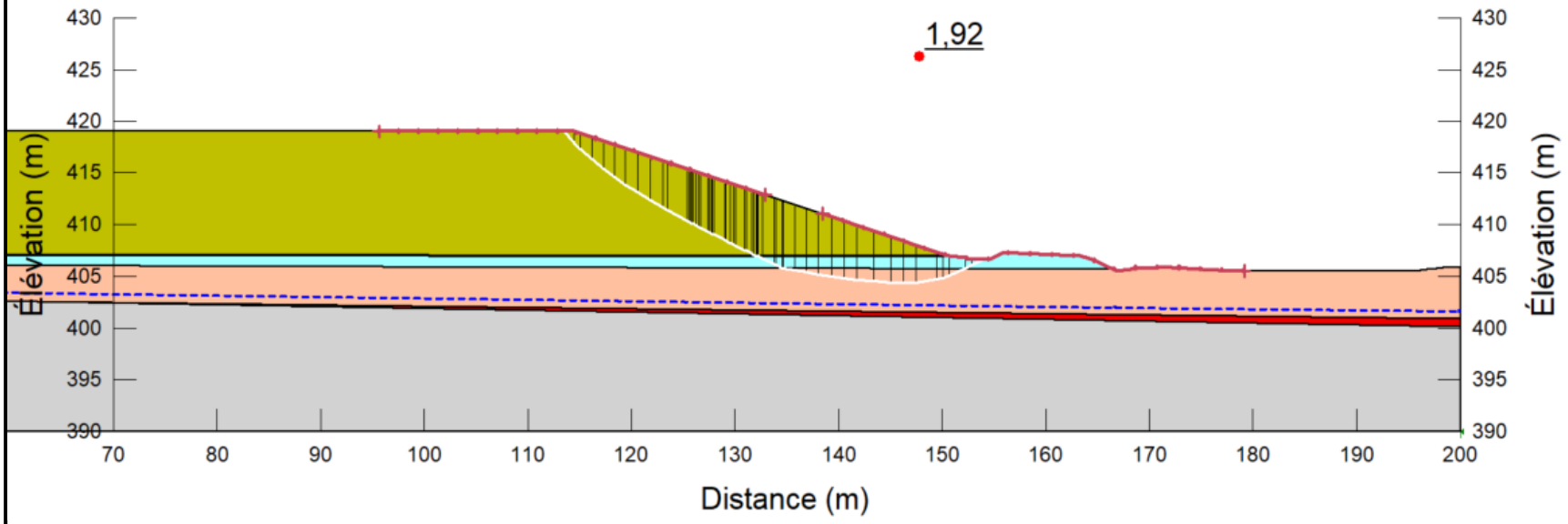
No. Projet : 221-11330-02
ANNEXE D – Figure 8

| | | |
|---|---|---|
| wsp | Coupe B – B' – Analyse de stabilité<br>Statique – Rupture globale – Nappe élevée<br>Halde à stériles | Date: 2022-09-26 |



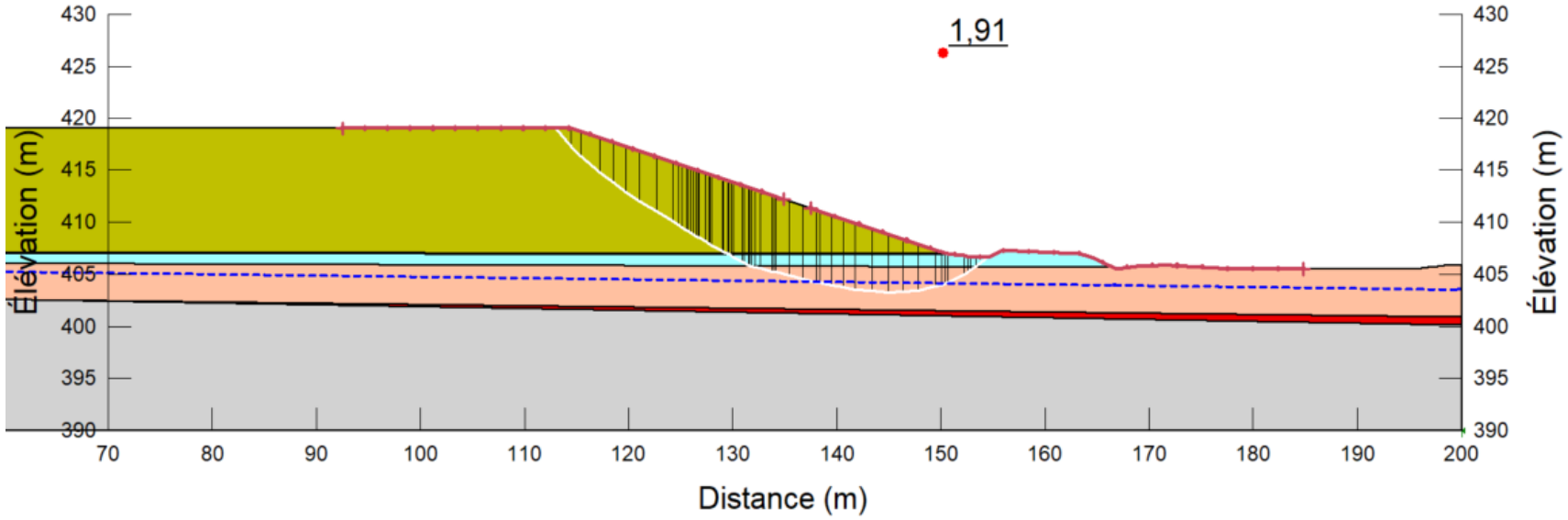

| | |
|---|---|
| Client : Minière Osisko Inc.<br>Projet : Agrandissement de la halde à stériles existante et construction des infrastructures de gestion des eaux<br>Localisation : Site minier Windfall, QC | Préparé par : Josy-Anne Douville, CPI<br>Révisé par : Kristina Bondy, ing., M.ing. |
| Cas de chargement : Statique<br>FS : 2,07 FS requis : 1,50 | No. Projet : 221-11330-02<br>ANNEXE D – Figure 9 |

| | | |
|---|---|---|
| wsp | Coupe B – B' – Analyse de stabilité<br>Pseudo-statique – Rupture globale – Nappe basse<br>Halde à stériles | Date: 2022-09-26 |



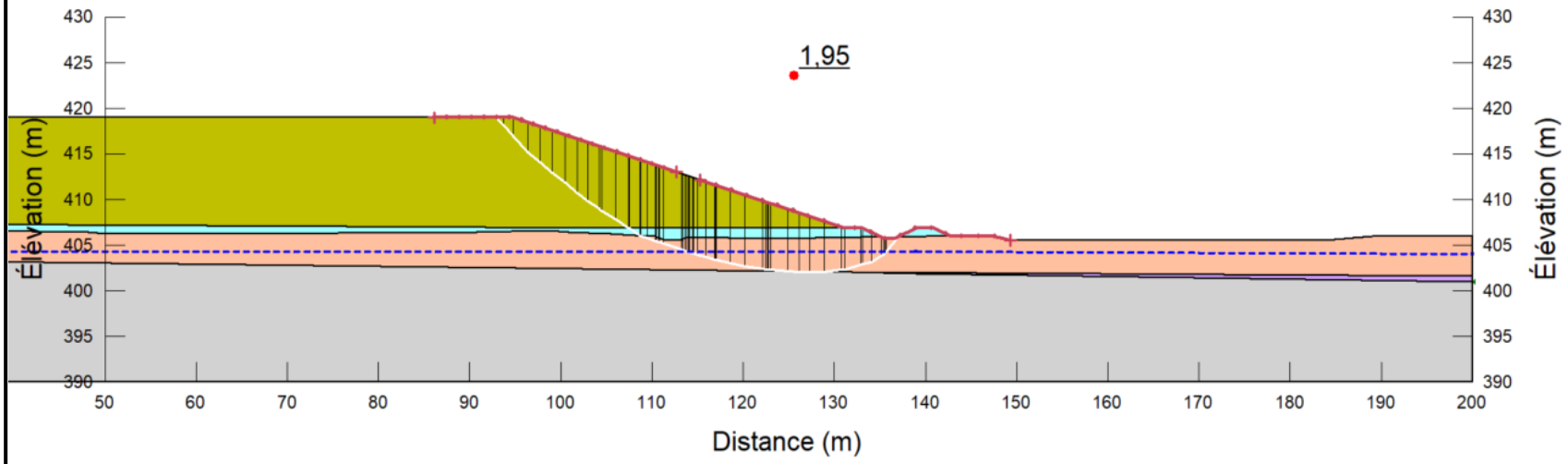

| | |
|---|---|
| Client : Minière Osisko Inc.<br>Projet : Agrandissement de la halde à stériles existante et construction des infrastructures de gestion des eaux<br>Localisation : Site minier Windfall, QC | Préparé par : Josy-Anne Douville, CPI<br>Révisé par : Kristina Bondy, ing., M.ing. |
| Cas de chargement : Pseudo-statique<br>FS : 1,92 FS requis : 1,10 | No. Projet : 221-11330-02<br>ANNEXE D – Figure 10 |

| | | |
|---|---|---|
| wsp | Coupe B – B' – Analyse de stabilité<br>Pseudo-statique – Rupture globale – Nappe élevée<br>Halde à stériles | Date: 2022-09-26 |



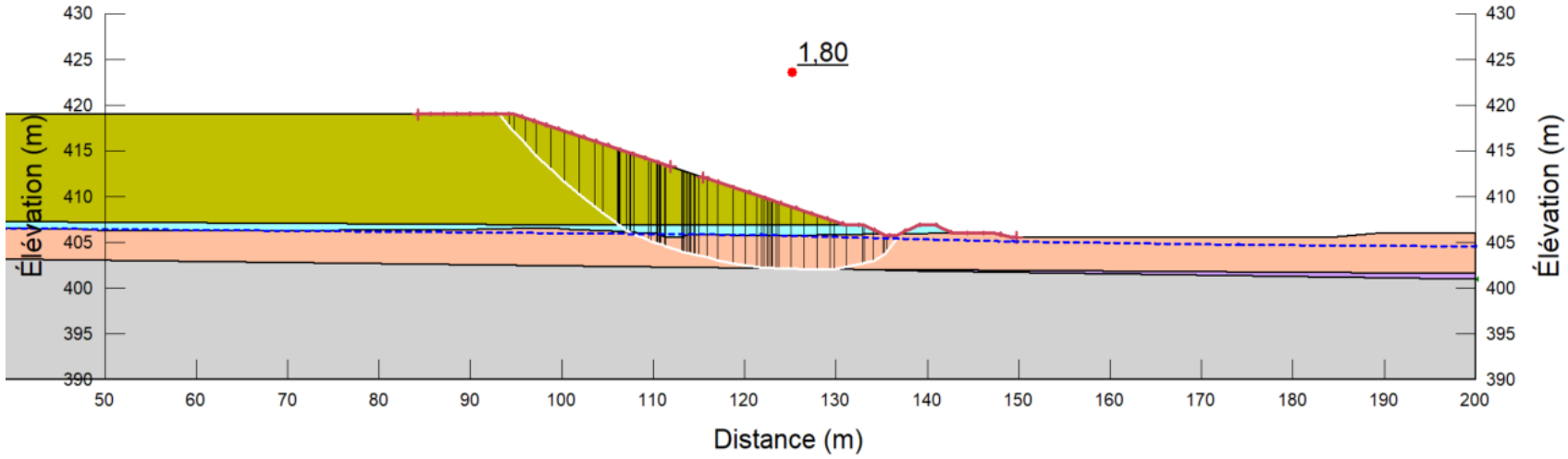

| | |
|---|---|
| Client : Minière Osisko Inc.<br>Projet : Agrandissement de la halde à stériles existante et construction des infrastructures de gestion des eaux<br>Localisation : Site minier Windfall, QC | Préparé par : Josy-Anne Douville, CPI<br>Révisé par : Kristina Bondy, ing., M.ing. |
| Cas de chargement : Pseudo-statique<br>FS : 1,91 FS requis : 1,10 | No. Projet : 221-11330-02<br>ANNEXE D – Figure 11 |

| | | |
|---|---|---|
| | Coupe C – C' – Analyse de stabilité<br>Statique – Rupture globale– Nappe basse<br>Halde à stériles | Date: 2022-09-26 |



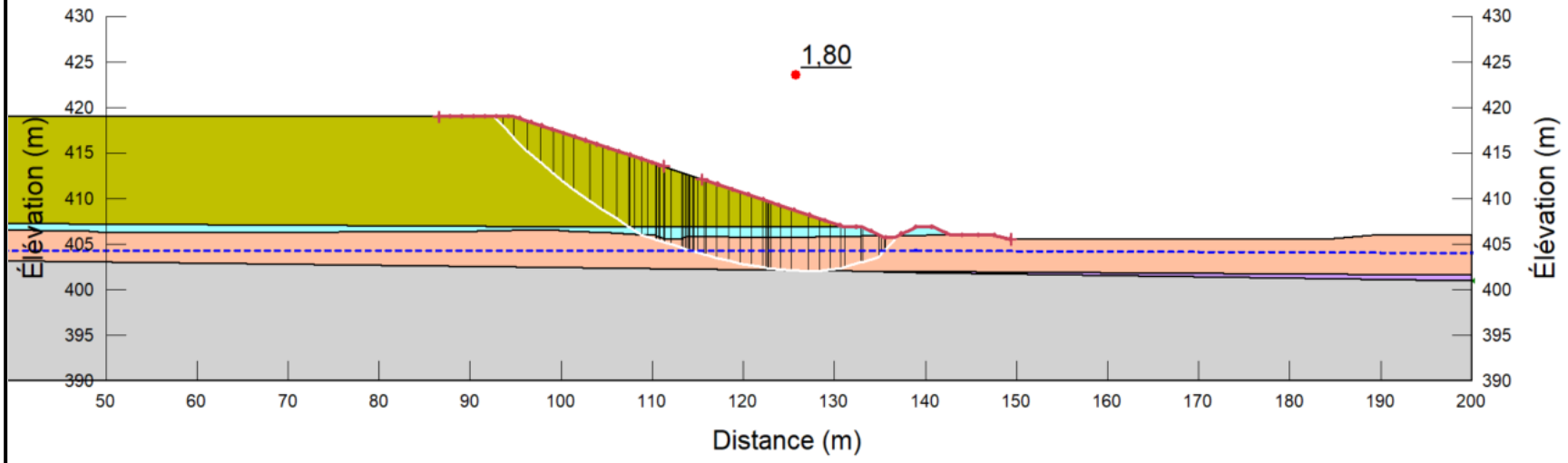

| | |
|---|---|
| Client : Minière Osisko Inc.<br>Projet : Agrandissement de la halde à stériles existante et construction des infrastructures de gestion des eaux<br>Localisation : Site minier Windfall, QC | Préparé par : Josy-Anne Douville, CPI<br>Révisé par : Kristina Bondy, ing., M.ing. |
| Cas de chargement : Statique<br>FS : 1,95 FS requis : 1,50 | No. Projet : 221-11330-02<br>ANNEXE D – Figure 12 |

| | | |
|---|---|---|
| | Coupe C – C' – Analyse de stabilité<br>Statique – Rupture globale– Nappe élevée<br>Halde à stériles | Date: 2022-09-26 |



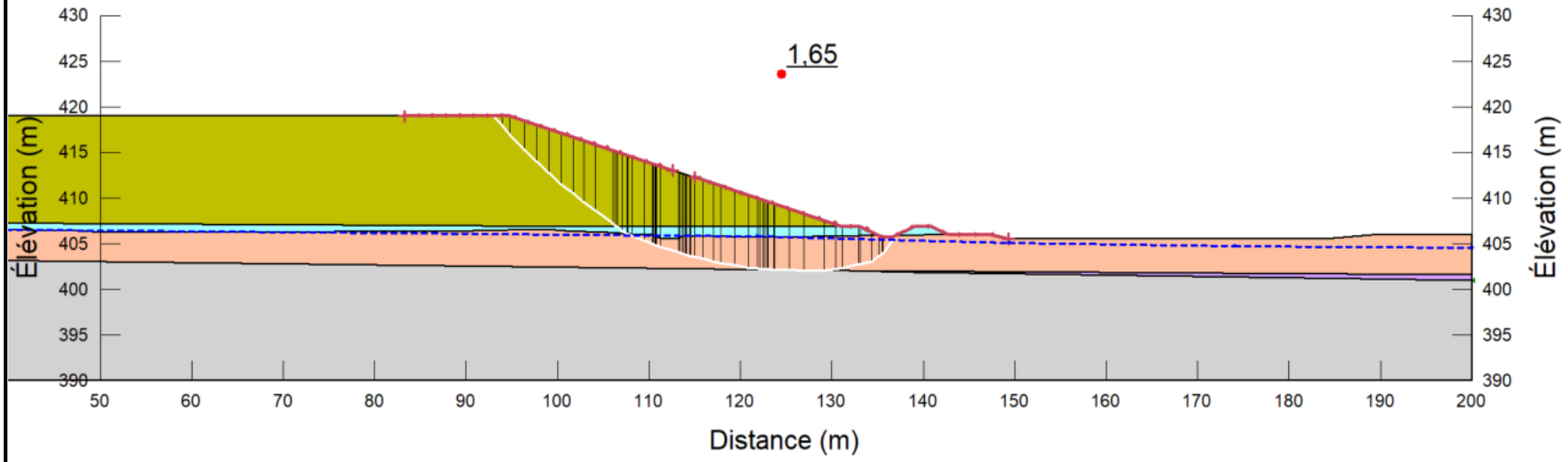

| | |
|---|---|
| Client : Minière Osisko Inc.<br>Projet : Agrandissement de la halde à stériles existante et construction des infrastructures de gestion des eaux<br>Localisation : Site minier Windfall, QC | Préparé par : Josy-Anne Douville, CPI<br>Révisé par : Kristina Bondy, ing., M.ing. |
| Cas de chargement : Statique<br>FS : 1,80 FS requis : 1,50 | No. Projet : 221-11330-02<br>ANNEXE D – Figure 13 |

| | | |
|---|---|---|
| wsp | Coupe C – C' – Analyse de stabilité<br>Pseudo-statique – Rupture globale – Nappe basse<br>Halde à stériles | Date: 2022-09-26 |



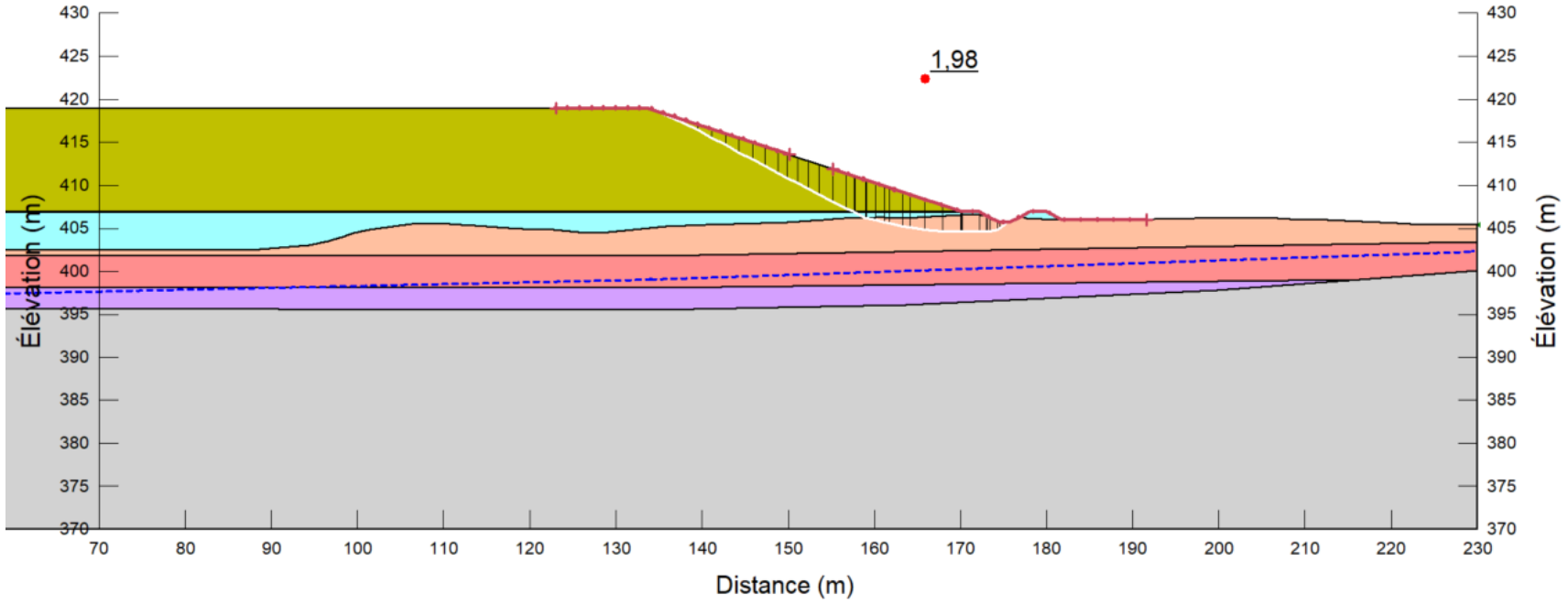

| | |
|---|---|
| Client : Minière Osisko Inc.<br>Projet : Agrandissement de la halde à stériles existante et construction des infrastructures de gestion des eaux<br>Localisation : Site minier Windfall, QC | Préparé par : Josy-Anne Douville, CPI<br>Révisé par : Kristina Bondy, ing., M.ing. |
| Cas de chargement : Pseudo-statique<br>FS : 1,80 FS requis : 1,10 | No. Projet : 221-11330-02<br>ANNEXE D – Figure 14 |

| | | |
|---|---|---|
| wsp | Coupe C – C' – Analyse de stabilité<br>Pseudo-statique – Rupture globale – Nappe élevée<br>Halde à stériles | Date: 2022-09-26 |



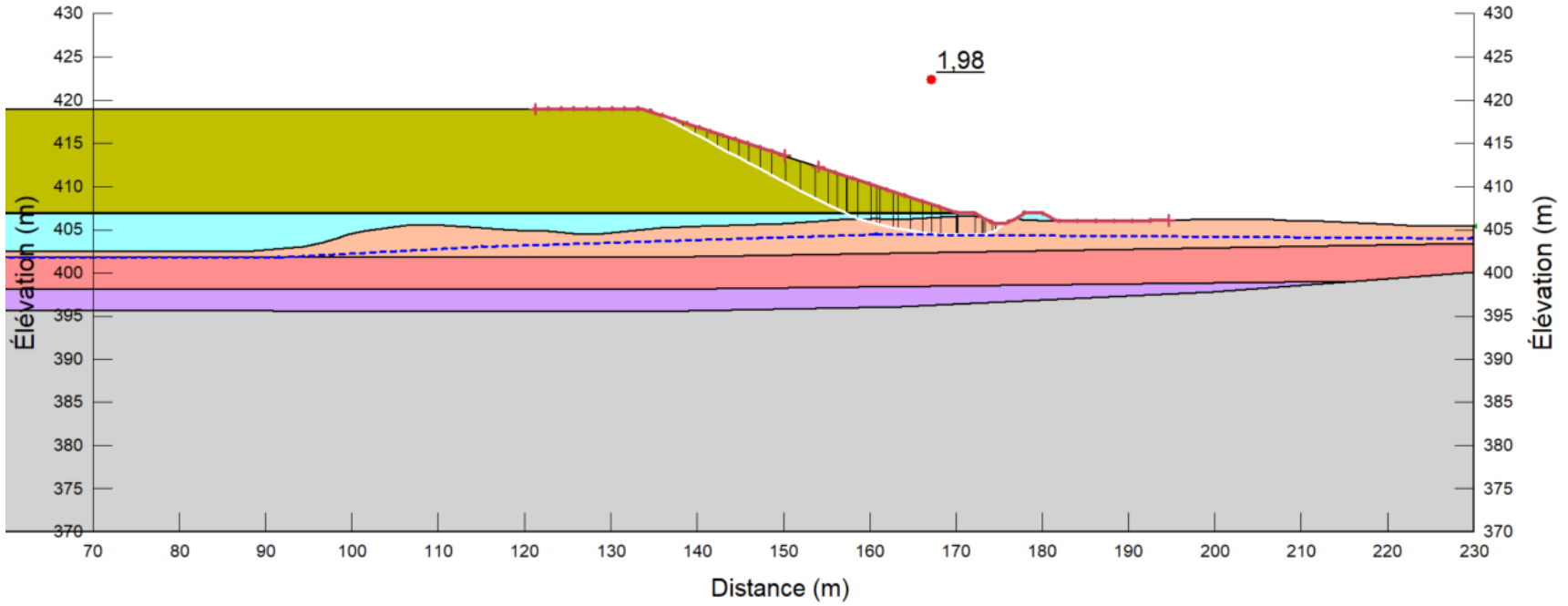

| | |
|---|---|
| Client : Minière Osisko Inc.<br>Projet : Agrandissement de la halde à stériles existante et construction des infrastructures de gestion des eaux<br>Localisation : Site minier Windfall, QC | Préparé par : Josy-Anne Douville, CPI<br>Révisé par : Kristina Bondy, ing., M.ing. |
| Cas de chargement : Pseudo-statique<br>FS : 1,65 FS requis : 1,10 | No. Projet : 221-11330-02<br>ANNEXE D – Figure 15 |

| | | |
|---|---|---|
| wsp | Coupe D – D' – Analyse de stabilité<br>Statique – Rupture globale – Nappe basse<br>Halde à stériles | Date: 2022-09-26 |



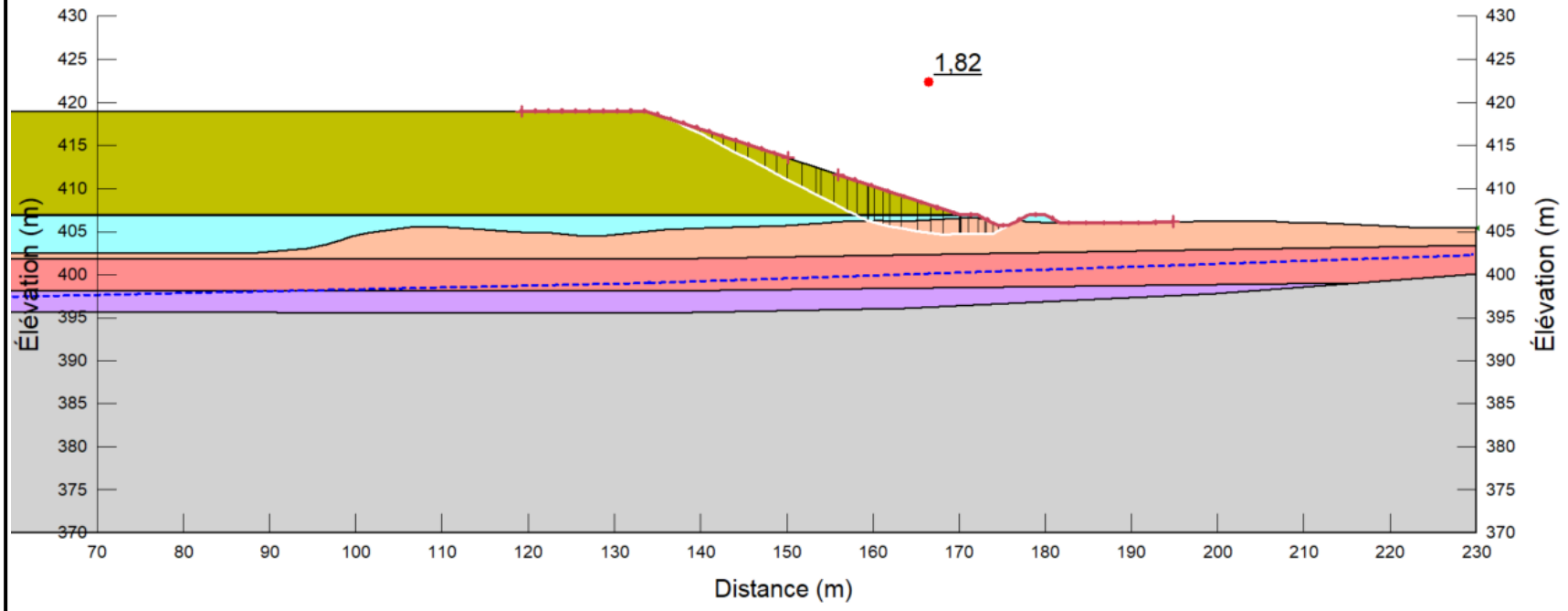

| | |
|---|---|
| Client : Minière Osisko Inc.<br>Projet : Agrandissement de la halde à stériles existante et construction des infrastructures de gestion des eaux<br>Localisation : Site minier Windfall, QC | Préparé par : Josy-Anne Douville, CPI<br>Révisé par : Kristina Bondy, ing., M.ing. |
| Cas de chargement : Statique<br>FS : 1,98 FS requis : 1,50 | No. Projet : 221-11330-02<br>ANNEXE D – Figure 16 |

| | | |
|---|---|---|
| | Coupe D – D' – Analyse de stabilité<br>Statique – Rupture globale – Nappe élevée<br>Halde à stériles | Date: 2022-09-26 |



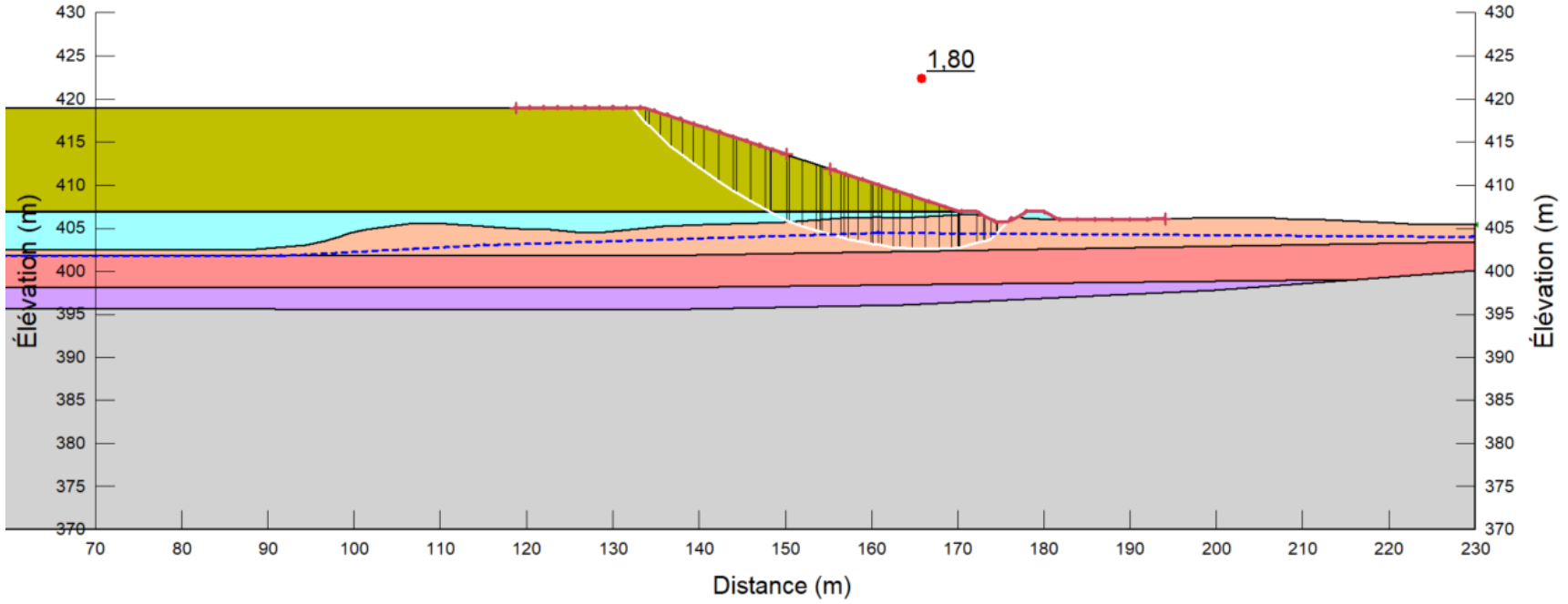

| | |
|---|---|
| Client : Minière Osisko Inc.<br>Projet : Agrandissement de la halde à stériles existante et construction des infrastructures de gestion des eaux<br>Localisation : Site minier Windfall, QC | Préparé par : Josy-Anne Douville, CPI<br>Révisé par : Kristina Bondy, ing., M.ing. |
| Cas de chargement : Statique<br>FS : 1,98 FS requis : 1,50 | No. Projet : 221-11330-02<br>ANNEXE D – Figure 17 |

| | | |
|---|---|---|
| | Coupe D – D' – Analyse de stabilité<br>Pseudo-statique – Rupture globale – Nappe basse<br>Halde à stériles | Date: 2022-09-26 |



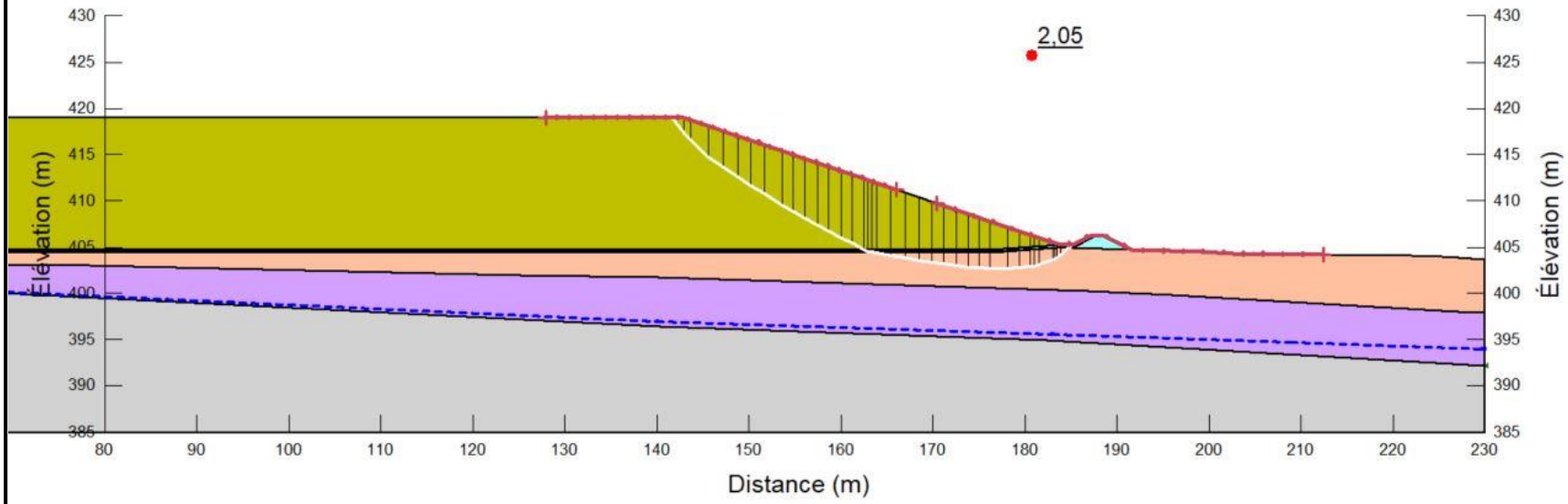

| | |
|---|---|
| Client : Minière Osisko Inc.<br>Projet : Agrandissement de la halde à stériles existante et construction des infrastructures de gestion des eaux<br>Localisation : Site minier Windfall, QC | Préparé par : Josy-Anne Douville, CPI<br>Révisé par : Kristina Bondy, ing., M.ing. |
| Cas de chargement : Pseudo-statique<br>FS : 1,82 FS requis : 1,10 | No. Projet : 221-11330-02<br>ANNEXE D – Figure 18 |

| | | |
|---|---|---|
| wsp | Coupe D – D' – Analyse de stabilité<br>Pseudo-statique – Rupture globale – Nappe élevée<br>Halde à stériles | Date: 2022-09-26 |



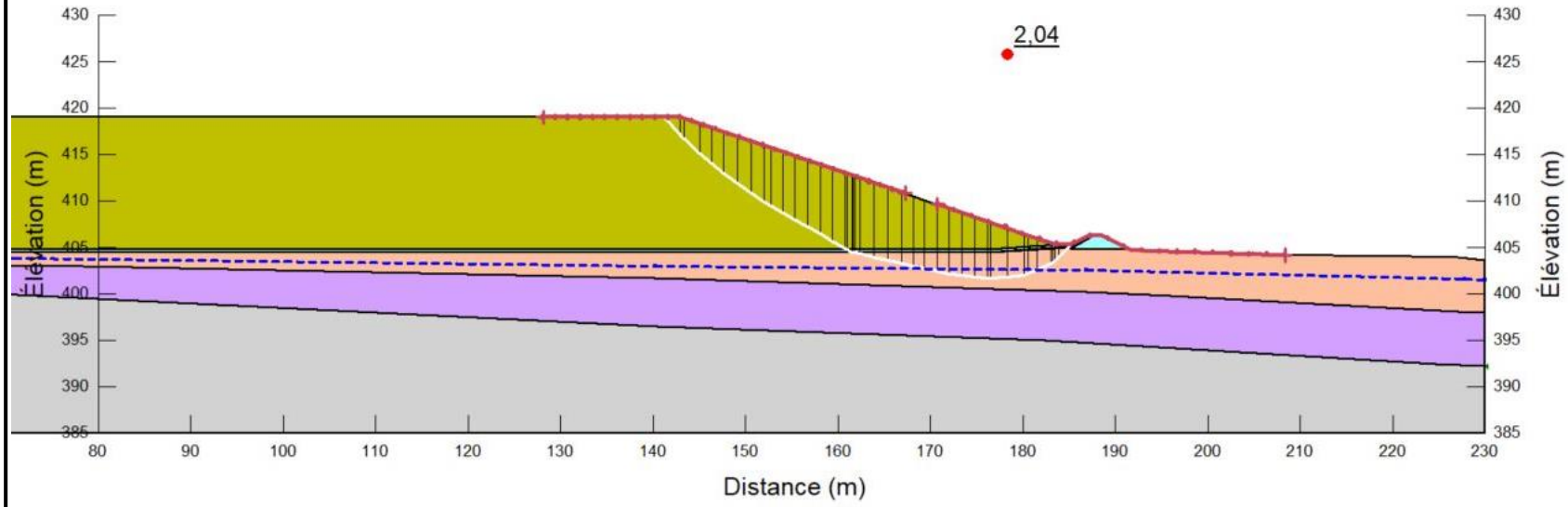

| | |
|---|---|
| Client : Minière Osisko Inc.<br>Projet : Agrandissement de la halde à stériles existante et construction des infrastructures de gestion des eaux<br>Localisation : Site minier Windfall, QC | Préparé par : Josy-Anne Douville, CPI<br>Révisé par : Kristina Bondy, ing., M.ing. |
| Cas de chargement : Pseudo-statique<br>FS : 1,80 FS requis : 1,10 | No. Projet : 221-11330-02<br>ANNEXE D – Figure 19 |

| | | |
|---|---|---|
| wsp | Coupe E – E' – Analyse de stabilité<br>Statique – Rupture globale – Nappe basse<br>Halde à stériles | Date: 2022-09-26 |



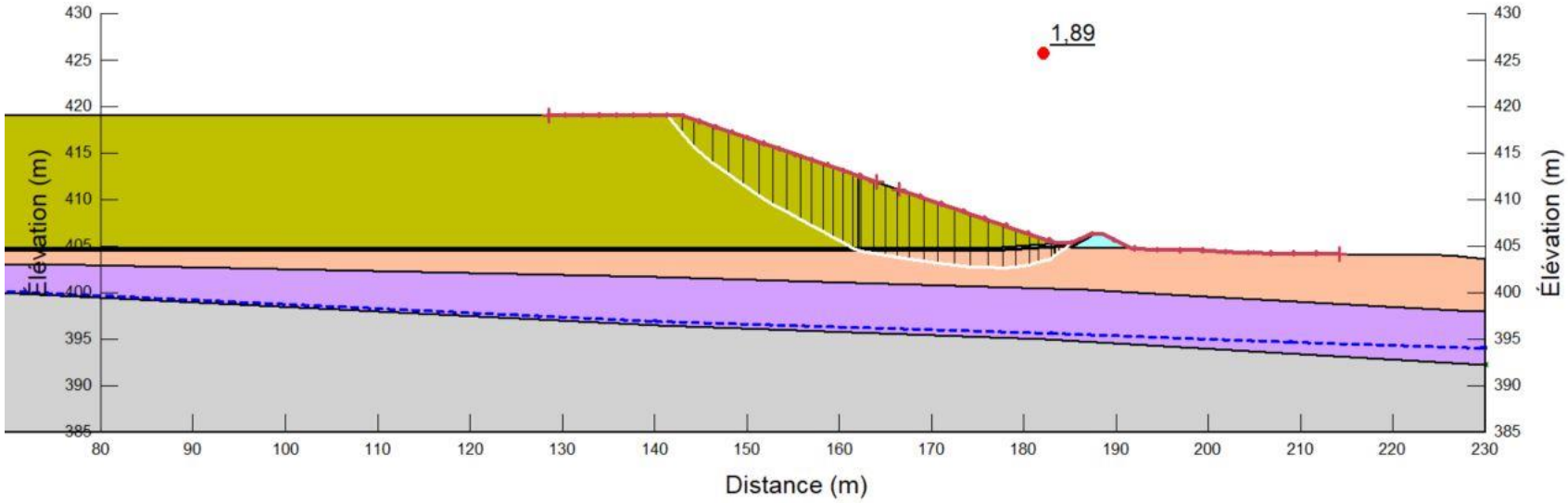

| | |
|---|---|
| Client : Minière Osisko Inc.<br>Projet : Agrandissement de la halde à stériles existante et construction des infrastructures de gestion des eaux<br>Localisation : Site minier Windfall, QC | Préparé par : Josy-Anne Douville, CPI<br>Révisé par : Kristina Bondy, ing., M.ing. |
| Cas de chargement : Statique<br>FS : 2,05 FS requis : 1,50 | No. Projet : 221-11330-02<br>ANNEXE D – Figure 20 |

| | | |
|---|---|---|
| wsp | Coupe E – E' – Analyse de stabilité<br>Statique – Rupture globale – Nappe élevée<br>Halde à stériles | Date: 2022-09-26 |



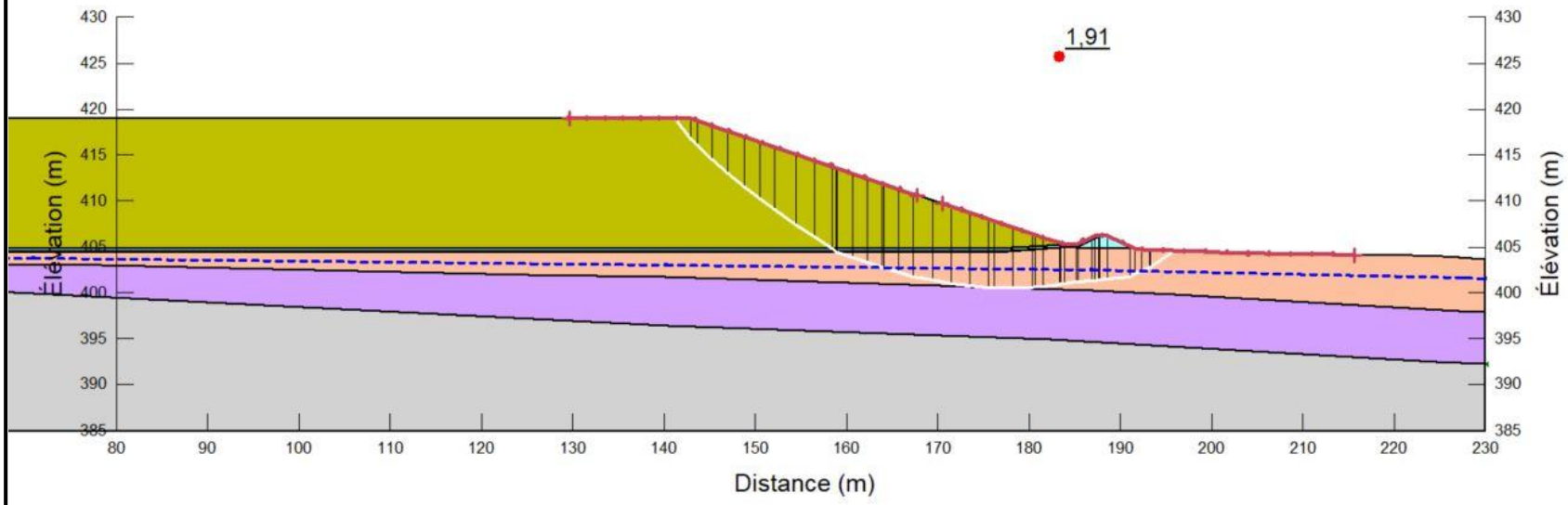

| | |
|---|---|
| Client : Minière Osisko Inc.<br>Projet : Agrandissement de la halde à stériles existante et construction des infrastructures de gestion des eaux<br>Localisation : Site minier Windfall, QC | Préparé par : Josy-Anne Douville, CPI<br>Révisé par : Kristina Bondy, ing., M.ing. |
| Cas de chargement : Statique<br>FS: 2,04 FS requis : 1,50 | No. Projet : 221-11330-02<br>ANNEXE D – Figure 21 |

| | | |
|---|---|---|
| wsp | Coupe E – E' – Analyse de stabilité<br>Pseudo-statique – Rupture globale – Nappe basse<br>Halde à stériles | Date: 2022-09-26 |



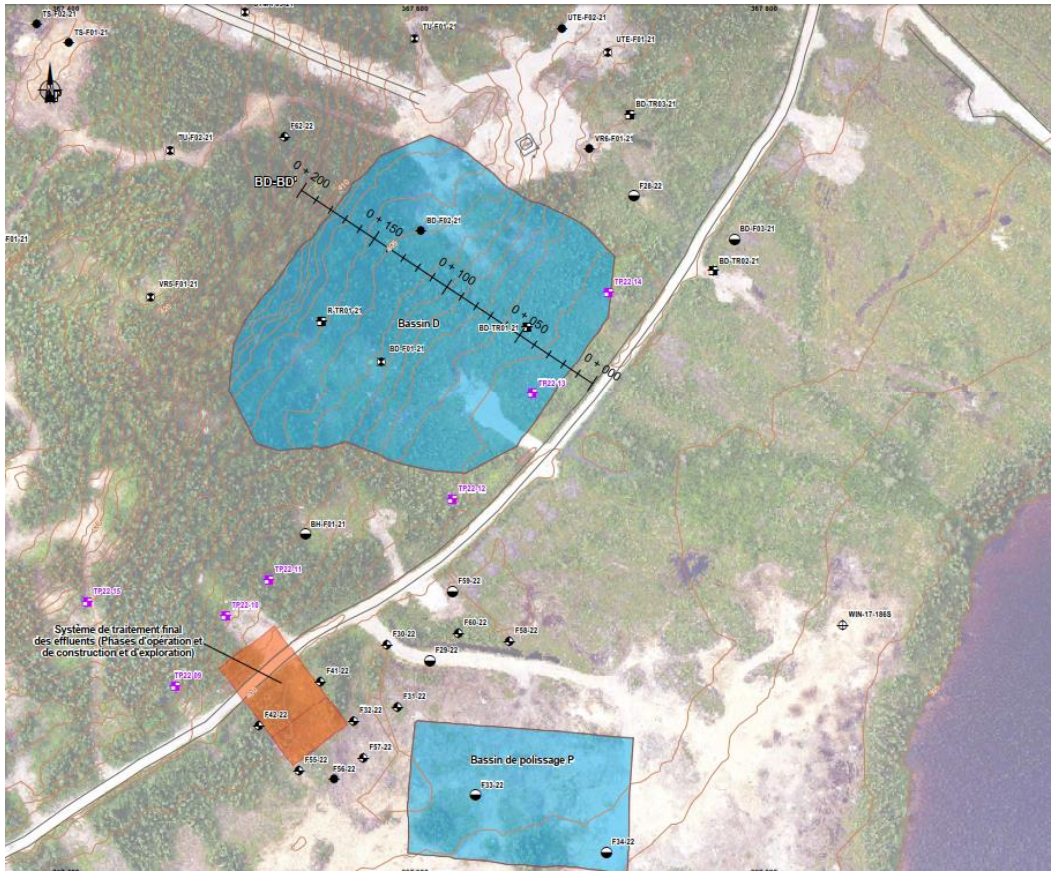

| | |
|---|---|
| Client : Minière Osisko Inc.<br>Projet : Agrandissement de la halde à stériles existante et construction des infrastructures de gestion des eaux<br>Localisation : Site minier Windfall, QC | Préparé par : Josy-Anne Douville, CPI<br>Révisé par : Kristina Bondy, ing., M.ing. |
| Cas de chargement : Pseudo-statique<br>FS : 1,89 FS requis : 1,10 | No. Projet : 221-11330-02<br>ANNEXE D – Figure 22 |

| | | |
|---|---|---|
| wsp | Coupe E – E' – Analyse de stabilité<br>Pseudo-statique – Rupture globale – Nappe élevée<br>Halde à stériles | Date: 2022-09-26 |



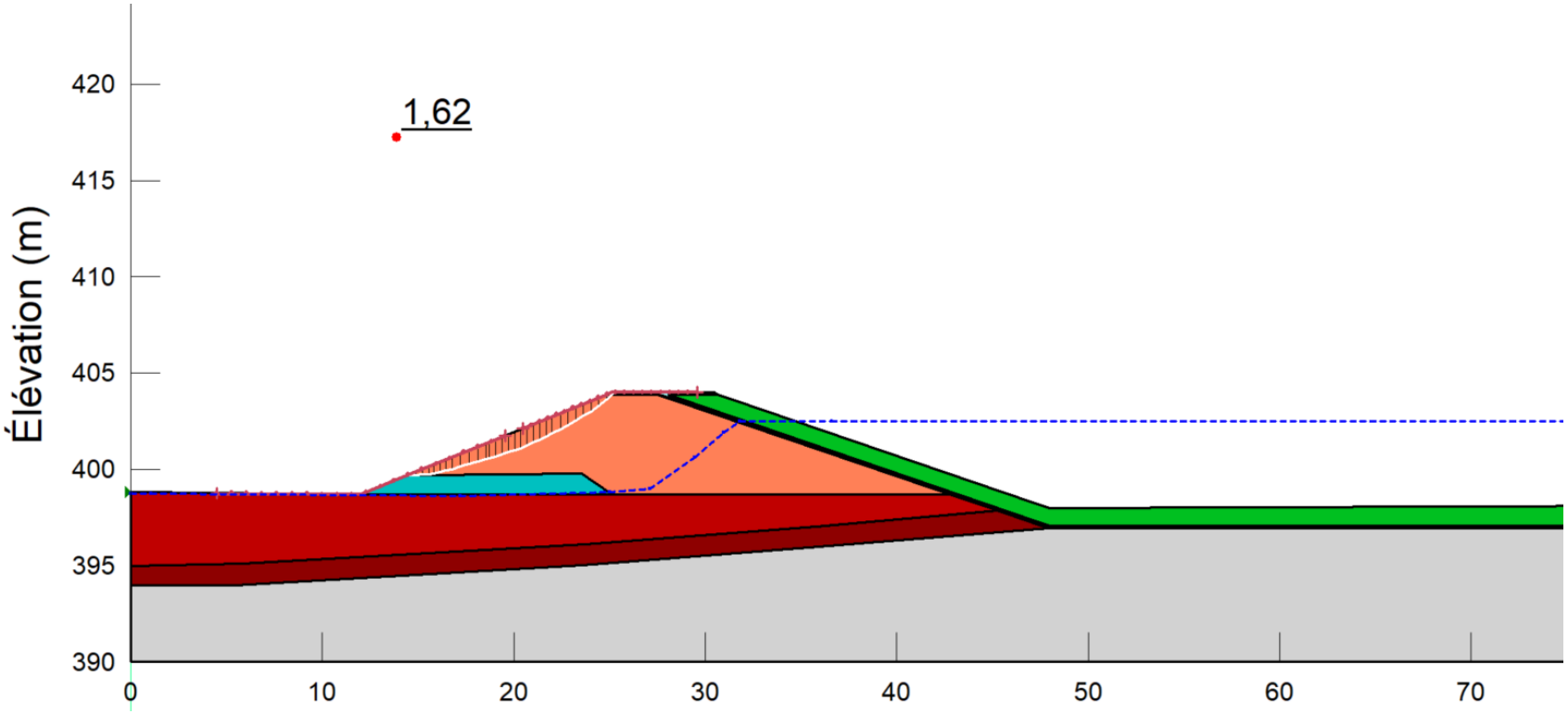

| | |
|---|---|
| Client : Minière Osisko Inc.<br>Projet : Agrandissement de la halde à stériles existante et construction des infrastructures de gestion des eaux<br>Localisation : Site minier Windfall, QC | Préparé par : Josy-Anne Douville, CPI<br>Révisé par : Kristina Bondy, ing., M.ing. |
| Cas de chargement : Pseudo-statique<br>FS : 1,91 FS requis : 1,10 | No. Projet : 221-11330-02<br>ANNEXE D – Figure 23 |

| | | |
|---|---|---|
| wsp | Analyses de stabilité<br>Bassin D | Date: 2022-09-26 |



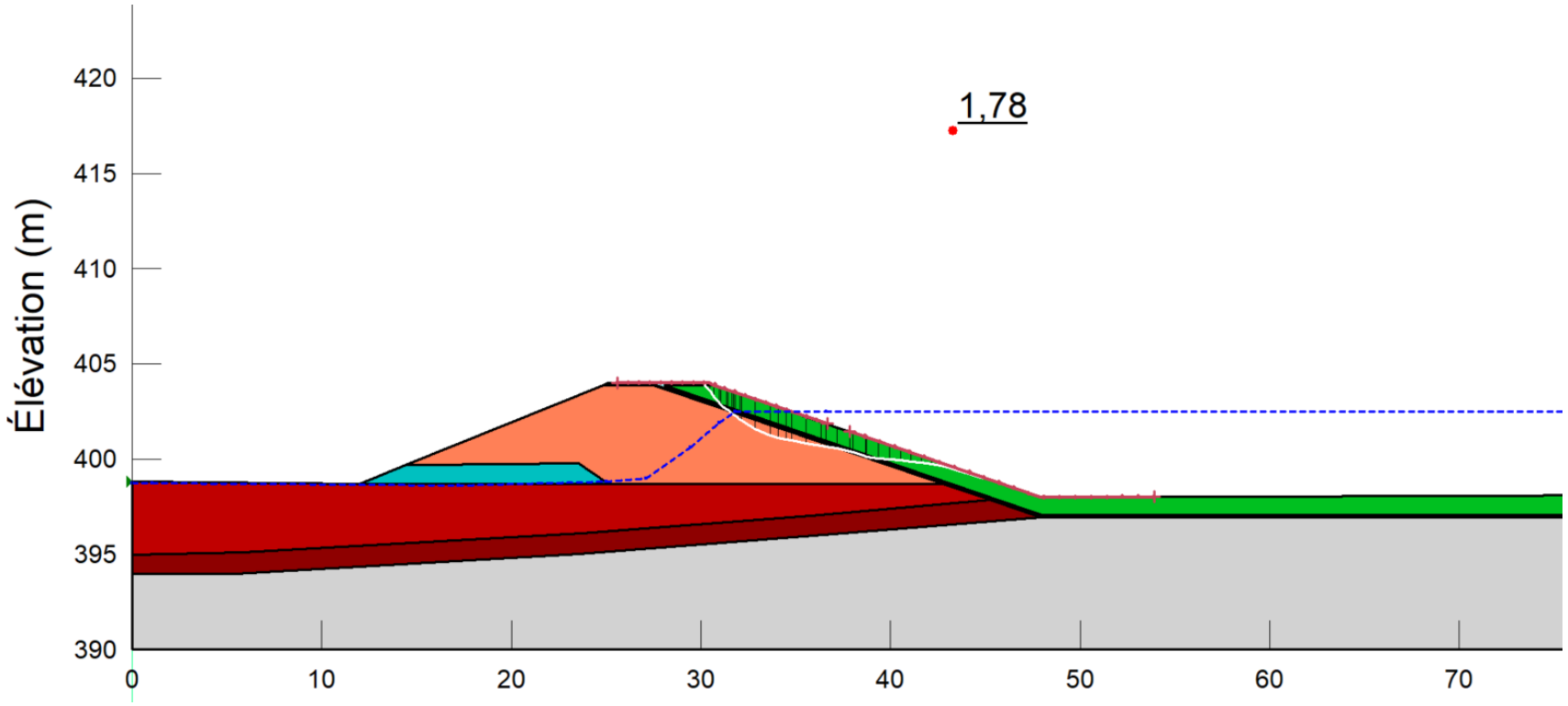

| | |
|---|---|
| Client : Minière Osisko Inc.<br>Projet : Agrandissement de la halde à stériles existante et construction des infrastructures de gestion des eaux<br>Localisation : Site minier Windfall, QC | Préparé par : Josy-Anne Douville, CPI<br>Révisé par : Kristina Bondy, ing., M.ing. |
| Emplacement de la coupe analysée du bassin D | No. Projet : 221-11330-02<br>ANNEXE D – Figure 24 |

| | | |
|---|---|---|
| wsp | Coupe BD – BD' – Analyse de stabilité<br>Statique – Rupture globale – Pente aval<br>Niveau du bassin D à 402,5m - Digue | Date: 2022-09-26 |



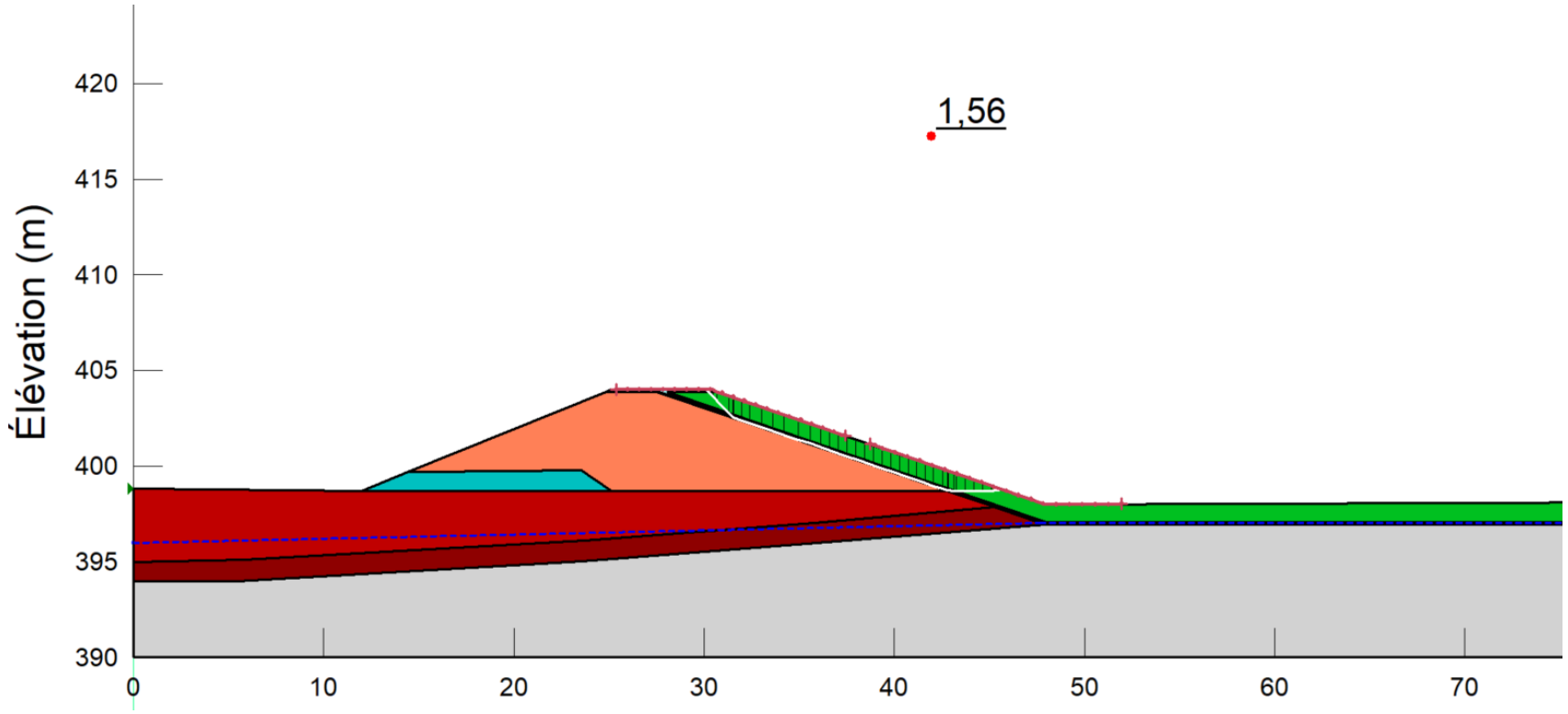

| | |
|---|---|
| Client : Minière Osisko Inc.<br>Projet : Agrandissement de la halde à stériles existante et construction des infrastructures de gestion des eaux<br>Localisation : Site minier Windfall, QC | Préparé par : Josy-Anne Douville, CPI<br>Révisé par : Kristina Bondy, ing., M.ing. |
| Cas de chargement : Statique<br>FS : 1,62 FS requis : 1,50 | No. Projet : 221-11330-02<br>ANNEXE D – Figure 25 |

| | | |
|---|---|---|
| wsp | Coupe BD – BD' – Analyse de stabilité<br>Statique – Rupture globale – Pente amont<br>Niveau du bassin D à 402,5m - Digue | Date: 2022-09-26 |



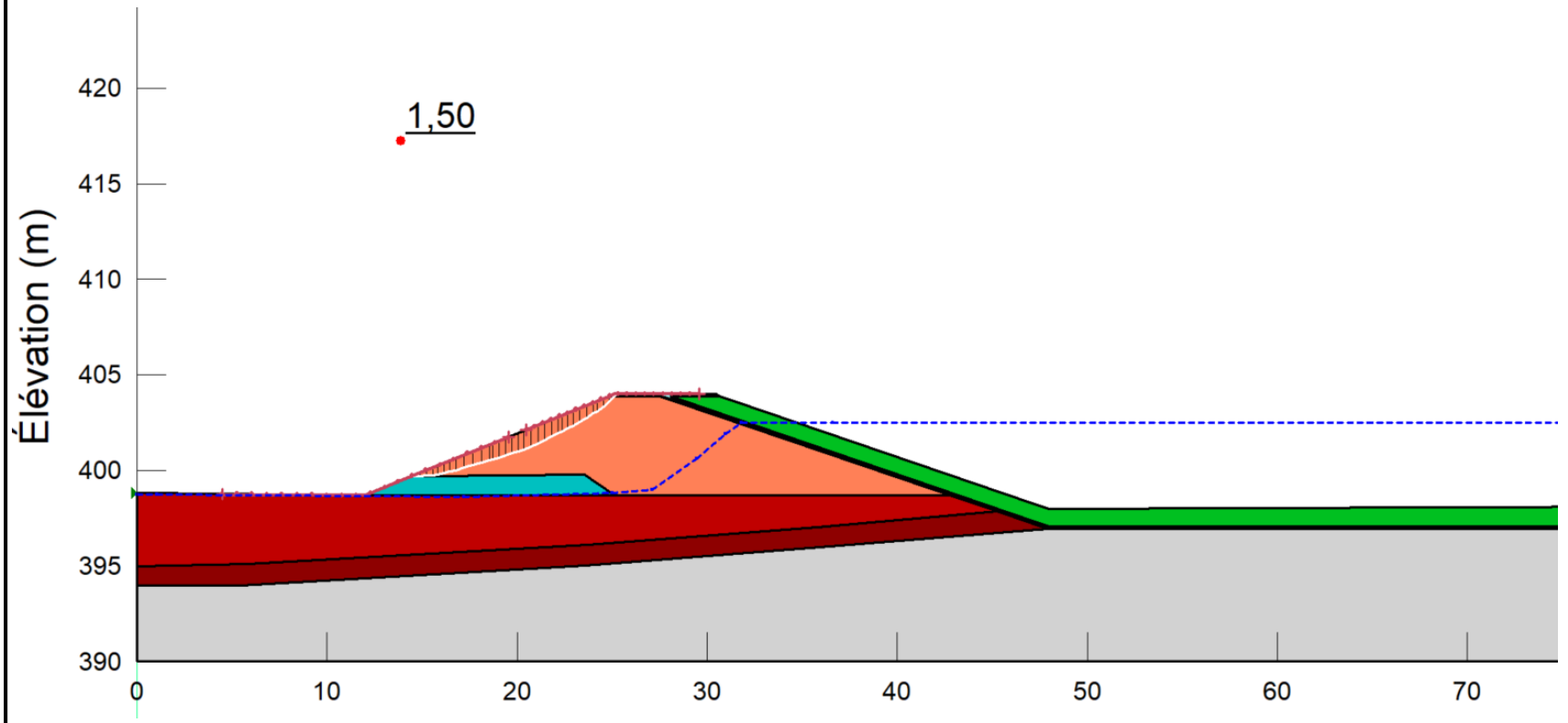

| | |
|---|---|
| Client : Minière Osisko Inc.<br>Projet : Agrandissement de la halde à stériles existante et construction des infrastructures de gestion des eaux<br>Localisation : Site minier Windfall, QC | Préparé par : Josy-Anne Douville, CPI<br>Révisé par : Kristina Bondy, ing., M.ing. |
| Cas de chargement : Statique<br>FS : 1,78 FS requis : 1,50 | No. Projet : 221-11330-02<br>ANNEXE D – Figure 26 |

| | | |
|---|---|---|
| wsp | Coupe BD – BD' – Analyse de stabilité<br>Statique – Rupture globale – Pente amont<br>Bassin D vide - Digue | Date: 2022-09-26 |



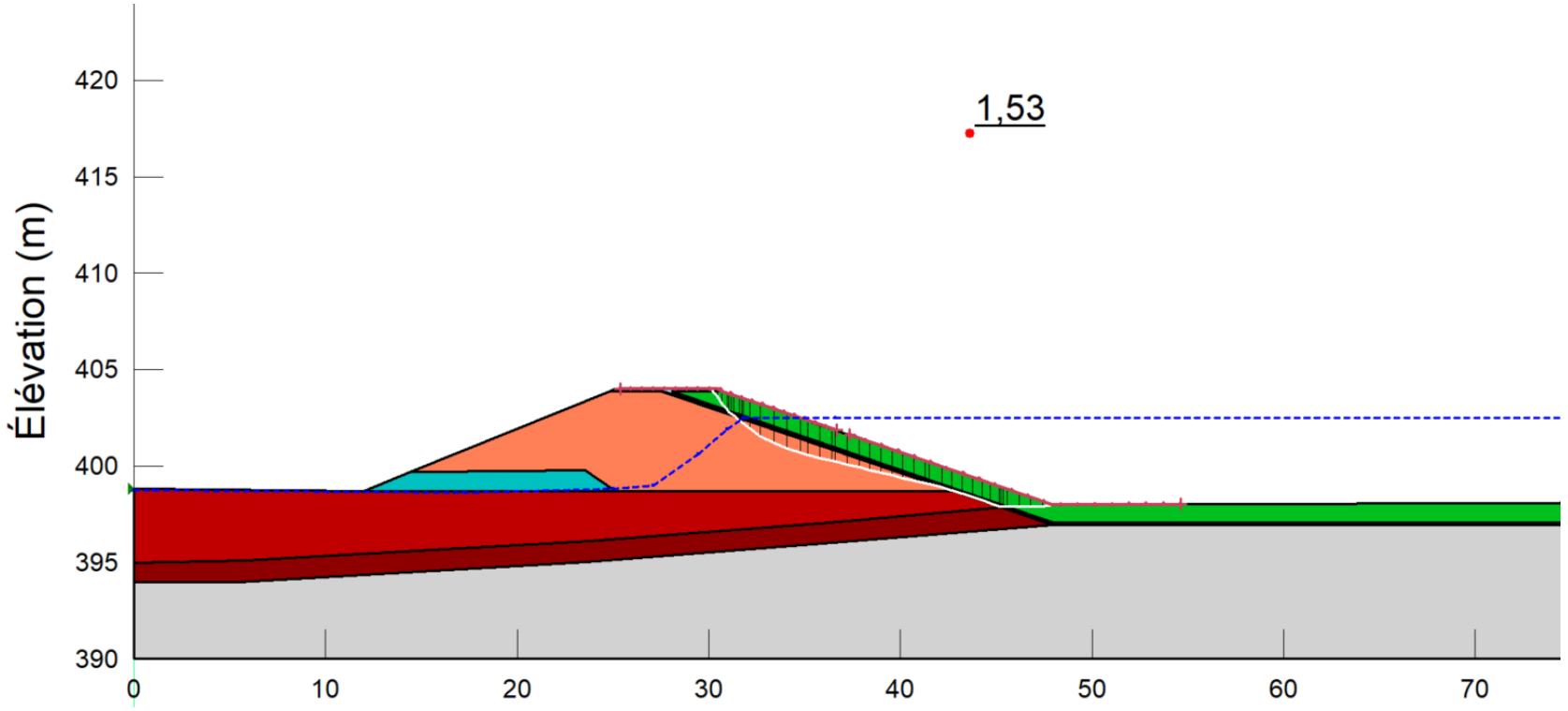

| | |
|---|---|
| Client : Minière Osisko Inc.<br>Projet : Agrandissement de la halde à stériles existante et construction des infrastructures de gestion des eaux<br>Localisation : Site minier Windfall, QC | Préparé par : Josy-Anne Douville, CPI<br>Révisé par : Kristina Bondy, ing., M.ing. |
| Cas de chargement : Statique<br>FS : 1,56 FS requis : 1,50 | No. Projet : 221-11330-02<br>ANNEXE D – Figure 27 |

| | | |
|---|---|---|
| wsp | Coupe BD – BD' – Analyse de stabilité<br>Pseudo-statique – Rupture globale – Pente aval<br>Niveau du bassin D à 402,5m - Digue | Date: 2022-09-26 |



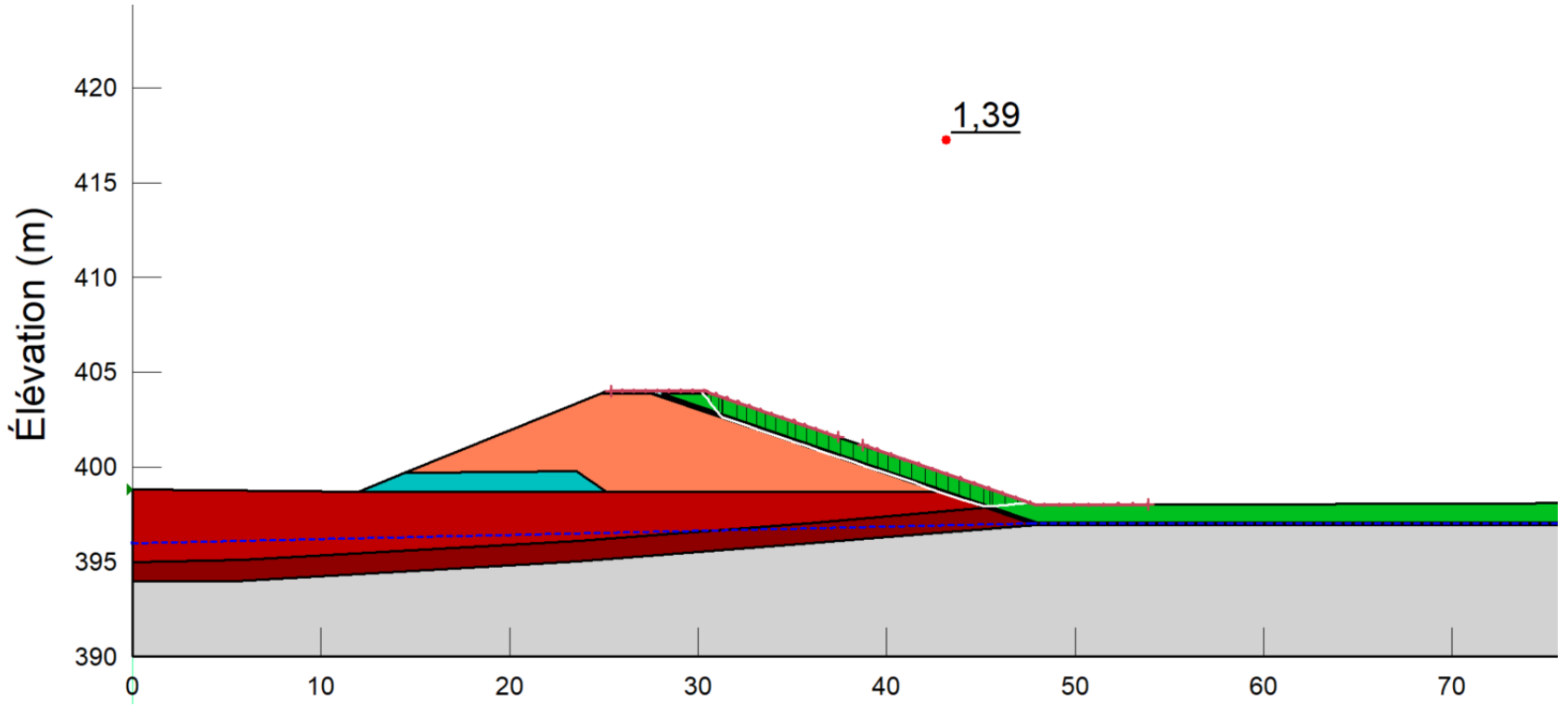

| | |
|---|---|
| Client : Minière Osisko Inc.<br>Projet : Agrandissement de la halde à stériles existante et construction des infrastructures de gestion des eaux<br>Localisation : Site minier Windfall, QC | Préparé par : Josy-Anne Douville, CPI<br>Révisé par : Kristina Bondy, ing., M.ing. |
| Cas de chargement : Pseudo-statique<br>FS : 1,50 FS requis : 1,10 | No. Projet : 221-11330-02<br>ANNEXE D – Figure 28 |

| | | |
|---|---|---|
| wsp | Coupe BD – BD' – Analyse de stabilité<br>Pseudo-statique – Rupture globale – Pente amont<br>Niveau du bassin D à 402,5m - Digue | Date: 2022-09-26 |




| | |
|---|---|
| Client : Minière Osisko Inc.<br>Projet : Agrandissement de la halde à stériles existante et construction des infrastructures de gestion des eaux<br>Localisation : Site minier Windfall, QC | Préparé par : Josy-Anne Douville, CPI<br>Révisé par : Kristina Bondy, ing., M.ing. |
| Cas de chargement : Pseudo-statique<br>FS : 1,53 FS requis : 1,10 | No. Projet : 221-11330-02<br>ANNEXE D – Figure 29 |

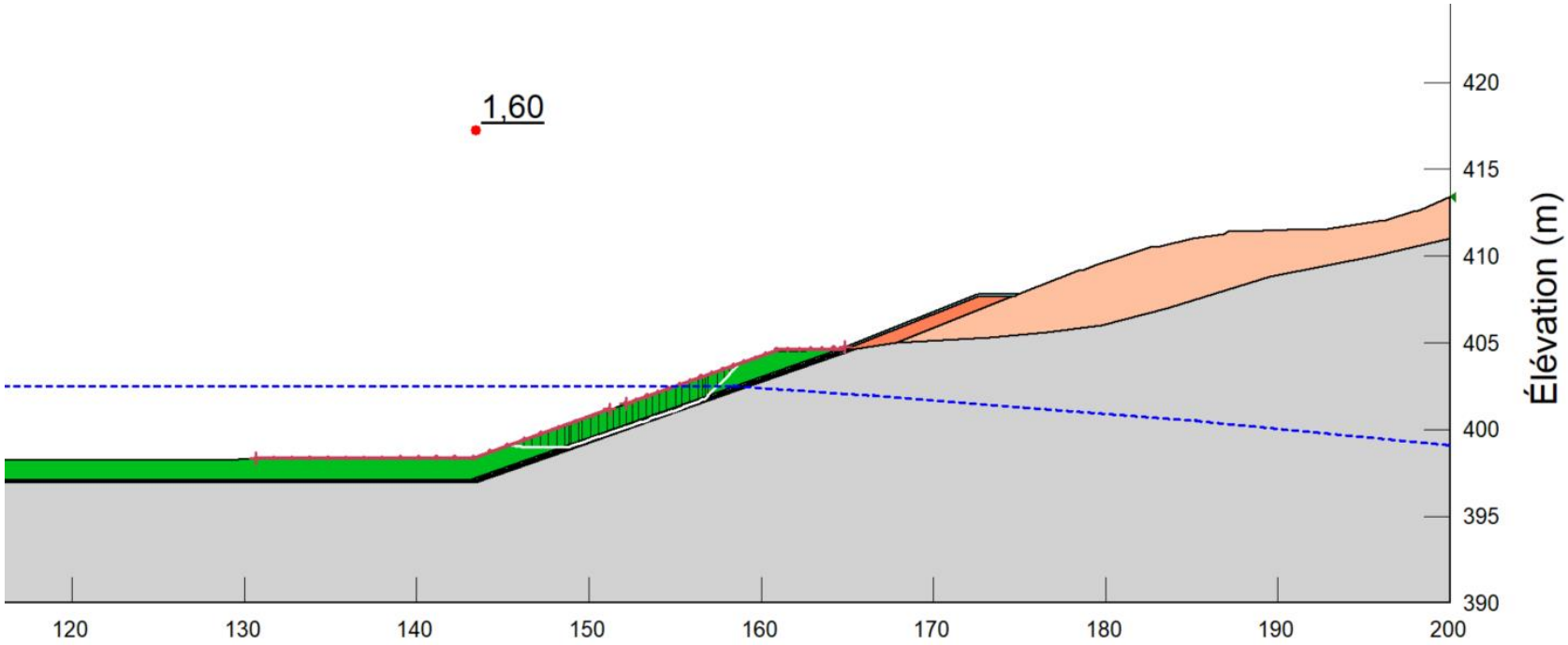
| | | |
|---|---|---|
| wsp | Coupe BD – BD' – Analyse de stabilité<br>Pseudo-statique – Rupture globale – Pente amont<br>Bassin D vide - Digue | Date: 2022-09-26 |




| | |
|---|---|
| Client : Minière Osisko Inc.<br>Projet : Agrandissement de la halde à stériles existante et construction des infrastructures de gestion des eaux<br>Localisation : Site minier Windfall, QC | Préparé par : Josy-Anne Douville, CPI<br>Révisé par : Kristina Bondy, ing., M.ing. |
| Cas de chargement : Pseudo-statique<br>FS : 1,39 FS requis : 1,10 | No. Projet : 221-11330-02<br>ANNEXE D – Figure 30 |

Coupe BD – BD' – Analyse de stabilité
Statique – Rupture globale
Niveau du bassin D à 402,5m - Roc

Date: 2022-09-26




Client : Minière Osisko Inc.
Projet : Agrandissement de la halde à stériles existante et construction des infrastructures de gestion des eaux
Localisation : Site minier Windfall, QC

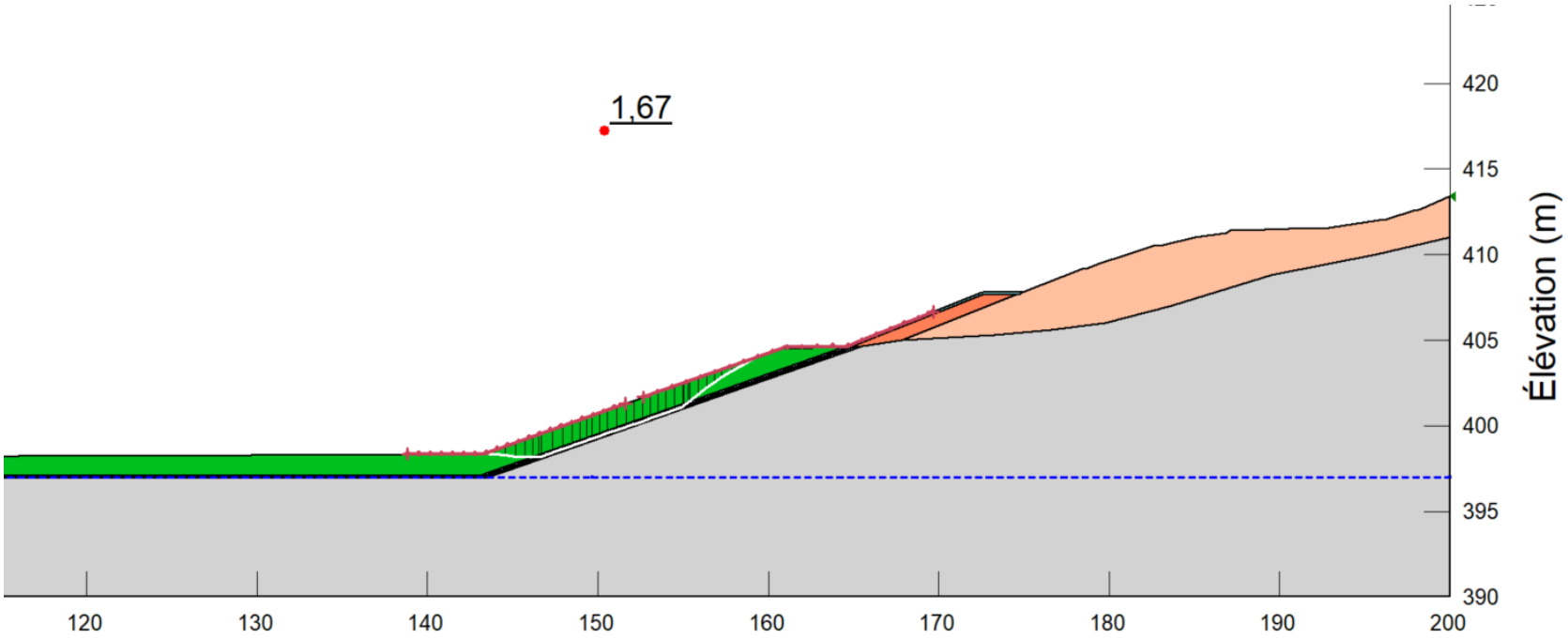
Préparé par : Josy-Anne Douville, CPI

Révisé par : Kristina Bondy, ing., M.ing.

Cas de chargement : Statique
FS : 1,60 FS requis : 1,50

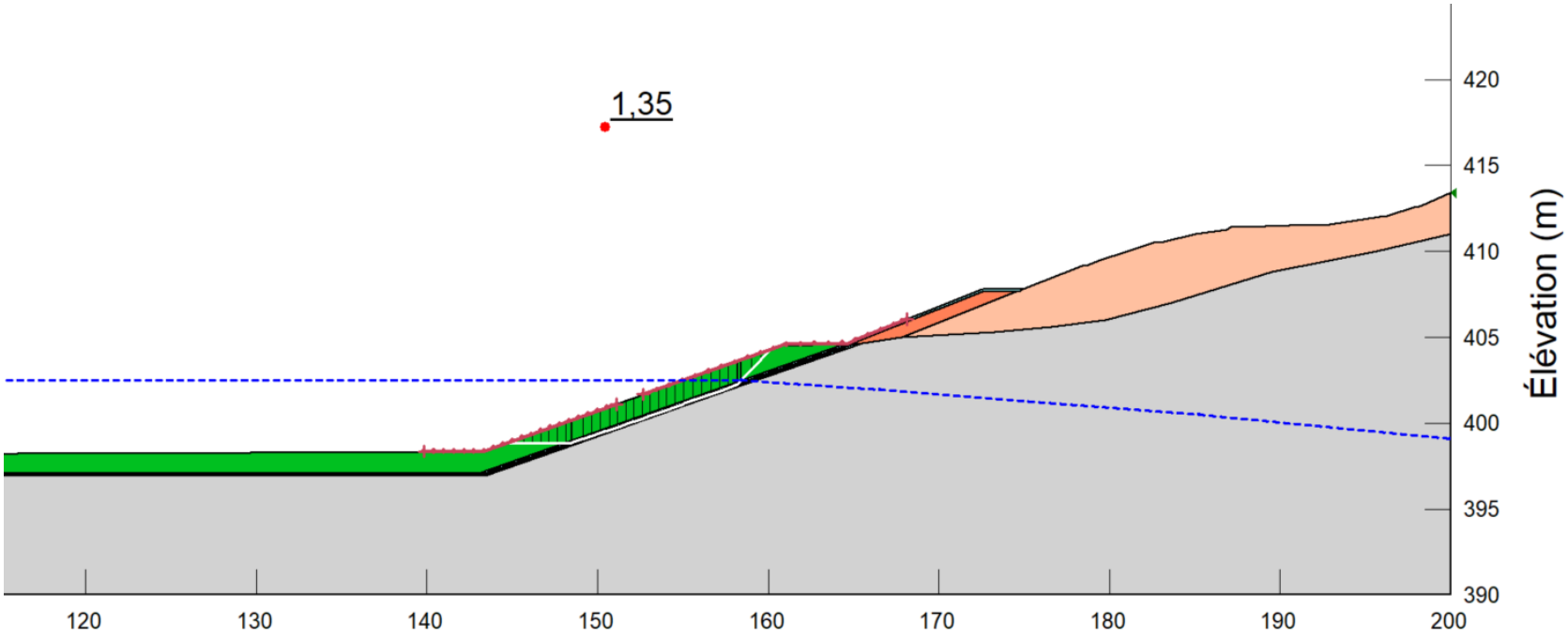
No. Projet : 221-11330-02
ANNEXE D – Figure 31

| | | |
|---|---|---|
| wsp | Coupe BD – BD' – Analyse de stabilité<br>Statique – Rupture globale<br>Bassin D vide - Roc | Date: 2022-09-26 |



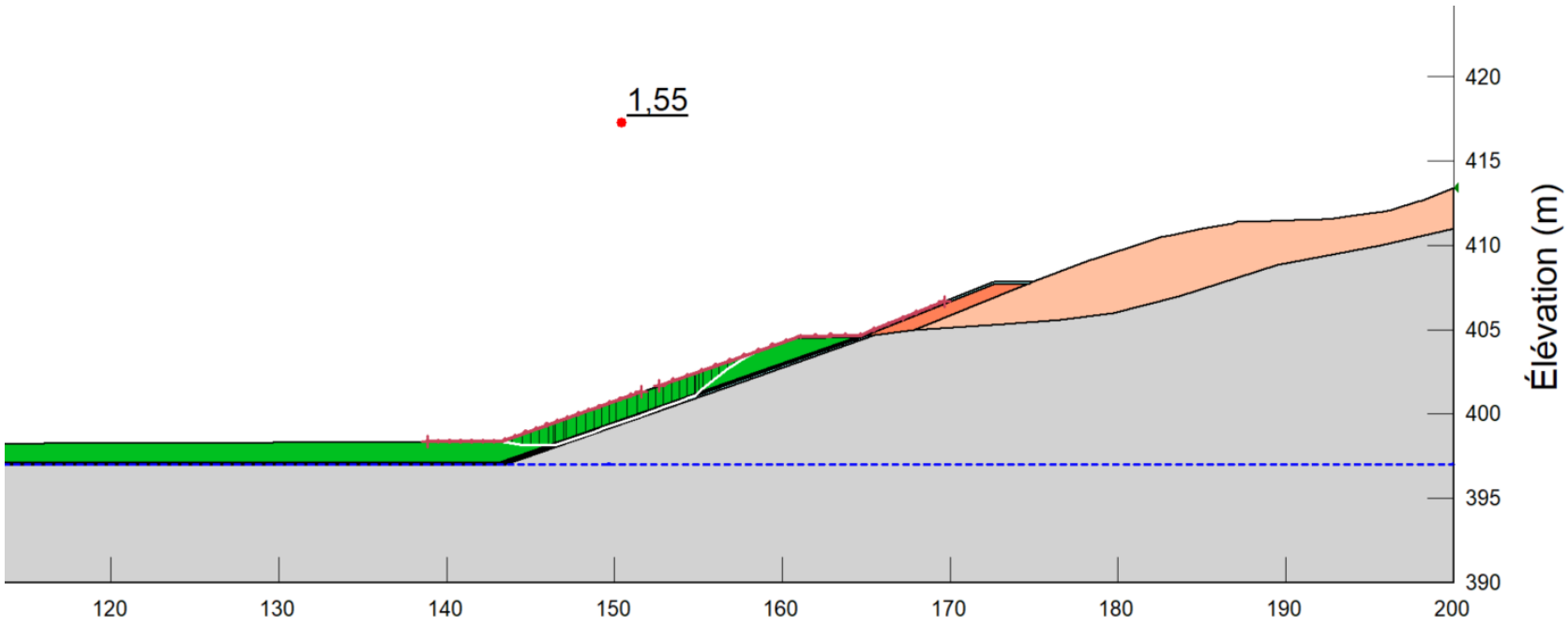

| | |
|---|---|
| Client : Minière Osisko Inc.<br>Projet : Agrandissement de la halde à stériles existante et construction des infrastructures de gestion des eaux<br>Localisation : Site minier Windfall, QC | Préparé par : Josy-Anne Douville, CPI<br>Révisé par : Kristina Bondy, ing., M.ing. |
| Cas de chargement : Statique<br>FS : 1,67 FS requis : 1,50 | No. Projet : 221-11330-02<br>ANNEXE D – Figure 32 |

| | | |
|---|---|---|
| wsp | Coupe BD – BD' – Analyse de stabilité<br>Pseudo statique – Rupture globale<br>Bassin D à 402,5m - Roc | Date: 2022-09-26 |




| | |
|---|---|
| Client : Minière Osisko Inc.<br>Projet : Agrandissement de la halde à stériles existante et construction des infrastructures de gestion des eaux<br>Localisation : Site minier Windfall, QC | Préparé par : Josy-Anne Douville, CPI<br>Révisé par : Kristina Bondy, ing., M.ing. |
| Cas de chargement : Pseudo-statique<br>FS : 1,35 FS requis : 1,10 | No. Projet : 221-11330-02<br>ANNEXE D – Figure 33 |

| | | |
|---|---|---|
| wsp | Coupe BD – BD' – Analyse de stabilité<br>Pseudo statique – Rupture globale<br>Bassin D vide - Roc | Date: 2022-09-26 |




| | |
|---|---|
| Client : Minière Osisko Inc.<br>Projet : Agrandissement de la halde à stériles existante et construction des infrastructures de gestion des eaux<br>Localisation : Site minier Windfall, QC | Préparé par : Josy-Anne Douville, CPI<br>Révisé par : Kristina Bondy, ing., M.ing. |
| Cas de chargement : Pseudo-statique<br>FS : 1,55 FS requis : 1,10 | No. Projet : 221-11330-02<br>ANNEXE D – Figure 34 |

# ANNEXE

# E

## FICHES TECHNIQUES

# SPÉCIFICATIONS TECHNIQUES

## HDPE Series, 2.00 mm

Noir, Texturé Deux Faces

2801 Marie-Victorin Blvd. Varennes, Quebec Canada J3X 1P7
Tel: (450) 929-1234 Sales: (450) 929-2544 Toll free in North America:1-800-571-3904 www.Solmax.com www.solmax.com

| PROPRIÉTÉ | MÉTHODE | FRÉQUENCE(1) | UNITÉ Métrique | 1053324 |
|---|---|---|---|---|
| **SPÉCIFICATION** | | | | |
| Épaisseur nominale | | - | mm | 2.00 |
| Épaisseur (moy. min.) | ASTM D5994 | Chaque rouleau | mm | 1.90 |
| Valeur minimum (8 valeurs/10) | | | mm | 1.80 |
| Valeur minimum (10 valeurs/10) | | | mm | 1.70 |
| Hauteur des aspérités (moy. min.) (3) | ASTM D7466 | Chaque rouleau | mm | 0.40 |
| Indice de fluidité - 190/2.16 (max.) | ASTM D1238 | 1/Lot | g/10 min | 1.0 |
| Densité - Géomembrane (8) | ASTM D792 | 1/10 rouleaux | g/cc | ≥ 0.940 |
| Teneur en noir de carbone | ASTM D4218 | 1/2 rouleaux | % | 2.0 - 3.0 |
| Dispersion en noir de carbone | ASTM D5596 | 1/10 rouleaux | Catégories | Cat. 1 / Cat. 2 |
| Rés. à l'oxydation - STD OIT (moy. min.) | ASTM D3895 | 1/Lot | min | 100 |
| Propriétés de traction (moy. min.) (2) | ASTM D6693 | 1/2 rouleaux | | |
| Limite élastique | | | kN/m | 31 |
| Allongement à la limite élastique | | | % | 13 |
| Rés. à la rupture | | | kN/m | 31 |
| Allongement à la rupture | | | % | 150 |
| Rés. à la déchirure (moy. min.) | ASTM D1004 | 1/5 rouleaux | N | 265 |
| Rés. au poinçonnement (moy. min.) | ASTM D4833 | 1/5 rouleaux | N | 675 |
| Stabilité dimensionnelle | ASTM D1204 | Certifié | % | ± 2 |
| Rés. aux contraintes environnementales | ASTM D5397 | 1/Lot | hr | 500 |
| Vieillissement au four - % retenu après 90 jrs | ASTM D5721 | 1/Formulation | | |
| HP OIT (moy. min.) | ASTM D5885 | | % | 80 |
| Rés. Aux UV - % retenu après 1600 hr | ASTM D7238 | 1/Formulation | | |
| HP-OIT (moy. Min.) | ASTM D5885 | | % | 50 |
| Resistance au pliage à froid | ASTM D746 | Certifié | °C | - 77 |
| **SPÉCIFICATION DES ROULEAUX** (Les dimensions des rouleaux peuvent varier de ±1%) | | | | |

## NOTES

1. La fréquence des tests est basée sur la dimension standard des rouleaux ou sur un lot de résine qui est approximativement 180,000 lbs (1 wagon).
2. La valeur moyenne est basée sur 5 échantillons dans les deux directions (Sens Machine (MD) et Sens Travers (XMD ou TD).
3. Lecture 8 sur 10 et minimale selon le GRI-GM13 / 17, dernière version.
8. Table de corrélation disponible pour ASTM D792 vs ASTM D1505. Les deux méthodes donnent le même résultat
11. Condition d'essai:20 hr. Cycle UV à 75°C suivi de 4 hr. condensation à 60°C.

* Toutes les valeurs sont des moyennes minimales, hors les valeurs spécifiées minimum ou maximum.
* L'information ci-dessus est fournie à titre d'information seulement et ne doit pas être interprétée comme une garantie. L'utilisateur est responsable quant à la détermination finale reliée à l'usage/application de la géomembrane. SOLMAX n'assume aucune responsabilité quant à l'utilisation de cette information.

Solmax n’est pas un professionnel de conception et n’a rendu aucun service de conception pour déterminer si les biens fournis par Solmax sont conformes à tous plans ou spécifications du projet ou encore, avec l’application ou l’utilisation des biens de Solmax pour toute forme de système, de projet, d’intention, d’installation ou de spécifications donnés.

# SÉRIES 76 ET 900

**FICHE TECHNIQUE**

| | |
|---|---|
| **Type de produit** | Géotextile non-tissé aiguilleté |
| **Composition** | Polypropylène / Polyester |
| **Fonction principale** | (S) Séparation / (F) Filtration / (P) Protection |

| Propriété | Méthode | CVMS [1] | Unité | SYM [2] | 7605* | 7607 | 7609* | 7612* | 7616 | 7618 | 912* | 918* | 926 | 934 | 943 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **MTQ / Grade BNQ** | | | | | F1 | - | S1-F2 | S2-P1 | - | - | P2 | P3 | - | - | - |
| **Physique** | | | | | | | | | | | | | | | |
| Épaisseur | ASTM D5199 | - | mm | ≥ | - | | | | | | 2.5 | 3.5 | 4.7 | 5.8 | 6.5 |
| Masse surfacique | ASTM D5261 | - | g/m² | ≥ | - | | | | | | 250 | 407 | 660 | 930 | 1370 |
| **Durabilité** | | | | | | | | | | | | | | | |
| Résistance UV | ASTM D4355 | - | %/500h | ≥ | 70 | | | | 50 | | 50 | | | | |
| **Mécanique** | | | | | | | | | | | | | | | |
| Résistance en tension | ASTM D4632 | <5% | N | ≥ | 400 | 470 | 507 | 801 | 1050 | 1200 | 1000 | 1470 | 2045 | 2500 | 3300 |
| | | 5-10% | N | ≥ | 420 | - | 533 | 840 | - | - | 1050 | 1545 | - | - | - |
| | | 10-15% | N | ≥ | 440 | - | 560 | 880 | - | - | 1100 | 1615 | - | - | - |
| Allongement à la rupture | ASTM D4632 | - | % | ≥ | 50 | | | | | | 50 | | | | |
| Résistance en déchirure | ASTM D4533 | - | N | ≥ | 180 | 222 | 230 | 333 | 444 | 511 | 385 | 515 | 800 | 1010 | 1350 |
| Poinçonnement CBR | ASTM D6241 | - | N | ≥ | 1200 | 1510 | 1570 | 2110 | 3000 | 3450 | 3300 | 4000 | 6200 | 8 300 [3] | 10 000 [4] |
| **Hydraulique** | | | | | | | | | | | | | | | |
| Permittivité | ASTM D4491 | - | $s^{-1}$ | ≥ | 2.00 | 2.00 | 1.70 | 1.40 | 1.20 | 1.00 | 0.90 | 0.70 | 0.30 | 0.27 | 0.20 |
| FOS | CAN 148.1 No.10 | - | µm | [5] | 100-250 | 200 | 60-180 | 45-150 | 145 | 130 | 45-150 | 45-150 | 40-90 | 40-70 | 30-75 |
| **Dimensions** | | | | | | | | | | | | | | | |
| Largeur | - | - | m | - | 3.81 / 4.57 / 5.25 [6] | | | | | | | | | | |
| Longueur | - | - | m | - | 150 | 150 | 150 | 100 | 100 | 100 | 100 | 100 | 100 | 50 | 50 |

*Les géotextiles 7605, 7909, 7612, 912 et 918, rencontrent les exigences MTQ (Ministère des Transports du Québec) et toutes leurs valeurs physiques, mécaniques, hydrauliques et de durabilité, sont certifiées par le BNQ (Bureau de Normalisation du Québec) selon la norme BNQ7009-210 pour chacun des grades référés au Tableau 1 - Caractéristiques des Géotextiles. Pour les grades MTQ/BNQ R1 et R2, consultez la fiche technique du Géo-9.

**À noter, cette fiche technique est mise à jour en tenant compte des nouvelles exigences MTQ/BNQ et du transfert des méthodes de test en norme ASTM** (American Society for Testing and Materials) au lieu des normes ONGC (Office des Normes Générales du Canada). Sauf pour la méthode de test du FOS (CAN 148.1 No.10), les méthodes de tests ASTM sont maintenant utilisées, car l'ONGC n'offre plus de mise à jour pour ces normes.
Notre système de gestion de la qualité est certifié par la norme ISO-9001. Notre laboratoire interne est certifié par la Geosynthetic Accreditation Institute - Laboratory Accreditation Programm (GAI-LAP).
Les propriétés sont basées sur la valeur minimum moyenne par rouleau (MARV) sauf pour les produits MTQ/BNQ qui sont des minimums, maximums ou intervalles et lorsque spécifié autrement.
Certaines valeurs sur les produits non certifiés BNQ peuvent varier de ±5%.

1- La résistance en tension exigée varie en fonction de la plage de CVMS (Coefficient de Variation de Masse Surfacique) établie. Lorsque le CVMS se situe entre 5 et 10%, la valeur de la résistance en tension doit être augmentée d'au moins 5% et lorsque le CVMS se situe entre 10 et 15% elle doit être augmentée d'au moins 10%. / 2 - Symbole / 3 - Valeur moyenne / 4 - Valeur moyenne estimée / 5 - Maximum ou intervalle / 6 - La largeur de 3.5m ne sera plus disponible pour toute nouvelle production en 2020. Vérifier les largeurs standard disponibles. Service de coupe et de couture disponibles.

Une attention particulière doit être apportée aux conditions d'entreposage et à la manipulation pour éviter d'altérer certaines propriétés.
Tous les géotextiles des séries 76 et 900 sont fabriqués par Texel Matériaux Techniques Inc.

**Révision : 2020-04-03**

*Texel se réserve le droit de modifier les présentes propriétés en fonction de l'évolution des connaissances et des techniques. L'utilisateur est invité à vérifier si ce document représente la dernière mise à jour. Texel n'offre aucune garantie et n'assure aucune responsabilité relative à l'usage, l'installation ou à la convenance d'utilisation. Texel doit être informé de tout défaut ou non-conformité du produit avant son installation. Sa responsabilité se limite au remplacement du produit non-conforme ou défectueux.*

Texel GÉOSYNTHÉTIQUES

# ANNEXE

# F

## CLASSIFICATION HALDE

# WASTE DUMP AND STOCKPILE STABILITY RATING AND HAZARD CLASSIFICATION SYSTEM

TEMPLATE REVISION 3 (SEE REVISION CONTROL TAB)

| | | | |
|---|---|---|---|
| **CLIENT** | Osisko | | |
| **PROJECT #** | 201-11330-13 | | |
| **PROJECT NAME:** | Agrandissment de la halde à stériles | | |
| **COMPLETED BY:** | Florence Trudeau, CPI, N° OIQ : 6030840 | **DATE:** | 2022-01-19 |
| **REVIEWED BY:** | Kristina Bondy, ing., M.Ing, No OIQ: 1461174 | **DATE:** | 2022-01-19 |
| **REVIEWED BY:** | Catherine Boudreau, ing., M.Sc, No OIQ : 5024509 | **DATE:** | 2022-01-19 |

## KEY FACTORS AFFECTING STABILITY

| STABILITY FACTOR | VARIATION | | DESCRIPTION |
|---|---|---|---|
| SEISMICITY | VERY LOW | REGIONAL SETTING | - Expected PGA (g) based on 1:475 year return period event/10% probability of exceedance in 50 years <0.05<br>- Expected Peak Ground Acceleration (g) based on maximum credible earthquake (MCE) <0.1 |
| PRECIPITATION | MODERATE | | - Avg. annual precipitation: rainfall (mm) = 350-1000<br>- Avg. annual precipitation: snow (cm) = 35-1000<br>- Total precipitation/annum: equiv. rainfall (mm) = 350-1000 |
| FOUNDATION SLOPE | FLAT; Benched bedrock slope; pit backfills | FOUNDATION CONDITIONS | Average overall foundation slope angle (°) = <5 |
| FOUNDATION SHAPE | PLANAR (FLAT OR IRREGULAR) | | Narrow valleys or gullies that provide substantial natural confinement |
| OVERBURDEN TYPE | TYPE III | | Alluvial deposits; loose to moderately dense sands and gravels; mixed-grained colluvial deposits; sandy residual soils; stiff fine-grained soils |
| OVERBURDEN THICKNESS | THICK | | 3-5 m |
| UNDRAINED FAILURE POTENTIAL | NEGLIGIBLE | | Heavily over consolidated Type III, IV or V mixed-grained soils or competent bedrock or granular Type II or IV soils with high hydraulic conductivity, high strength and negligible potential for generation of excess pore pressures when loaded rapidly |
| FOUNDATION LIQUEFACTION POTENTIAL | NEGLIGIBLE | | Well graded; dense; high content of plastic fines; matrix supported structure; low void ratio; angular clasts; dry |
| BEDROCK | TYPE D | | Competency: Competent, hard, unweathered/unaltered, block; GSI/RMR 60-80; Q 10-40<br>Structure: Negligible potential for foundation failure on major structure or poorly developed fabric anisotropy |
| GROUNDWATER | LOW-MODERATE | | In between Moderate and Low |
| GRADATION | MIXED GRAINED | MATERIAL QUALITY | % Fines (passing #200 Sieve; <0.075 mm) 25-50%<br>% Greater than 75 mm 25-50%<br>Plasticity Low plasticity fines; LL <35; PI <10 |
| INTACT STRENGTH AND DURABILITY | TYPE 4 | | Intact Strength: Strong to very strong rocks, R4 (UCS 50-100 MPa); most type D bedrock<br>Durability: -<br>Permafrost: Perpetually frozen Type 3 materials |
| MATERIAL LIQUEFACTION POTENTIAL | NEGLIGIBLE | | Well graded; dense; high content of plastic fines; matrix supported structure; low void ratio; angular clasts; dry |
| CHEMICAL STABILITY | MODERATELY to HIGHLY REACTIVE | | In between highly and moderately reactive |
| HEIGHT | VERY LOW | GEOMETRY AND MASS | Overall Height (m) <50<br>Maximum Vertical Thickness (m) <50<br>Maximum Individual Lift Height (m) <25 |
| SLOPE ANGLE | FLAT | | 15-25° |
| VOLUME AND MASS | SMALL | | Volume (cubic metres) 1,000,000 to 10,000,000<br>Mass (t) 2,000,000 to 20,000,000 |
| STATIC STABILITY | VERY HIGH | STABILITY ANALYSIS | Factor of Safety (FoS) or Strength Reduction Factor (SRF) >1.5<br>Probability of Failure (PoF) <1%<br>Other Criteria Convergent numerical model |
| DYNAMIC STABILITY | VERY HIGH | | Factor of Safety (FoS) or Strength Reduction Factor (SRF) >1.15<br>Other Criteria Convergent numerical model |
| CONSTRUCTION METHOD | METHOD V | CONSTRUCTION | Descending or ascending sequence on gentle or flat terrain; lift heights < 50 m; overall foundation slopes <15° |
| LOADING RATE | VERY HIGH | | Volumetric Loading Rate (cubic metres/day/average active crest length) >500<br>Mass Loading Rate (tonnes/day/average active crest length) >250<br>Crest Advancement (average daily rate of crest advancement (m/d) x average lift height (m) >500 |
| STABILITY PERFORMANCE | GOOD | PERFORMANCE | Stable; minor deformation and/or settlement; rare closures; rare small failures; negligible impact on operations |

## SUMMARY OF MINING STABILITY DATA

| | |
|---|---|
| WASTE DUMP AND STOCKPILE STABILITY RATING | 59,75 |
| WASTE DUMP AND STOCKPILE HAZARD CLASS | III |
| INSTABILITY HAZARD | Moderate Hazard |

| | INVESTIGATION AND CHARACTERIZATION | ANALYSIS AND DESIGN | CONSTRUCTION AND OPERATIONS |
|---|---|---|---|
| **RECOMMENDED LEVEL OF EFFORT FOR INVESTIGATION, DESIGN, AND CONSTRUCTION** | - comprehensive desktop studies to establish initial WSR and WHC<br>- detailed site reconnaissance to confirm assumptions<br>- detailed mapping and subsurface investigations<br>- limited drilling and sampling<br>- in situ instrumentation<br>- testing for index and shear strength properties of fill and foundation materials<br>- comprehensive baseline environmental monitoring<br>- condemnation drilling | - comprehensive stability analyses including consideration of runout potential<br>- qualitative risk assessment<br>- design optimization, and impact mitigation studies | - moderate site preparation, may include underdrainage and diversions<br>- limited foundation and fill instrumentation to verify performance<br>- runout/rollout mitigation measures, if required<br>- moderately constrained construction sequence<br>- control of fill quality<br>- loading/advance rate restrictions<br>- detailed instrumentation and visual monitoring<br>- periodic (minimum defined amount) inspections and reviews<br>- annual or more frequent review by third party specialist |

Waste Dump and Stockpile Stability Rating and Hazard Classification System (WSRHC), Guidelines for Mine Waste Dump and Stockpile Design, Eds., Hawley and Cunning, 2017.

MINIÈRE OSISKO INC.
PROJET N$^{O}$ : 221-11330-08

# PLAN DE RESTAURATION DU SITE MINIER WINDFALL
# CONCEPTION DES HALDES ET DES INFRASTRUCTURES DE GESTION DES EAUX

MARS 2023

# PLAN DE RESTAURATION DU SITE MINIER WINDFALL

## CONCEPTION DES HALDES ET DES INFRASTRUCTURES DE GESTION DES EAUX

MINIÈRE OSISKO INC.

PROJET N$^{O}$ : 221-11330-08
DATE : 24 MARS 2023

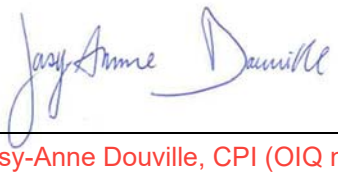
WSP CANADA INC.
1075, 3$^{E}$ AVENUE E
VAL-D'OR (QUÉBEC) J9P 0J7
CANADA

TÉLÉPHONE : +1 819 825-4711
TÉLÉCOPIEUR : +1 819 825-4715
WSP.COM

# SIGNATURES

**VOLET GÉOTECHNIQUE**

PRÉPARÉ PAR

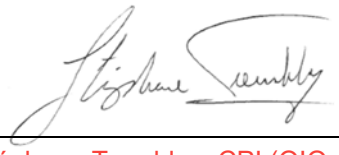


Josy-Anne Douville, CPI (OIQ nº 601 2095)
Assistante chargée de projet – Géotechnique

Camille Marois, CPI (OIQ nº 6053184)
Assistante chargée de projet – Géotechnique

**ESTIMATION DES COÛTS / MATÉRIAUX**

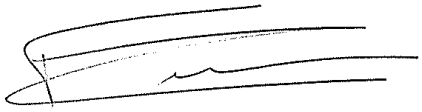
PRÉPARÉ PAR



Stéphane Tremblay, CPI (OIQ no 5079643)
Assistant chargé de projet – Géotechnique

RÉVISÉ PAR

Kristina Bondy, ing., M.ing. (OIQ nº 146 117)
Chargée de projet – Géotechnique




Frederic Choquet, ing. (OIQ nº 5030251)
Coordonnateur d'équipe– Résidus miniers

WSP Canada Inc. (WSP) a préparé ce rapport uniquement pour son destinataire, MINIÈRE OSISKO INC., conformément à la convention de consultant convenue entre les parties. Advenant qu'une convention de consultant n'ait pas été exécutée, les parties conviennent que les Modalités Générales à titre de consultant de WSP régiront leurs relations d'affaires, lesquelles vous ont été fournies avant la préparation de ce rapport.

Ce rapport est destiné à être utilisé dans son intégralité. Aucun extrait ne peut être considéré comme représentatif des résultats de l'évaluation.

Les conclusions présentées dans ce rapport sont basées sur le travail effectué par du personnel technique, entraîné et professionnel, conformément à leur interprétation raisonnable des pratiques d'ingénierie et techniques courantes et acceptées au moment où le travail a été effectué.

Le contenu et les opinions exprimées dans le présent rapport sont basés sur les observations et/ou les informations à la disposition de WSP au moment de sa préparation, en appliquant des techniques d'investigation et des méthodes d'analyse d'ingénierie conformes à celles habituellement utilisées par WSP et d'autres ingénieurs/techniciens travaillant dans des conditions similaires, et assujettis aux mêmes contraintes de temps, et aux mêmes contraintes financières et physiques applicables à ce type de projet.

WSP dénie et rejette toute obligation de mise à jour du rapport si, après la date du présent rapport, les conditions semblent différer considérablement de celles présentées dans ce rapport ; cependant, WSP se réserve le droit de modifier ou de compléter ce rapport sur la base d'informations, de documents ou de preuves additionnels.

WSP ne fait aucune représentation relativement à la signification juridique de ses conclusions.

La divulgation de tout renseignement faisant partie du présent rapport relève uniquement de la responsabilité de son destinataire. Si un tiers utilise, se fie, ou prend des décisions ou des mesures basées sur ce rapport, ledit tiers en est le seul responsable. WSP n'accepte aucune responsabilité quant aux dommages que pourrait subir un tiers suivant l'utilisation de ce rapport ou quant aux dommages pouvant découler d'une décision ou mesure prise basée sur le présent rapport.

WSP a exécuté ses services offerts au destinataire de ce rapport conformément à la convention de consultant convenue entre les parties tout en exerçant le degré de prudence, de compétence et de diligence dont font habituellement preuve les membres de la même profession dans la prestation des mêmes services ou de services comparables à l'égard de projets de nature analogue dans des circonstances similaires. Il est entendu et convenu entre WSP et le destinataire de ce rapport que WSP n'offre aucune garantie, expresse ou implicite, de quelque nature que ce soit. Sans limiter la généralité de ce qui précède, WSP et le destinataire de ce rapport conviennent et comprennent que WSP ne fait aucune représentation ou garantie quant à la suffisance de sa portée de travail pour le but recherché par le destinataire de ce rapport.

En préparant ce rapport, WSP s'est fiée de bonne foi à l'information fournie par des tiers, tel qu'indiqué dans le rapport. WSP a raisonnablement présumé que les informations fournies étaient correctes et WSP ne peut donc être tenue responsable de l'exactitude ou de l'exhaustivité de ces informations.

Les bornes et les repères d'arpentage utilisés dans ce rapport servent principalement à établir les différences d'élévation relative entre les emplacements de prélèvement et/ou d'échantillonnage et ne peuvent servir à d'autres fins. Notamment, ils ne peuvent servir à des fins de nivelage, d'excavation, de construction, de planification, de développement, etc.

Les recommandations de conception fournies dans ce rapport s'appliquent uniquement au projet et aux zones décrites dans le texte, et uniquement si elles sont construites conformément aux détails indiqués dans le présent rapport. Les commentaires fournis dans ce rapport sur les problèmes potentiels pouvant subvenir lors de la construction et sur les différentes méthodologies possibles sont uniquement destinés à guider le concepteur. Le nombre d'emplacements de prélèvement et/ou d'échantillonnage peut ne pas être suffisant pour évaluer l'ensemble des facteurs pouvant affecter la construction, les méthodologies et les coûts. WSP nie toute responsabilité pouvant découler de décisions ou actions prises découlant de ce rapport, sauf si WSP en est spécifiquement informée et y participe. Advenant une telle situation, la responsabilité de WSP sera déterminée et convenue à ce moment.

L'original du fichier électronique que nous vous transmettons sera conservé par WSP pour une période minimale de dix ans. WSP n'assume aucune responsabilité quant à l'intégrité du fichier qui vous est transmis et qui n'est plus sous le contrôle de WSP. Ainsi, WSP n'assume aucune responsabilité quant aux modifications faites au fichier électronique suivant sa transmission au destinataire.

Ces limitations sont considérées comme faisant partie intégrante du présent rapport.

# GESTION DE LA QUALITE

| VERSION | DATE | DESCRIPTION |
|---|---|---|
| 00 | 23 mars 2023 | Rapport préliminaire V1 |
| 01 | 24 mars 2023 | Rapport final |
| | | |
| | | |
| | | |
| | | |

# CLIENT

## MINIÈRE OSISKO INC.

| | |
|---|---|
| Directrice de projet | Kim-Quyên Nguyên, ing., MBA |
| Directeur construction | Yan Théberge |
| Vice-Présidente, Environnement et Relations communautaires | Andréanne Boisvert |

# ÉQUIPE DE RÉALISATION

## WSP CANADA INC. (WSP)

| | |
|---|---|
| Chargée de projet | Kristina Bondy, ing., M.ing. |
| Rédaction du rapport | Josy-Anne Douville, CPI<br>Camille Marois, CPI<br>Saleck Khnafer, CPI<br>Stéphane Tremblay, CPI |
| Révision du rapport | Kristina Bondy, ing., M.ing.<br>Frederic Choquet, ing., M.Sc.A, PMP |
| Traitement de texte et édition | Cathia Gamache |

*Référence à citer :*

WSP. 2023. *PLAN DE RESTAURATION DU SITE MINIER WINDFALL. CONCEPTION DES HALDES ET DES INFRASTRUCTURES DE GESTION DES EAUX*. DOCUMENT PRODUIT POUR MINIÈRE OSISKO INC. 55 PAGES ET ANNEXES.

# TABLE DES MATIÈRES


1 INTRODUCTION ..... 1

**1.1 MISE EN CONTEXTE ..... 1**

**1.2 MANDAT ET OBJECTIFS ..... 2**

2 DOCUMENTS DE RÉFÉRENCE, NORMES ET RÉGLEMENTATION APPLICABLES ..... 4

3 DONNÉES DE BASE ET CRITÈRES DE CONCEPTION ..... 6

**3.1 INTRANTS ..... 6**

3.1.1 DONNÉES TOPOGRAPHIQUES ..... 6

3.1.2 DONNÉES GÉOTECHNIQUES ..... 6

3.1.3 DONNÉES HYDROLOGIQUES ..... 6

3.1.4 DONNÉES GÉOCHIMIQUES ..... 6

**3.2 PARAMÈTRES DE CONCEPTION ..... 7**

3.2.1 SISMICITÉ DU SITE ..... 7

3.2.2 ÉVALUATION DU POTENTIEL DE LIQUÉFACTION ..... 8

3.2.3 COMPORTEMENT CONTRACTANT ET DILATANT DES SOLS PULVÉRULENTS ..... 8

3.2.4 ÉVALUATION DE LA STABILITÉ ..... 9

**3.3 CRITÈRES DE CONCEPTION ..... 11**

3.3.1 CRITÈRES DE STABILITÉ ..... 11

**3.4 MATÉRIAUX DE CONSTRUCTION ..... 12**

3.4.1 MATÉRIAUX DE FONDATION ..... 12

3.4.2 DIGUES DE BASSINS ..... 12

3.4.3 FOSSÉS ..... 12

3.4.4 CHOIX DU COMPLEXE D'ÉTANCHÉITÉ ..... 13

4 CONCEPTION DES HALDES ..... 14

**4.1 HALDE À STÉRILES ..... 14**

4.1.1 CONFIGURATION PROPOSÉE ..... 14

4.1.2 SOL DE FONDATION ..... 14

4.1.3 SÉLECTION DES COUPES ..... 15

4.1.4 CONDITIONS D'EAU SOUTERRAINE ..... 15

4.1.5 RÉSULTATS DES ANALYSES DE STABILITÉ ..... 16

# TABLE DES MATIÈRES *(suite)*


4.1.6 DISCUSSION DES RÉSULTATS DES ANALYSES DE STABILITÉ ..... 18

**4.2 HALDE À MINERAI ..... 18**

4.2.1 CONFIGURATION PROPOSÉE ..... 18

4.2.2 SOL DE FONDATION ..... 19

4.2.3 SÉLECTION DES COUPES ..... 19

4.2.4 CONDITIONS D'EAU SOUTERRAINE ..... 20

4.2.5 RÉSULTATS DES ANALYSES DE STABILITÉ ..... 20

4.2.6 DISCUSSION DES RÉSULTATS DES ANALYSES DE STABILITÉ ..... 21

**4.3 HALDE À MORT-TERRAIN ..... 21**

4.3.1 CONFIGURATION PROPOSÉE ..... 21

4.3.2 SOL DE FONDATION ..... 22

4.3.3 SÉLECTION DES COUPES ..... 22

4.3.4 CONDITIONS D'EAU SOUTERRAINE ..... 23

4.3.5 RÉSULTATS DES ANALYSES DE STABILITÉ ..... 23

4.3.6 DISCUSSION DES RÉSULTATS DES ANALYSES DE STABILITÉ ..... 24

5 CLASSIFICATION DES HALDES ..... 25

6 CONCEPTION DES INFRASTRUCTURES DE GESTION DES EAUX ..... 28

**6.1 BASSIN B ..... 28**

6.1.1 DONNÉES DE CONCEPTION ..... 28

6.1.2 SOLS DE FONDATION ..... 29

6.1.3 RÉSULTATS DES ANALYSES DE STABILITÉ ..... 29

**6.2 BASSINS C ET C2 ..... 30**

6.2.1 DONNÉES DE CONCEPTION ..... 30

6.2.2 SOLS DE FONDATION ..... 31

6.2.3 SÉLECTION DES COUPES ..... 31

6.2.4 RÉSULTATS DES ANALYSES DE STABILITÉ ..... 32

6.2.5 DISCUSSION DES RÉSULTATS DES ANALYSES DE STABILITÉ ..... 32

**6.3 BASSIN D2 ..... 33**

6.3.1 DONNÉES DE CONCEPTION ..... 33

6.3.2 SOLS DE FONDATION ..... 34

6.3.3 SÉLECTION DES COUPES ..... 34

6.3.4 RÉSULTATS DES ANALYSES DE STABILITÉ ..... 35

6.3.5 DISCUSSION DES RÉSULTATS DES ANALYSES DE STABILITÉ ..... 35

# TABLE DES MATIÈRES *(suite)*


**6.4 BASSIN F ..... 36**
6.4.1 DONNÉES DE CONCEPTION ..... 36
6.4.2 SOLS DE FONDATION ..... 37
6.4.3 SÉLECTION DES COUPES ..... 37
6.4.4 RÉSULTATS DES ANALYSES DE STABILITÉ ..... 37
6.4.5 DISCUSSION DES RÉSULTATS DES ANALYSES DE STABILITÉ ..... 38
**6.5 BASSIN J ..... 38**
6.5.1 DONNÉES DE CONCEPTION ..... 38
6.5.2 SOLS DE FONDATION ..... 39
6.5.3 SÉLECTION DES COUPES ..... 39
6.5.4 RÉSULTATS DES ANALYSES DE STABILITÉ ..... 40
6.5.5 DISCUSSION DES RÉSULTATS DES ANALYSES DE STABILITÉ ..... 41
**6.6 BASSIN PAR1 ..... 41**
6.6.1 DONNÉES DE CONCEPTION ..... 41
6.6.2 SOLS DE FONDATION ..... 42
6.6.3 SÉLECTION DES COUPES ..... 43
6.6.4 RÉSULTATS DES ANALYSES DE STABILITÉ ..... 43
6.6.5 DISCUSSION DES RÉSULTATS DES ANALYSES DE STABILITÉ ..... 44
**6.7 BASSIN PAR2 ..... 45**
6.7.1 DONNÉES DE CONCEPTION ..... 45
6.7.2 SOLS DE FONDATION ..... 45
6.7.3 SÉLECTION DES COUPES ..... 46
6.7.4 RÉSULTATS DES ANALYSES DE STABILITÉ ..... 46
6.7.5 DISCUSSION DES RÉSULTATS DES ANALYSES DE STABILITÉ ..... 47
**6.8 BASSIN U ..... 48**
6.8.1 DONNÉES DE CONCEPTION ..... 48
7 CLASSIFICATION PRÉLIMINAIRE DES DIGUES ..... 50
8 CONCEPTION DES FOSSÉS ..... 51
9 QUANTITÉS ET ESTIMATION DES COÛTS DE CONSTRUCTION ..... 52
**9.1 BASE DE L'ESTIMATION ..... 52**
**9.2 COÛTS UNITAIRES ..... 52**
**9.3 FRAIS GÉNÉRAUX ..... 52**

# TABLE DES MATIÈRES *(suite)*


9.4 HALDES....52
9.5 BASSINS....53
9.6 FOSSÉS DE DÉRIVATION....53
10 CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS....54
10.1 GÉNÉRALITÉS....54
10.2 RÉSULTATS....54
10.3 CLASSIFICATION....54
10.4 RECOMMANDATIONS....55

# TABLE DES MATIÈRES *(suite)*

*TABLEAUX*


TABLEAU 3-1 SISMICITÉ DES INFRASTRUCTURES AU SITE À L'ÉTUDE ....8
TABLEAU 3-2 COMPORTEMENTS CONTRACTANTS DES SOLS ....9
TABLEAU 3-3 PROPRIÉTÉS DES MATÉRIAUX UTILISÉES DANS LES ANALYSES DE STABILITÉ ....10
TABLEAU 3-4 PROPRIÉTÉS DES MATÉRIAUX CONTRACTANTS DANS LES ANALYSES DE STABILITÉ ....10
TABLEAU 3-5 VALEURS MINIMALES DES COEFFICIENTS DE SÉCURITÉ REQUIS POUR LA STABILITÉ DES PENTES ....11
TABLEAU 4-1 JUSTIFICATIONS DU CHOIX DES COUPES ANALYSÉES – HALDE À STÉRILES ....15
TABLEAU 4-2 RÉSULTATS DES ANALYSES DE STABILITÉ DE LA COUPE HS1 ....16
TABLEAU 4-3 RÉSULTATS DES ANALYSES DE STABILITÉ DE LA COUPE HS2 ....17
TABLEAU 4-4 RÉSULTATS DES ANALYSES DE STABILITÉ DE LA COUPE HS3 ....17
TABLEAU 4-5 RÉSULTATS DES ANALYSES DE STABILITÉ DE LA COUPE HS4 ....17
TABLEAU 4-6 RÉSULTATS DES ANALYSES DE STABILITÉ DE LA COUPE HS5 ....18
TABLEAU 4-7 JUSTIFICATIONS DU CHOIX DES COUPES ANALYSÉES – HALDE À MINERAI ....19
TABLEAU 4-8 RÉSULTATS DES ANALYSES DE STABILITÉ DE LA COUPE HM1 ....20
TABLEAU 4-9 RÉSULTATS DES ANALYSES DE STABILITÉ DE LA COUPE HM2 ....21
TABLEAU 4-10 RÉSULTATS DES ANALYSES DE STABILITÉ DE LA COUPE HM3 ....21
TABLEAU 5-1 POINTAGE ATTRIBUÉ POUR LES HALDES À STÉRILES, À MINERAI ET À MORT-TERRAIN EN FONCTION DE L'ÉVALUATION DES 7 PRINCIPAUX GROUPES ET LES FACTEURS RESPECTIFS ....27
TABLEAU 5-2 CLASSIFICATION DE STABILITÉ ET DE RISQUE DES HALDES À STÉRILES, MINERAI ET MORT-TERRAIN ....27
TABLEAU 6-1 CRITÈRES DE CONCEPTION ET CARACTÉRISTIQUES DU BASSIN B ....29
TABLEAU 6-2 CRITÈRES DE CONCEPTION ET CARACTÉRISTIQUES DES BASSINS C ET C2 ....30

# TABLE DES MATIÈRES *(suite)*

*TABLEAUX (SUITE)*


TABLEAU 6-3 JUSTIFICATIONS DU CHOIX DES COUPES ANALYSÉES – BASSINS C ET C2 ..... 31
TABLEAU 6-4 RÉSULTATS DES ANALYSES DE STABILITÉ DE LA COUPE BC1 ..... 32
TABLEAU 6-5 RÉSULTATS DES ANALYSES DE STABILITÉ DE LA COUPE BC2 ..... 32
TABLEAU 6-6 CRITÈRES DE CONCEPTION ET CARACTÉRISTIQUES DU BASSIN D2 ..... 33
TABLEAU 6-7 JUSTIFICATIONS DU CHOIX DES COUPES ANALYSÉES – BASSIN D2 ..... 34
TABLEAU 6-8 RÉSULTATS DES ANALYSES DE STABILITÉ DE LA COUPE BD2A ..... 35
TABLEAU 6-9 RÉSULTATS DES ANALYSES DE STABILITÉ DE LA COUPE BD2C ..... 35
TABLEAU 6-10 CRITÈRES DE CONCEPTION ET CARACTÉRISTIQUES DU BASSIN F ..... 36
TABLEAU 6-11 JUSTIFICATIONS DU CHOIX DE LA COUPE ANALYSÉE – BASSIN F ..... 37
TABLEAU 6-12 RÉSULTATS DES ANALYSES DE STABILITÉ DE LA COUPE BF1 ..... 38
TABLEAU 6-13 CRITÈRES DE CONCEPTION DU BASSIN J ..... 39
TABLEAU 6-14 JUSTIFICATIONS DU CHOIX DES COUPES ANALYSÉES ..... 40
TABLEAU 6-15 RÉSULTATS DES ANALYSES DE STABILITÉ DE LA COUPE BJ2 ..... 40
TABLEAU 6-16 RÉSULTATS DES ANALYSES DE STABILITÉ DE LA COUPE BJ3 ..... 41
TABLEAU 6-17 CRITÈRES DE CONCEPTION ET CARACTÉRISTIQUES DU BASSIN PAR 1 ..... 42
TABLEAU 6-18 JUSTIFICATIONS DU CHOIX DES COUPES ANALYSÉES – BASSIN PAR1 ..... 43
TABLEAU 6-19 RÉSULTATS DES ANALYSES DE STABILITÉ DE LA COUPE PAR1A ..... 44
TABLEAU 6-20 RÉSULTATS DES ANALYSES DE STABILITÉ DE LA COUPE PAR1B ..... 44
TABLEAU 6-21 CRITÈRES DE CONCEPTION ET CARACTÉRISTIQUES DU BASSIN PAR2 ..... 45
TABLEAU 6-22 JUSTIFICATIONS DU CHOIX DES COUPES ANALYSÉES – BASSIN PAR2 ..... 46
TABLEAU 6-23 RÉSULTATS DES ANALYSES DE STABILITÉ DE LA COUPE PAR2A ..... 47
TABLEAU 6-24 RÉSULTATS DES ANALYSES DE STABILITÉ DE LA COUPE PAR2B ..... 47
TABLEAU 6-25 CRITÈRES DE CONCEPTION ET CARACTÉRISTIQUES DU BASSIN U ..... 48

# TABLE DES MATIÈRES *(suite)*

## *FIGURES*


FIGURE 1-1 LOCALISATION GÉNÉRALE DU SITE MINIER DE WINDFALL.....1

FIGURE 5-1 STRUCTURE DE CLASSIFICATION DES HALDES (HAWLEY ET CUNNING, 2017. PG 32).....26


## *ANNEXES*


**A PLANS**

**B CARTES**

**C ALÉA SISMIQUE**

**D RÉSULTATS DES ANALYSES DE STABILITÉ**

**E FICHES TECHNIQUES**

**F CLASSIFICATION DES HALDES**

**G NOTE TECHNIQUE DE PHASAGE DE LA HALDE À STÉRILES**

# 1 INTRODUCTION

## 1.1 MISE EN CONTEXTE

Le site minier Windfall est un gîte aurifère détenu par Minière Osisko inc. (Osisko) situé sur le territoire d'Eeyou Istchee Baie-James, au Québec (Canada). Plus précisément à 270 km au nord-est de la ville de Val-d'Or et à 115 km à l'est du village de Lebel-sur-Quévillon. La figure 1-1 illustre la localisation du site à l'étude.

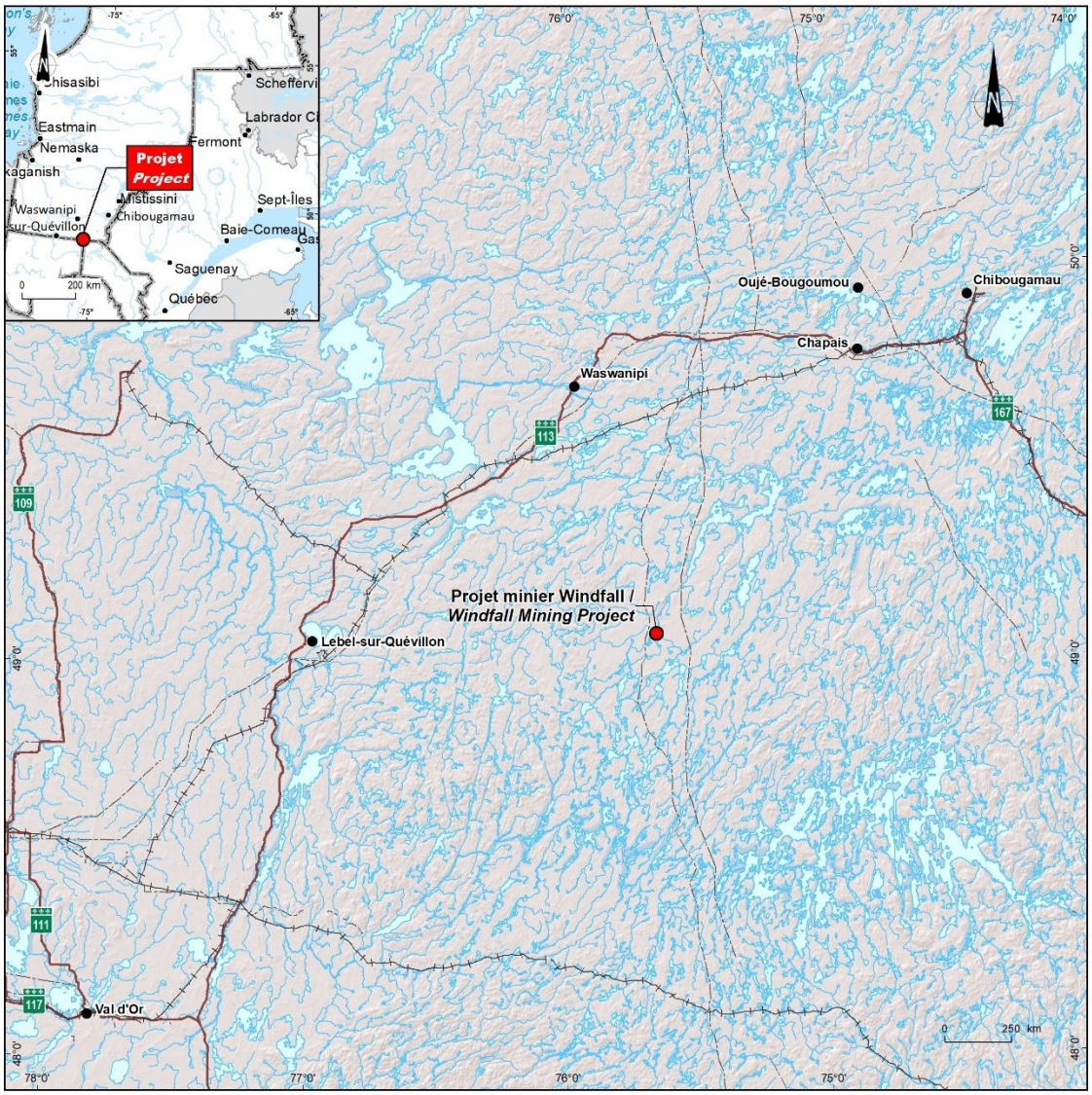



**Figure 1-1 Localisation générale du site minier de Windfall**

Dans le cadre du projet de faisabilité du projet minier Windfall, Osisko désire planifier les travaux de construction de différentes infrastructures nécessaires à l'exploitation de la mine prévue pour débuter en 2024. Les infrastructures faisant l'objet de la présente étude de faisabilité sont les haldes à stériles, à minerai et à mort-terrain, ainsi que les bassins B, C, C2, D2, F, J, U, PAR1 et PAR2.

À la suite de l'agrandissement de la halde à stériles prévu pour être réalisé en 2023 dans le cadre de l'échantillonnage en vrac, l'ajout d'un palier entre l'élévation 419 m et 437 m sur l'ensemble de la halde permettra d'entreposer 2,3 millions de tonnes (Mt) de stériles supplémentaires à partir de 2025. Un dernier agrandissement, dans la portion sud de la halde à stériles, permettra d'entreposer 3,73 Mt de stériles miniers supplémentaires à partir de 2030 pour un total cumulatif de 9,11 Mt.

Dans le cas des haldes à minerai et à mort-terrain, celles-ci permettront l'entreposage de 157 750 tonnes de minerai et 639 700 $m^3$ de mort-terrain.

Les infrastructures de gestion des eaux concernées dans le présent document de l'étude de faisabilité sont associées aux trois haldes susmentionnées, au site industriel ainsi qu'au parc à résidus. Il s'agit essentiellement des fossés périphériques de collecte des eaux, les fossés de déviation et de neuf (9) bassins de rétention pour la gestion des eaux.

Le bassin B récoltera les eaux du secteur industriel, les bassins C et C2 les eaux provenant de la halde à minerai et du tablier du concasseur. Le bassin D2 agira en support au bassin D. Le bassin F récoltera une portion des eaux provenant de l'agrandissement de la halde à stériles. Le bassin J collectera les eaux de la halde à mort-terrain. Le bassin U collectera les eaux du secteur de l'usine de traitement des eaux et de la route de halage se dirigeant vers le parc à résidus. Finalement, les bassins PAR1 et PAR2 récolteront les eaux du parc à résidus. La construction de toutes les infrastructures mentionnées est planifiée en 2024-2025, à l'exception de l'agrandissement de la halde à stériles, des bassins F et D2 et des fossés de collectes associés qui sont tous prévus en 2029.

La construction des infrastructures présentes dans cette étude de faisabilité est complémentaire à la conception des infrastructures traitées dans le rapport technique *Agrandissement de la halde à stériles existante et des infrastructures de gestion des eaux* soumis par WSP le 31 octobre 2022.

## 1.2 MANDAT ET OBJECTIFS

WSP Canada Inc. (WSP) a été mandaté par Osisko pour réaliser l'étude de faisabilité en vue de l'exécution des travaux planifiés en 2024 et 2029, soit l'agrandissement de la halde à stériles, la construction de la halde à minerai, de la halde à mort-terrain et des infrastructures de gestion des eaux. Comme présenté dans l'offre de services n$^o$ 201-11330-08_ODC1 datée du 7 juin 2022 et basée sur le contrat-cadre 151-11330-00 – Rev.2 2022, le mandat comprend essentiellement les activités suivantes :

- la conception de l'agrandissement de la halde à stériles atteignant sa capacité maximale;
- la conception de la halde à minerai;
- la conception de la halde à mort-terrain;
- la conception des fossés périphériques des haldes (stériles, minerai et mort-terrain);
- la conception des bassins d'accumulation des eaux temporaires, ainsi que les fossés associés;
- la mise à jour des coûts pour la restauration des infrastructures.

Dans le cadre de la faisabilité, WSP a également été mandaté afin de rédiger le chapitre 18, mettre à jour le chapitre 20, incluant la mise à jour de l'estimation des coûts de restauration, et contribuer à la rédaction des chapitres 1, 21, 25, 26 et 27 du rapport NI-43-101. Ce rapport fait partie d'un livrable distinct de l'étude de faisabilité. Le présent rapport technique établit les critères et les données utilisées lors de la conception des haldes, des bassins d'accumulation des eaux et des fossés connexes. Les résultats des analyses de stabilité effectués ainsi qu'une description détaillée des travaux projetés (incluant les plans et les coupes types des ouvrages) seront également présentés dans ce document.

Les recommandations générales relatives à la construction et à l'opération des haldes et des bassins seront abordées dans la dernière section de ce rapport technique. Il convient de mentionner que le volet hydrotechnique et la conception des stations de pompage ne font pas partie intégrante de ce document et seront abordés dans le cadre d'un document distinct.

# 2 DOCUMENTS DE RÉFÉRENCE, NORMES ET RÉGLEMENTATION APPLICABLES

La conception des haldes et des infrastructures de gestion des eaux a été effectuée en conformité avec les diverses exigences réglementaires, les documents de référence ainsi que les recommandations reconnues dans le domaine minier. Il s'agit, entre autres, de :


- Boulanger, R. W., & Idriss, I. M. 2014. CPT and SPT Based Liquefaction Triggering Procedures. Report No. UCD/CGM-14/01, Center for Geotechnical Modeling, Department of Civil and Environmental Engineering, University of California, Davis, CA, 134 pp.
- Bulletin technique : Application des recommandations de sécurité des barrages aux barrages miniers (Association canadienne des barrages [ACB], 2014.
- Duncan, J.M., Wright, S.G. and Wong, K.S. 1990. Slope Stability during Rapid Drawdown, Proceedings of H. Bolton Seed Memorial Symposium. Vol. 2.
- Données topographiques du fichier 151-11330-62-G02 confectionné par WSP lors de l'ingénierie détaillée pour la construction de l'agrandissement de la halde à stériles imperméabilisée (2018).
- Environnement Canada. 2021. Normales climatiques 1981-2010. Station Lebel-sur-Quévillon, Québec, Canada.
- GENIVAR. 2008 – Étude hydrogéologique- Site minier de Windfall Lake, Projet AV106787.
- Golder Associates Ltd. 2017. Rapport des forages WIN-17-190; WIN-17-191.
- Gouvernement du Québec - Ministère de l'Énergie et des Ressources naturelles (MERN). 2022. Guide de préparation du plan de réaménagement et de restauration des sites miniers au Québec.
- Hawley, M. and Cunning, J. 2017. Guidelines for Mine Waste Dump and Stockpile Design, CSIRO Publishing.
- Koerner. 2005. Designing with Geosynthetics 5th Edition.
- Ministère de l'Environnement, de la Lutte contre les changements climatiques, de la Faune et des Parcs. 2012. Directive 019 sur l'industrie minière, mars 2012.
- Osisko Mining Inc. 2019. Technical note on bulk density.
- Preliminary Economic Assessment of the Windfall Lake Project, prepared for Osisko Mining Inc., 2018.
- Preliminary Economic Assessment of the Windfall Lake Project, prepared for Osisko Mining Inc., 2021
- Recommandations de sécurité des barrages (Association canadienne des barrages [ACB], 2007, révisé en 2013).
- Shobha K Bhatia and Gautam Kasturi. 1996. Comparison of PVC and HDPE Geomembranes - Interface Friction Performance.
- Sadrekarimi. 2014. Effect of the Mode of Shear on Static Liquefaction Analysis.

- WSP. 2021. Rapports de forages provenant de la campagne géotechnique 2021 réalisée en été. Réf. WSP : 201-11330-29.
- WSP. 2022a. Rapports de forages provenant de la campagne géotechnique 2022 réalisée en hiver. Réf. WSP : 201-11330-29.
- WSP. 2022b. Étude géotechnique pour la conception des infrastructures de surface, Rapport géotechnique factuel - Agrandissement de la halde à stériles, Site minier Windfall, Baie-James. Rapport produit pour Osisko Mining Inc. Réf. WSP : 201-11330-29.
- WSP. 2022c. Étude géotechnique pour la conception des infrastructures de surface, Rapport géotechnique factuel - Halde à minerai, Site minier Windfall, Baie-James. Rapport produit pour Osisko Mining Inc. Réf. WSP : 201-11330-29.
- WSP. 2022d. Étude géotechnique pour la conception des infrastructures de surface, Rapport géotechnique factuel – Bassin B, Site minier Windfall, Baie-James. Rapport produit pour Osisko Mining Inc. Réf. WSP : 201-11330-29.
- WSP. 2022e. Étude géotechnique pour la conception des infrastructures de surface, Rapport géotechnique factuel – Bassin C, Site minier Windfall, Baie-James. Rapport produit pour Osisko Mining Inc. Réf. WSP : 201-11330-29.
- WSP. 2022f. Étude géotechnique pour la conception des infrastructures de surface, Rapport géotechnique factuel – Bassin D, Site minier Windfall, Baie-James. Rapport produit pour Osisko Mining Inc. Réf. WSP : 201-11330-29.
- WSP. 2022g. Étude géotechnique pour la conception des infrastructures de surface, Rapport géotechnique factuel – Bassin F, Site minier Windfall, Baie-James. Rapport produit pour Osisko Mining Inc. Réf. WSP : 201-11330-29.
- WSP. 2022h. Étude géotechnique pour la conception des infrastructures de surface, Rapport géotechnique factuel – Bassin J, Site minier Windfall, Baie-James. Rapport produit pour Osisko Mining Inc. Réf. WSP : 201-11330-29.
- WSP. 2022i. Agrandissement de la halde à stériles existante et des infrastructures de gestion des eaux. Réf. WSP : 221-11330-02.
- WSP. 2023a. 2021-2022 Geotechnical Investigation at the Tailings Management Facility – Factual Report – Windfall Project, Québec. Ref. no.: GAL116-20146303-21006-RA-Rev0.
- WSP. 2023b. Plan de gestion des eaux en soutient à l'étude de faisabilité – Projet Windfall, Québec. Réf nº :GAL139-2148985706-RF-RevA
- WSP. 2023c. Rapport sectoriel – Caractérisation géochimique des matériaux miniers – Projet Windfall, Québec. Réf nº : GAL137-2148985706.
- Olson. 2003. Yield Strength Ratio and Liquefaction Analysis of Slopes and Embankments.

# 3 DONNÉES DE BASE ET CRITÈRES DE CONCEPTION

## 3.1 INTRANTS

### 3.1.1 DONNÉES TOPOGRAPHIQUES

Les données topographiques fournies par Osisko et utilisées dans le cadre de cette étude sont présentées comme suit :

- le relevé topographique LiDAR daté du 1er avril 2022;
- le relevé topographique de la halde à stériles existante daté du 2 septembre 2022;
- le plan de surface des infrastructures existantes - Mise à jour datée de novembre 2022.

### 3.1.2 DONNÉES GÉOTECHNIQUES

Les informations géotechniques disponibles sont présentées dans les rapports/études suivants :

- WSP. 2021. Rapports de forages provenant de la campagne géotechnique 2021 réalisée en été (réf. 201-11330-29).
- WSP. 2022. Rapports de forages provenant de la campagne géotechnique 2022 réalisée à l'hiver (réf. 201-11330-29).
- WSP. 2023a. 2021-2022 Geotechnical Investigation at the Tailings Management Facility – Factual Report – Windfall Project, Québec. Ref. no.: GAL116-20146303-21006-RA-Rev0.
- GENIVAR. 2008. Étude hydrogéologique- Site minier de Windfall Lake, Projet AV106787.

### 3.1.3 DONNÉES HYDROLOGIQUES

Les données hydrologiques utilisées dans le cadre de cette étude sont présentées dans le rapport suivant :

- WSP. 2023b. Plan de gestion des eaux en soutient à l'étude de faisabilité – Projet Windfall, Québec. Réf nº : GAL139-2148985706-RF-RevA.

### 3.1.4 DONNÉES GÉOCHIMIQUES

Les données géochimiques utilisées dans le cadre de ce projet proviennent essentiellement du rapport suivant. Basés sur les résultats des essais en laboratoire effectués (statiques et cinétiques), les stériles miniers et le minerai produit dans le cadre du projet Windfall sont potentiellement générateurs d'acide et lixiviables (métaux).

- WSP. 2023c. Rapport sectoriel – Caractérisation géochimique des matériaux miniers – Projet Windfall, Québec. Réf. nº GAL137-2148985706.

# 3.2 PARAMÈTRES DE CONCEPTION

## *3.2.1 SISMICITÉ DU SITE*

### CATÉGORIE D'EMPLACEMENT SISMIQUE

La catégorie d'emplacement sismique du site sert à l'analyse du potentiel de liquéfaction ainsi qu'à la vérification de stabilité des pentes. Afin de déterminer la catégorie d'emplacement sismique du site sous l'emprise des différentes infrastructures concernées, la résistance moyenne à la pénétration standard ($N_{60}$) a été évaluée dans les 30 premiers mètres des sols de fondations et lorsque cela s'applique, des profils de levés MASW ont été traités et fournissent des valeurs de $V_s$ 30. Selon le tableau 4.1.8.4.A du Code national de bâtiment (CNB, 2015) et les résultats de forages réalisés dans les secteurs, la catégorie d'emplacement sismique des sites est présentée dans le tableau 3-1 suivant.

### ALÉA SISMIQUE

L'accélération maximale au sol (AMS) a été obtenue par le Service canadien d'information sur les risques sismiques. Selon l'annexe 1 du Guide de restauration (MERN, 2022) : « *Les normes du Code national du bâtiment du Canada ainsi que les données fournies par la Commission géologique du Canada doivent servir de référence pour la détermination des paramètres sismiques* ». Par ailleurs, il a été mentionné dans la section 2.9.3.1 de la D019 sur l'industrie minière (MDDELCC, 2012) : « *Le choix de la récurrence du séisme de conception doit être justifié par rapport au risque que l'ouvrage représente, à sa susceptibilité de rupture en condition séismique et au nombre et à la précision des méthodes d'investigations géotechniques utilisées pour déterminer les intrants de conception. La récurrence du séisme de conception ne doit pas être inférieure à la probabilité de dépassement annuelle de 1/2475 ans* ». Dans le cas de la présente étude, la valeur du coefficient sismique horizontal, correspondant à une probabilité de dépassement de 2 % de probabilité en 50 ans (période de récurrence de 1/2 500 ans), a été considérée. La fiche de résultats détaillés est présentée à l'annexe C.

En se basant sur les données de désagrégation fournies par le Service canadien d'information sur les risques, la magnitude du séisme a été établie à 7,4 et l'accélération maximale au sol (AMS) est de 0,052 g pour un site de classe « C ». Une correction a été appliquée à cette valeur selon la catégorie d'emplacement du site. Ainsi, les coefficients sismiques $k_h$ retenus pour les analyses de stabilité pseudo-statique sont considérés égaux à 50 % de l'AMS. L'accélération maximale au sol varie entre 0,047 et 0,067 selon la classification de l'infrastructure. Le tableau 3-1 suivant présente les différentes valeurs correspondant aux différentes infrastructures à l'étude.

**Tableau 3-1 Sismicité des infrastructures au site à l'étude**

| Infrastructure | Catégorie d'emplacement sismique | Valeur maximale au sol (AMS) | Coefficient sismique ($k_h$) |
|---|---|---|---|
| Halde à stériles | C | 0,052 | 0,026 |
| Halde à minerai | C | 0,052 | 0,026 |
| Halde à mort-terrain | A | 0,047 | 0,024 |
| Bassin B [1] | C | 0,052 | 0,026 |
| Bassin C et C2 | C | 0,052 | 0,026 |
| Bassin D2 | C | 0,052 | 0,026 |
| Bassin F | C | 0,052 | 0,026 |
| Bassin J | C | 0,052 | 0,026 |
| Bassin PAR1 | D | 0,067 | 0,034 |
| Bassin PAR2 | C | 0,052 | 0,026 |

1 : Bassin en excavation dans le roc uniquement.

### 3.2.2 ÉVALUATION DU POTENTIEL DE LIQUÉFACTION

Des analyses ont été réalisées afin de vérifier si les sols de fondation sous les infrastructures possèdent ou non les propriétés mécaniques pour se liquéfier lors d'un séisme important. Les analyses sont basées sur certains forages de la campagne géotechnique réalisée à l'été 2021 par WSP (WSP, 2021) et la campagne réalisée à l'hiver 2022 par WSP (WSP, 2022) et Golder (WSP,2023a). Ces sondages sont identifiés dans les sections 4 et 6.

L'évaluation du potentiel de liquéfaction a été effectuée selon la méthode de calculs simplifiée (Boulanger et Idriss, 2014) sur la base des valeurs d'essais de pénétration standards (indice SPT « N ») obtenues dans les forages géotechniques. Cette approche a été utilisée pour les dépôts naturels pulvérulents. Cette analyse consiste à comparer la contrainte de cisaillement (CSR) induite dans le sol par un séisme donné à la résistance au cisaillement (CRR), disponible dans le sol lors de ce même séisme. Les calculs du CSR ont été réalisés à partir de l'accélération horizontale maximale présentée au tableau 3-1 précédent et comme spécifié à la section 3.2.1.

Sous l'effet d'une secousse sismique de magnitude 7,4, les calculs démontrent que les dépôts pulvérulents au site ne sont pas liquéfiables. Seul le forage BH-22-19 présente des valeurs très près du facteur de sécurité critique (FS=1). Une analyse plus détaillée par sondages au piézocône est planifiée à l'hiver 2023 dans le secteur concerné afin de confirmer la présence de sols liquéfiables.

### 3.2.3 COMPORTEMENT CONTRACTANT ET DILATANT DES SOLS PULVÉRULENTS

La compréhension des conditions des sols en place permet d'identifier les potentiels de mécanisme de rupture et d'évaluer la stabilité des sols. Dans le cadre de l'étude, selon les données disponibles au moment de l'interprétation des données, une évaluation préliminaire des conditions de sols a été réalisée.

Le phénomène de la déformation volumique contractant-dilatant indique que l'état du matériel se situe de part et d'autre de la ligne d'état critique. Un matériel contractant peut subir une perte de résistance lorsqu'une charge est appliquée ou lorsqu'il est cisaillé. Ce phénomène est principalement causé par l'accumulation de pressions d'eau interstitielle. Les matériaux contractants sont également susceptibles de se liquéfier et de créer une rupture qui engendre l'écoulement des sols sous l'effet d'une charge statique ou cyclique. Un matériel dilatant n'a pas tendance à générer des pressions d'eau interstitielle critiques sous des conditions statiques, mais peut être susceptible à la liquéfaction et à l'écoulement des sols sous une charge cyclique.

Basé sur la méthode de Olson and Stark (2003) et de Sadrekamiri (2014), la résistance (Su/σ'vo) a été déterminée selon les résultats de l'essai de pénétration standard (SPT). Trois zones ont été ciblées présentant un potentiel de comportement des sols contractant basé sur les descriptions stratigraphiques obtenues par les campagnes géotechniques de WSP (WSP, 2022, 2021) et celle de Golder (WSP, 2023a). Le tableau 3-2 suivant présente les zones ciblées, les forages évalués ainsi que le résultat de l'analyse.

**Tableau 3-2 Comportements contractants des sols**

| Zone | Forage | Présence de couches contractantes (O/N) |
|---|---|---|
| Bassin C | F-17-22 | N |
| | F-18-22 | O |
| | F-19-22 | O |
| | BC-F01-21 | N |
| | RC-F03-21 | N |
| Bassin PAR1 | BH-22-06 | O |
| | BH-22-07 | O |
| | BH-22-19 | O |
| | BH-22-25 | O |
| Bassin PAR2 | R-F01-21 | N |
| | BH-22-13 | O |
| | F-93-22 | O |
| | F-94-22 | N |

Les sols de fondation rencontrés sur le site possèdent un comportement généralement dilatant. Cependant, certaines couches rencontrées dans les sondages du tableau précédent présentent des couches d'épaisseur variable de matériel pulvérulent avec un comportement contractant. Ces sondages sont tous localisés dans des milieux humides, généralement sous un épais dépôt de tourbe ou terre végétale.

### 3.2.4 ÉVALUATION DE LA STABILITÉ

#### MÉTHODE DE CALCULS

Le logiciel Slope/W, version 2022.1, de la suite GeoStudio, a été utilisé pour procéder à tous les calculs de stabilité selon la méthode de l'équilibre limite et la distribution des forces suivant la méthode de Morgenstern-Price.

La méthode « Entrée-Sortie » a été utilisée pour spécifier les zones de recherche des surfaces de ruptures circulaires critiques. L'option d'optimisation incrémentale a été appliquée pour toutes les analyses afin de raffiner la géométrie des surfaces de rupture et ainsi obtenir les coefficients de sécurité minimum associés à chaque condition évaluée.

#### PARAMÈTRES GÉOTECHNIQUES

Les propriétés géotechniques des différents matériaux ont été établies à partir des informations provenant des forages dans les secteurs à l'étude lors de la campagne géotechnique réalisée à l'été 2021 par WSP (WSP, 2021) et les campagnes réalisées à l'hiver 2022 par WSP (WSP, 2022) et Golder (WSP, 2023a), la campagne 2007 (GENIVAR, 2008) ainsi que les résultats des essais en laboratoire. Selon les différents sondages analysés, différents types de matériaux de fondations ont été identifiés. Le tableau 3-3 présente les valeurs des propriétés utilisées des matériaux rencontrés lors des analyses de stabilité.

**Tableau 3-3 Propriétés des matériaux utilisées dans les analyses de stabilité**

| Matériaux | | Masse volumique (kN/m³) | Cohésion (kPa) | Angle de friction (°) |
|---|---|---|---|---|
| A. | Terre végétale | 13,5 | 0 | 27 |
| B.1 | Sable avec traces de silt et gravier, lâche à très lâche | 18 | 0 | 27 |
| B.2 | Sable, un peu à traces de gravier et traces de silt, compact | 18,5 | 0 | 32 |
| B.3 | Sable silteux à traces de silt et gravier, dense | 19,5 | 0 | 34 |
| B.4 | Sable, un peu de gravier et traces de silt, devenant très dense | 19,5 | 0 | 36 |
| B.5 | Sable silteux à un peu de silt, traces d'argile, compact | 18,5 | 0 | 32 |
| B.6 | Silt sableux à sable silteux, traces de gravier, dense | 17,5 | 0 | 34 |
| B.7 | Silt sableux, compact | 17,5 | 0 | 30 |
| B.8 | Silt sableux à un peu de sable, lâche | 17,5 | 0 | 28 |
| B.9 | Sable un peu de silt à sable et silt, lâche. | 17 | 0 | 28 |
| C.1 | Sable et gravier à graveleux, un peu à traces de silt, compact | 20 | 0 | 32 |
| C.2 | Sable et gravier à graveleux, un peu à traces de silt, dense | 20 | 0 | 36 |
| C.3 | Gravier, un peu de sable, lâche | 20 | 0 | 30 |
| D | Stérile minier (1) | 19 | 0 | 35 |
| E | Minerai (2) | 20 | 0 | 36 |
| F.1 | Système d'imperméabilisation avec PEHD lisse (3) | 9,50 | 0 | 16 |
| F.2 | Système d'imperméabilisation avec PEHD texturé (4) | 9,50 | 0 | 24 |
| G.1 | Remblai granulaire compacté | 20 | 0 | 34 |
| G.2 | Remblai granulaire digue | 20 | 0 | 32 |
| H | Enrochement de protection | 21 | 0 | 38 |
| I | Sable et gravier - Filtre | 21 | 0 | 34 |
| J | Empilement de mort-terrain | 17 | 0 | 26 |
| | Roc | Impénétrable | | |

(1) La masse volumique des stériles miniers est basée sur la densité des différents types de roc dans le secteur exploité provenant du PEA (2021). Les valeurs se situent entre 2,65 – 2,86 t/m$^3$. Selon les données fournies par le client, une densité *in situ* de 2,77 t/m$^3$ et un coefficient de foisonnement typique de 36 % ont été retenus pour la conception.
(2) La masse volumique du minerai est basée sur la densité des différents types de roc dans le secteur exploité provenant du PEA (2021) et d'une note technique sur le poids volumique réalisé par Osisko. Les valeurs se situent entre 2,8 – 2,86 t/m$^3$. Un facteur de foisonnement de 36 % a été appliqué.
(3) Angle de frottement interne estimé à partir de Bhatia et Kasturi (1996). Poids volumique estimé à partir de la fiche technique de la membrane, dont la densité est de 0,94 t/m$^3$.
(4) Angle de frottement interne est estimé à partir de Koerner (2005) pour l'interface entre une géomembrane – géotextile de type non-tissé aiguilleté (*nonwoven needle punched)*

Comme mentionné dans la section 3.2.3, certains secteurs du site démontrent des comportements de sols contractants selon la méthode Sadrekarimi (2014) qui analyse les valeurs de l'indice de pénétration « N » de l'essai SPT. Les zones ciblées dans l'étude se trouvent dans l'emprise des futurs bassins PAR1, PAR2 et C. Les matériaux de fondation rencontrés dans ces secteurs se caractérisent par une compacité très lâche à lâche. Les paramètres présentés au tableau 3-4 ci-dessous ont été considérés dans des analyses de stabilité dans les secteurs démontrant des couches de sols contractants. Ces paramètres seront réévalués à l'étape de l'ingénierie de détail.

**Tableau 3-4 Propriétés des matériaux contractants dans les analyses de stabilité**

| Matériaux | | Masse volumique (kN/m³) | Cohésion (kPa) | Constante (1) $\sigma'_v$/Su |
|---|---|---|---|---|
| B.1 | Sable avec traces de silt et gravier, lâche à très lâche | 18 | 5 | 0,23 |
| B.9 | Sable un peu de silt à sable et silt, lâche. | 17 | 5 | 0,23 |

(1) Valeur déterminée selon la méthode de Sadrekarimi (2014)

# 3.3 CRITÈRES DE CONCEPTION

## 3.3.1 CRITÈRES DE STABILITÉ

Les ouvrages de rétention d'eau et de gestion des stériles miniers, minerai et mort-terrain doivent respecter les critères énoncés dans la Directive 019 (D019) sur l'industrie minière (MDDELCC[1], 2012), dans le Guide de préparation du plan de réaménagement et de restauration des sites miniers au Québec (Guide de restauration) (MERN, 2022) et les recommandations sur la sécurité des barrages données par l'Association canadienne des barrages (ACB, 2014).

Les différentes infrastructures doivent rester stables lorsqu'elles sont sollicitées par les chargements statiques et dynamiques à court et à long terme. Conformément aux recommandations mentionnées à l'annexe 1 du Guide de restauration (MERN, 2022), les facteurs de sécurité minimaux ont été considérés pour évaluer la stabilité des haldes à stériles, à minerai et de mort-terrain. Les facteurs de sécurité des bassins ont été considérés selon les recommandations de sécurité des barrages miniers de l'ACB (ACB, 2014). Les critères de stabilité retenus dans le cadre de cette étude sont détaillés au tableau 3-5.

**Tableau 3-5 Valeurs minimales des coefficients de sécurité requis pour la stabilité des pentes**

| Type d'ouvrage | Condition | Coefficient de sécurité ciblé |
|---|---|---|
| Haldes à stériles, minerai et mort-terrain | Stabilité locale statique (long terme) | 1,2 |
| | Stabilité globale statique (court et long terme)[1] | 1,5 |
| | Analyse pseudo-statique | 1,1 |
| Digues des bassins | Stabilité statique (court terme) – Pente amont et aval | 1,3 |
| | Stabilité statique (long terme) – Pente amont et aval | 1,5 |
| | Stabilité pseudo-statique (long terme) – Pente amont et aval | 1,1 |
| | Vidange rapide – Pente amont | 1,3 |

1 : La fondation sous la halde est du sable avec une conductivité hydraulique élevée, suggérant que les surpressions interstitielles survenant pendant la construction sont négligeables.

Dans le cas à l'étude, la condition de vidange rapide a été jugée non nécessaire pour l'évaluation de la stabilité considérant que le corps de la digue ne sera pas saturé en eau. De plus, les matériaux au-dessus de la membrane sont des matériaux drainants et très perméables. Selon Duncan (1991), une analyse de vidange rapide est nécessaire lorsque le niveau d'eau change rapidement et que les pressions interstitielles dans la pente n'ont pas le temps de s'équilibrer. Ainsi, le matériel proposé composant la digue (au-dessus de la géomembrane) doit être drainant d'une perméabilité supérieure à $10^{-4}$ m/s.

D'autres vérifications ont été réalisées, telles qu'une analyse portant sur le soulèvement de la géomembrane afin de valider l'épaisseur de l'enrochement du fond du bassin. Selon le niveau d'eau critique de la nappe souterraine ainsi que le niveau d'opération d'eau minimale dans le bassin, l'épaisseur d'enrochement prévue au fond du bassin sera suffisante pour maintenir la géomembrane en place.

1 Aujourd'hui le ministère de l'Environnement et de la Lutte contre les changements climatiques (MELCCFP).

## 3.4 MATÉRIAUX DE CONSTRUCTION

Compte tenu de la nature des milieux naturels près des ouvrages à construire ainsi que des propriétés chimiques de l'eau à gérer, l'imperméabilisation des bassins et des haldes est requise. Aucun matériau naturel imperméable (till de bonne qualité ou argile) n'est disponible à proximité du site et des infrastructures visées dans le présent document. Pour cette raison, l'utilisation de géomembranes étanche est préconisée pour imperméabiliser les bassins, les assises des haldes à stériles et à minerai ainsi que les fossés collecteurs autour de ces ouvrages.

### *3.4.1 MATÉRIAUX DE FONDATION*

Les différentes infrastructures reposeront soit sur le terrain naturel ou sur un remblai contrôlé provenant de la carrière adjacente au site ou de l'excavation à proximité, ou provenant des stériles non générateurs acide acceptables. La préparation des assises comprend l'excavation de la matière organique, le nivellement et la compaction de la couche de surface. Certaines infrastructures nécessitent l'ajout d'un remblai afin de niveler le terrain et d'autres seront complètement en excavation. Le remblai de fondation recommandé consiste en un matériau granulaire compactable dont les particules sont inférieures à 200 mm. Le remblai devra également être non générateur d'acide et exempt de matières organiques.

La halde à stériles nécessite un remblai de fondation afin de niveler l'assise qui recevra la membrane. La halde à mort-terrain sera construite directement sur le terrain naturel. La halde à minerai sera positionnée sur le tablier du concasseur.

Dans le cas où le fond d'excavation d'un bassin est dans le sol meuble, aucune assise n'est prévue sous la géomembrane. En effet, les matériaux naturels, essentiellement composés de sable, conviennent aux spécifications du fabricant. Aux endroits où le fond d'excavation se situe dans le roc, une assise granulaire de protection doit être installée entre le roc et la membrane. L'assise doit être de 150 mm d'épaisseur et exempt d'éléments supérieurs à 20 mm.

### *3.4.2 DIGUES DE BASSINS*

Les digues des bassins sont construites en remblai composé de matériau granulaire compactable non générateur d'acide et imperméabilisé avec une géomembrane. Le remblai utilisé doit être exempt de matière organique et de particules supérieures à 200 mm. Les digues seront compactées en couche de 300 mm en s'assurant que les derniers 150 mm adjacents à la géomembrane soient exempts de particules supérieures à 20 mm de diamètre.

La conception préliminaire des bassins prévoyait que lorsque la hauteur d'une digue était supérieure à 5 m un drain devait être construit au pied aval de la digue. Toutefois, des analyses additionnelles avec les informations collectées indiquent que le drain n'était pas requis.

Un drain, composé de sable et gravier et recouvert d'un géotextile de type texel 918, a toutefois été prévu dans l'estimation des coûts soumise dans la NI-43-101.

### *3.4.3 FOSSÉS*

Afin de maintenir l'écoulement, les fossés sont excavés ou construits en remblai. Dans le cas des fossés en remblai, le remblai utilisé sera composé de matériaux granulaires compactables non générateurs d'acide et exempts de matière organique.

Les fossés liés aux infrastructures d'entreposage des matériaux possiblement générateurs d'acide (haldes à stériles et minerai) doivent être imperméabilisés par une géomembrane. La géomembrane est installée directement dans le fond d'excavation ou sur le remblai et protégée par un géotextile de type Texel 918 et un empierrement 50-150 mm d'une épaisseur de 300 mm.

Les fossés de dérivations et les fossés liés à la halde à mort-terrain et au bassin J seront membranés avec un en empierrement 50-150 mm sur 300 mm d'épaisseur. Un géotextile 918 sera installé sous l'assise de la halde à mort-terrain et sous l'empierrement de protection.

### 3.4.4 CHOIX DU COMPLEXE D'ÉTANCHÉITÉ

La géomembrane de polyéthylène haute densité (PEHD) de 2,0 mm d'épaisseur texturée sur les deux faces est recommandée pour assurer l'étanchéité des fossés, de la halde à stériles, de la halde à minerai et les bassins. Les fiches techniques des géomembranes Solmax, répondant aux besoins définis, sont présentées à l'annexe E. Les conditions suivantes ont permis d'établir ces choix :

- souplesse du matériau qui pourra supporter d'éventuelles déformations (jusqu'à 13 %);
- résistance aux agressions chimiques élevée, de l'eau transitant par les bassins (voir section 3.1.4);
- force de frottement accrue entre la géomembrane et les matériaux pour assurer la stabilité dans les talus.

La géomembrane PEHD 2,0 mm est posée sur un géotextile de type Texel 918. Par la suite, un remblai de protection en deux couches séparées par un géotextile de type Texel 918 est installé sur la géomembrane. La première couche est un matériau granulaire (20 mm max.) sur 150 mm d'épaisseur et la seconde, un enrochement de calibre 20-600 mm sur une épaisseur variant de 600 mm à 850 mm. Dans le cas où le bassin serait excavé dans le roc, comme pour les bassins B, C2, D2, F et PAR2, une assise granulaire (20 mm max) de 150 mm d'épaisseur est prévue sous le complexe d'étanchéité et au-dessus du roc dynamité. Pour les excavations dans le mort-terrain non organique, aucune couche de protection n'est requise sous le complexe d'étanchéité et l'installation peut se faire directement sur le terrain naturel compétent. Les fiches techniques de ces produits sont présentées à l'annexe E.

Les profondeurs d'excavation ont généralement été limitées de façon à éviter les nappes d'eau souterraine. Les élévations des nappes d'eau souterraine aux emplacements des bassins sont évaluées selon quelques tubes ouverts installés dans les forages géotechniques et les observations de saturation lors de l'échantillonnage. Selon les données disponibles, pour les bassins C, C2, D2, J et F, il n'a pas été jugé nécessaire d'ajouter un système de drainage sous les géomembranes pour gérer d'éventuelles poussées hydrostatiques. Par contre, pour les bassins PAR1 et PAR2, un système de pompage doit être planifié lors de la construction considérant le niveau élevé de la nappe souterraine. Le drainage sous les géomembranes devra être réévalué à l'étape de l'ingénierie de détail.

# 4 CONCEPTION DES HALDES

## 4.1 HALDE À STÉRILES

### 4.1.1 CONFIGURATION PROPOSÉE

Étant donné que les stériles sont possiblement générateurs d'acide et que les matériaux naturels de l'assise ont une bonne perméabilité, il est prévu d'ajouter une imperméabilisation à l'assise de la halde à stériles et ses fossés. Comme mentionné à la section 3.4.4, une géomembrane en PEHD sera connectée à celle de la halde existante au moment de la construction. Afin de protéger la géomembrane contre le poinçonnement, un géotextile 918 de Texel, ou équivalent approuvé, sera installé directement au-dessus et en dessous de la géomembrane. De plus, un matériau granulaire (D.max. <50 mm) de 300 mm d'épaisseur sera mis en place par-dessus les géosynthétiques.

L'agrandissement de la halde s'effectuera en deux phases, dont la première phase constitue en un ajout de palier lorsque la capacité aura atteint 3,08 Mt et la seconde en un agrandissement au sud-est de la halde actuelle lorsque celle-ci atteindra 5,38 Mt. L'ajout du palier permettra d'entreposer 2,3 Mt et l'agrandissement de la halde à stériles permettra d'entreposer 3,73 Mt de stériles supplémentaires sur une superficie d'environ 69 500 $m^2$. Selon la configuration proposée, la halde à stériles pourra accueillir un total de 9,11 Mt à la fin de la vie de la mine. La note technique, *Halde à stériles miniers – Hypothèses et plan de remplissage*, préparer par WSP et joint à l'annexe G, résume les hypothèses de conception de la halde à stérile, les caractéristiques de la halde ainsi que les quantités (volumes) de stériles qui sont présentement entreposés sur le site de plus que les quantités qui seront à entreposer au cours de la vie de la mine.

La halde à stériles sera construite avec deux paliers d'environ 17 et 15 m de hauteur chacun et un plateau de 10 m de largeur est prévu entre les deux paliers. Les pentes proposées pour la halde sont de 3H:1V. Il est prévu que la halde ait une élévation maximale de 437 m. Une partie de l'agrandissement final superpose l'empreinte de la halde à mort-terrain existante. Le matériel dans la halde à mort-terrain sera déplacé avant la construction de cet agrandissement. La vue en plan et les profils longitudinal et transversal de la halde à stériles proposée sont présentés sur le plan 810-C-0601-ZA de l'annexe A.

### 4.1.2 SOL DE FONDATION

Dans la zone à l'étude de la halde actuelle et de l'agrandissement de la halde à stériles, dix (10) forages, neuf (9) tranchées et un (1) relevé géoradar ont été réalisés au cours des campagnes géotechniques 2021 et 2022 (WSP, 2021 et WSP, 2022). Les forages réalisés lors de la campagne 2021 sont AHS-F01-21 à AHS-F04-21 et BA-F01-21, alors que les tranchées sont AHS-TR01-21 à AHS-TR06-21 et BF-TR01-21 à BF-TR03-21. Les forages réalisés lors de la campagne 2022 sont les forages F36-22 et F37-22. De plus, trois forages de la campagne 2007 (GENIVAR, 2008) sont présents dans la zone à l'étude, soit les forages WIN-07-173, WIN-07-174 et WIN-07-178. Selon les rapports de forages et le relevé géoradar, la stratigraphie dans l'ordre descendant se présente comme suit :

- Une couche de sol organique ou de sphaigne d'une épaisseur de 0 à 0,15 m, en surface, interceptée dans tous les sondages à l'exception des sondages F37-22, AHS-TR05-21 et AHS-TR06-21. Une couche de sol organique entre 0,70 et 1,04 m a été rencontrée dans les tranchées AHS-TR05-22 et AHS-TR06-22 et une couche de tourbe d'une épaisseur de 1,29 m a été rencontrée dans le forage F37-22 situé au sud de l'agrandissement final de la halde.

- Un dépôt de sable avec des traces de silt et gravier avec une épaisseur de 0 à 7,64 m. Selon l'emplacement du sondage, cette couche repose parfois sur le socle rocheux.
- Un dépôt de sable et gravier d'une épaisseur entre 0 et 4,97 m qui repose directement sur le socle rocheux.
- Le socle rocheux a été atteint à une profondeur entre 1,31 à 7,77 m (entre les élévations 395,48 à 410,62 m).

### 4.1.3 SÉLECTION DES COUPES

Les différentes coupes ont été sélectionnées selon les secteurs potentiellement critiques d'un point de vue de la stabilité, c'est-à-dire les secteurs pour lesquels :

- l'épaisseur du dépôt meuble est importante;
- le talus naturel est critique, par exemple une pente plus abrupte dans le terrain naturel;
- la géométrie actuelle de la halde est modifiée;
- des infrastructures sont prévues ou déjà existantes au pied de la halde à stériles.

Les analyses de stabilité ont été réalisées selon la géométrie de la halde et des fossés projetés ainsi qu'en utilisant la topographie du terrain actuel basée sur les relevés LiDAR de 2009 et 2022 et un relevé d'arpentage de la halde à stériles existante réalisé par le client au cours de l'été 2022.

Le tableau 4-1 présente les coupes sélectionnées pour la halde à stériles ainsi que la justification des coupes à analyser. Les coupes sont également présentées sur la carte 2 de l'annexe B.

**Tableau 4-1 Justifications du choix des coupes analysées – Halde à stériles**

| Halde | Coupe | Justifications |
|---|---|---|
| Stériles | HS1 | – Route existante au pied de la halde.<br>– Épaisseur de dépôt meuble importante. |
| | HS2 | – Section avec le talus naturel le plus critique.<br>– Épaisseur de dépôt meuble importante. |
| | HS3 | – Modification de la géométrie de la halde actuelle. |
| | HS4 | – Infrastructures au pied de la halde. |
| | HS5 | – Épaisseur de dépôt meuble importante.<br>– Route et guérite au pied de la halde. |

### 4.1.4 CONDITIONS D'EAU SOUTERRAINE

Les analyses de stabilité ont été réalisées en considérant que la position de la nappe phréatique restera constante et variera peu dans le temps. Les niveaux de la nappe phréatique utilisés pour les analyses de stabilité sont basés sur le relevé des niveaux d'eau mesurés dans les tubes ouverts installés dans les trous de forages lors de la campagne géotechnique de l'été 2021 (WSP, 2021), la campagne géotechnique de l'hiver 2022 (WSP, 2022) ainsi que la campagne de 2007 (GENIVAR, 2008). Le relevé des niveaux d'eau a été réalisé le 10 août 2021 pour la campagne été 2021, un second relevé entre le 11 et le 26 mai 2022 pour les sondages 2021, en même temps que les nouveaux sondages de la campagne 2022 et entre le 1er et 29 novembre 2007 pour la campagne 2007.

Considérant les niveaux d'eau relativement bas mesurés lors des deux campagnes (cas nappe bas), une étude de sensibilité a été réalisée afin d'établir l'impact d'une remontée de la nappe phréatique (cas nappe élevée) jusqu'à la surface du terrain naturel sur la stabilité des haldes, cette situation étant jugée comme le plus critique. Ainsi, un cas de nappe d'eau élevée a été considéré afin de considérer les conditions en crue printanière.

La halde est conceptualisée afin de créer un écoulement vers les fossés et minimiser l'accumulation d'eau sur la géomembrane.

### 4.1.5 RÉSULTATS DES ANALYSES DE STABILITÉ

Les résultats des analyses de stabilité pour l'agrandissement de la halde à stériles sont présentés dans les tableaux suivants. Comme mentionné à la section 4.1.3, un total de cinq coupes, identifiées HS1 à HS5, a été retenu pour l'étude, dont trois coupes (HS1 à HS3) sont analysées pour l'ajout du second palier à la géométrie actuelle de la halde existante et à la géométrie projetée de l'échantillonnage en vrac avec une construction prévue en 2023. Deux coupes (HS4 et HS5) ont également été analysées pour l'agrandissement dans le secteur sud-est de la halde. Les sections étudiées sont présentées sur la carte 2 de l'annexe B.

Une surface de rupture globale et locale a été analysée pour chaque coupe de la halde à stériles De plus, pour toutes les conditions d'analyses, les cas de chargements statique et pseudo-statique ont été évalués. Dans le cas de l'analyse pseudo-statique, la valeur retenue pour l'accélération maximale au sol (AMS) est présentée au tableau 3-1 de la section 3.2.1.

Les résultats des analyses de stabilité pour les cinq coupes sont présentés aux tableaux 4-2 à 4-6, alors que les configurations géométriques et les surfaces potentielles de rupture associées au coefficient de sécurité minimum obtenu sont montrées sur les figures à l'annexe D pour chacune des analyses effectuées.

**Tableau 4-2 Résultats des analyses de stabilité de la coupe HS1**

| Ouvrage Coupe | Chargement | Conditions des analyses | Facteur de sécurité minimum | | Figure |
|---|---|---|---|---|---|
| | | | Obtenu | Requis | |
| Halde à stériles miniers Coupe HS1 | Statique | Surface de rupture globale | 2,19 | 1,5 | 5 |
| | | Surface de rupture locale – Palier inférieur | 2,07 | 1,5 | 6 |
| | | Surface de rupture locale – Palier supérieur | 2,16 | 1,2 | 7 |
| | Pseudo-statique | Surface de rupture globale | 2,00 | 1,1 | 8 |
| | | Surface de rupture locale – Palier inférieur | 1,89 | | 9 |
| | | Surface de rupture locale – Palier supérieur | 1,98 | | 10 |

**Tableau 4-3 Résultats des analyses de stabilité de la coupe HS2**

| Ouvrage Coupe | Chargement | Conditions des analyses | Facteur de sécurité minimum | | Figure |
|---|---|---|---|---|---|
| | | | Obtenu | Requis | |
| Halde à stériles miniers Coupe HS2 | Statique | Surface de rupture globale | 2,27 | 1,5 | 11 |
| | | Surface de rupture locale – Palier inférieur | 2,11 | 1,5 | 12 |
| | | Surface de rupture locale – Palier supérieur | 2,18 | 1,2 | 13 |
| | Pseudo-statique | Surface de rupture globale | 2,06 | 1,1 | 14 |
| | | Surface de rupture locale – Palier inférieur | 1,92 | | 15 |
| | | Surface de rupture locale – Palier supérieur | 2,01 | | 16 |

**Tableau 4-4 Résultats des analyses de stabilité de la coupe HS3**

| Ouvrage Coupe | Chargement | Conditions des analyses | Facteur de sécurité minimum | | Figure |
|---|---|---|---|---|---|
| | | | Obtenu | Requis | |
| Halde à stériles miniers Coupe HS3 | Statique | Surface de rupture globale | 2,02 | 1,5 | 17 |
| | | Surface de rupture locale – Palier inférieur | 1,79 | 1,5 | 18 |
| | | Surface de rupture locale – Palier supérieur | 2,11 | 1,2 | 19 |
| | Pseudo-statique | Surface de rupture globale | 1,84 | 1,1 | 20 |
| | | Surface de rupture locale – Palier inférieur | 1,66 | | 21 |
| | | Surface de rupture locale – Palier supérieur | 1,94 | | 22 |

**Tableau 4-5 Résultats des analyses de stabilité de la coupe HS4**

| Ouvrage Coupe | Chargement | Conditions des analyses | Facteur de sécurité minimum | | Figure |
|---|---|---|---|---|---|
| | | | Obtenu | Requis | |
| Halde à stériles miniers Coupe HS4 | Statique | Surface de rupture globale | 2,16 | 1,5 | 23 |
| | | Surface de rupture locale – Palier inférieur | 2,11 | 1,5 | 24 |
| | | Surface de rupture locale – Palier supérieur | 2,11 | 1,2 | 25 |
| | Pseudo-statique | Surface de rupture globale | 1,95 | 1,1 | 26 |
| | | Surface de rupture locale – Palier inférieur | 1,94 | | 27 |
| | | Surface de rupture locale – Palier supérieur | 1,94 | | 28 |

**Tableau 4-6 Résultats des analyses de stabilité de la coupe HS5**

| Ouvrage Coupe | Chargement | Conditions des analyses | Facteur de sécurité minimum | | Figure |
|---|---|---|---|---|---|
| | | | Obtenu | Requis | |
| Halde à stériles miniers Coupe HS5 | Statique | Surface de rupture globale | 2,21 | 1,5 | 29 |
| | | Surface de rupture locale – Palier inférieur | 1,92 | 1,5 | 30 |
| | | Surface de rupture locale – Palier supérieur | 2,10 | 1,2 | 31 |
| | Pseudo-statique | Surface de rupture globale | 2,00 | 1,1 | 32 |
| | | Surface de rupture locale – Palier inférieur | 1,77 | | 33 |
| | | Surface de rupture locale – Palier supérieur | 1,93 | | 34 |

### 4.1.6 DISCUSSION DES RÉSULTATS DES ANALYSES DE STABILITÉ

Les résultats des analyses de stabilité montrent que les coefficients de sécurité minimaux respectent les recommandations décrites dans le Guide de restauration (MERN, 2022), ainsi que la D019 sur l'industrie minière (MDDELCC, 2012). Dans tous les cas analysés, un coefficient de sécurité supérieur à 1,5 a été obtenu pour un chargement statique et un coefficient de sécurité supérieur à 1,1 a été obtenu pour le cas de chargement pseudo-statique.

L'interprétation des analyses de stabilité réalisées dans le cadre de ce mandat montre que la configuration de la halde à stériles miniers finale présentant des pentes de 3H:1V jusqu'à l'élévation 437 m peut être construite (telle que présentée dans les plans fournis à l'annexe A) conformément aux critères de stabilité établis.

## 4.2 HALDE À MINERAI

### 4.2.1 CONFIGURATION PROPOSÉE

Étant donné que les installations du concasseur sont positionnées en élévation afin d'acheminer le minerai concassé par convoyeur vers l'usine de traitement de minerai, le tablier du concasseur est conçu en remblai jusqu'à l'élévation 418,75 m. Afin de faciliter les opérations, la halde à minerai est positionnée au même niveau que le terrain rehaussé, soit sur le tablier du concasseur. La halde à minerai est conçue pour alimenter le concasseur; du matériau sera constamment retiré et ajouté dans celle-ci. De plus, comme mentionné aux sections 3.1.4 et 3.4.4, le minerai étant possiblement générateur acide et lixiviable, l'assise de la halde sera imperméabilisée au moyen d'une géomembrane et des couches protectrices de géotextile.

La halde à minerai proposée permet d'entreposer une quantité maximale de 157 750 t de minerai de haute et basse teneur sur une superficie de 14 067 $m^2$. La configuration de la halde propose des pentes de 3H:1V avec un seul palier et atteignant une hauteur maximale de 10 m. Il est prévu que la halde ait une élévation maximale de 429 m. La vue en plan et les profils longitudinal et transversal de la halde à minerai proposée sont présentés sur le plan 811-C-0601-ZA de l'annexe A.

### 4.2.2 SOL DE FONDATION

Dans la zone à l'étude de la halde à minerai, sept (7) forages ont été réalisés au cours des campagnes géotechniques 2021 et 2022 (WSP, 2021 et WSP, 2022). Les forages réalisés lors de la campagne 2021 sont TS-F01-21, TS-F02-21 et CONC-F01-21 alors que les forages réalisés lors de la campagne 2022 sont les forages F16-22, F61-22 et F67-22. Selon les rapports de forages, la stratigraphie dans l'ordre descendant se présente comme suit :

- une couche de remblai ou de matière organique (sable, traces de silt et gravier) d'une épaisseur entre 0 et 1,49 m en surface dans tous les sondages à l'exception de CONC-F01-21;
- un dépôt de sable avec traces de silt et gravier d'une profondeur de 0 à 2,44 m. Selon l'emplacement du forage, cette couche repose parfois directement sur le socle rocheux;
- un dépôt de silt sableux à sable avec un peu de silt et traces de gravier d'une profondeur de 0 à 5,51 m qui repose directement sur le socle rocheux;
- le socle rocheux a été atteint à une profondeur variant entre 0,23 à 5,51 m (élévation de 414,83 à 405,60 m).

### 4.2.3 SÉLECTION DES COUPES

Les différentes coupes ont été sélectionnées selon les secteurs potentiellement critiques d'un point de vue de la stabilité, c'est-à-dire les secteurs pour lesquels :

- l'épaisseur du dépôt meuble est importante;
- le talus naturel est critique, par exemple une pente plus abrupte dans le terrain naturel;
- la section est la plus élevée entre le remblai du tablier de concasseur et/ou le haut de la halde à minerai et le terrain naturel;
- la présence d'infrastructures au pied de la halde à minerai, tel qu'un chemin d'accès, des bassins et/ou des bâtiments.

Les analyses de stabilité ont été réalisées selon la géométrie de la halde et des fossés projetés ainsi qu'en utilisant la topographie du terrain actuelle basée sur les relevés LiDAR de 2009 et 2022.

Le tableau 4-7 présente les coupes sélectionnées pour la halde à minerai ainsi que la justification des coupes à analyser. Les coupes sont également présentées sur la carte 3 de l'annexe B.

**Tableau 4-7 Justifications du choix des coupes analysées – Halde à minerai**

| Halde | Coupe | Justifications |
|---|---|---|
| Minerai | HM1 | — Épaisseur du dépôt meuble importante.<br>— Section avec le talus naturel le plus critique. |
| | HM2 | — Infrastructure en pied de la halde.<br>— Épaisseur du dépôt meuble importante.<br>— Section élevée entre le haut de la halde à minerai et le terrain naturel. |
| | HM3 | — Section la plus élevée entre le remblai du tablier de concasseur et le terrain naturel. |

### 4.2.4 CONDITIONS D'EAU SOUTERRAINE

Les analyses de stabilité ont été réalisées en considérant que la position de la nappe phréatique restera constante et variera peu dans le temps. Les niveaux de la nappe phréatique utilisés pour les analyses de stabilité sont basés sur le relevé des niveaux d'eau mesurés dans les tubes ouverts installés dans les trous de forages lors de la campagne géotechnique de l'été 2021 (WSP, 2021) et la campagne géotechnique de l'hiver 2022 (WSP, 2022). Le relevé des niveaux d'eau a été réalisé le 10 août 2021 pour la campagne été 2021 et un second relevé a été effectué entre le 11 et le 26 mai 2022 des forages 2021, tout en mesurant les nouveaux sondages de la campagne 2022.

Il a été considéré que le minerai et le remblai du tablier du concasseur sont des matériaux drainants et qu'aucune accumulation d'eau ne surviendrait dans la halde. À cet effet, seule la nappe d'eau souterraine a été modélisée dans les analyses et celle-ci est basée selon les données obtenues lors des travaux d'investigation. De plus, considérant l'épaisseur relativement mince de mort-terrain, une seule nappe a été modélisée.

### 4.2.5 RÉSULTATS DES ANALYSES DE STABILITÉ

Les résultats des analyses de stabilité pour la halde à minerai sont présentés dans les tableaux suivants. Comme mentionné à la section 4.2.3, de trois coupes, identifiées HM1 à HM3, ont été retenues pour analyse. Les sections étudiées sont présentées sur la carte 3 de l'annexe B.

Une surface de rupture globale a été analysée pour chaque coupe de la halde à minerai. Dans le cas de palier entre le remblai du concasseur et la halde à minerai des surfaces de rupture locale ont aussi été analysées. De plus, pour toutes les conditions d'analyses, les cas de chargements statique et pseudo-statique ont été évalués. Dans le cas de l'analyse pseudo-statique, la valeur retenue pour l'accélération maximale au sol (AMS) est présentée au tableau 3-1 de la section 3.2.1.

Les résultats des analyses de stabilité pour les trois coupes sont présentés aux tableaux 4-8 à 4-10, alors que les configurations géométriques et les surfaces potentielles de rupture associées au coefficient de sécurité minimum obtenu sont montrées sur les figures à l'annexe D pour chacune des analyses effectuées.

**Tableau 4-8 Résultats des analyses de stabilité de la coupe HM1**

| Ouvrage Coupe | Chargement | Conditions des analyses | Facteur de sécurité minimal | | Figure |
|---|---|---|---|---|---|
| | | | Obtenu | Requis | |
| Halde à minerai Coupe HM1 | Statique | Surface de rupture globale | 1,87 | 1,5[1] | 36 |
| | | Surface de rupture locale – Remblai de fondation | 1,74 | | 37 |
| | | Surface de rupture locale – Minerai | 2,11 | | 38 |
| | Pseudo-statique | Surface de rupture globale | 1,69 | 1,1 | 39 |
| | | Surface de rupture locale – Remblai de fondation | 1,60 | | 40 |
| | | Surface de rupture locale – Minerai | 1,93 | | 41 |

1 : Facteur de sécurité minimal de 1,5 considérant que l'analyse de la rupture locale inclus les sols de fondations.

**Tableau 4-9 Résultats des analyses de stabilité de la coupe HM2**

| Ouvrage Coupe | Chargement | Conditions des analyses | Facteur de sécurité minimum | | Figure |
|---|---|---|---|---|---|
| | | | Obtenu | Requis | |
| Halde à minerai Coupe HM2 | Statique | Surface de rupture globale | 2,37 | 1,5 | 42 |
| | | Surface de rupture locale – Remblai de fondation | 1,59 | 1,5 | 43 |
| | | Surface de rupture locale – Minerai | 2,24 | 1,2 | 44 |
| | Pseudo-statique | Surface de rupture globale | 2,16 | 1,1 | 45 |
| | | Surface de rupture locale – Remblai de fondation | 1,47 | | 46 |
| | | Surface de rupture locale – Minerai | 2,05 | | 47 |

**Tableau 4-10 Résultats des analyses de stabilité de la coupe HM3**

| Ouvrage Coupe | Chargement | Conditions des analyses | Facteur de sécurité minimum | | Figure |
|---|---|---|---|---|---|
| | | | Obtenu | Requis | |
| Halde à minerai Coupe HM3 | Statique | Surface de rupture globale | 1,93 | 1,5 | 48 |
| | Pseudo-statique | | 1,75 | 1,1 | 49 |

### 4.2.6 DISCUSSION DES RÉSULTATS DES ANALYSES DE STABILITÉ

Les résultats des analyses de stabilité montrent que les coefficients de sécurité minimaux respectent les recommandations décrites dans le Guide de restauration (MERN, 2022), ainsi que la D019 sur l'industrie minière (MDDELCC, 2012). Dans tous les cas analysés, un coefficient de sécurité supérieur à 1,5 a été obtenu pour un chargement statique et un coefficient de sécurité supérieur à 1,1 a été obtenu pour le cas de chargement pseudo-statique.

L'interprétation des analyses de stabilité réalisées dans le cadre de ce mandat montre que la configuration de la halde à minerai finale présentant des pentes de 3H:1V jusqu'à l'élévation 429 m peut être construite (tel que présenté dans les plans fournis à l'annexe A) conformément aux critères de stabilité établis. D'autre part, le remblai du concasseur est également stable et peut donc supporter la halde à minerai favorisant la stabilité de l'ouvrage.

## 4.3 HALDE À MORT-TERRAIN

### 4.3.1 CONFIGURATION PROPOSÉE

La halde à mort-terrain proposée est située dans la portion est du site et au sud-ouest du parc à résidus. La halde permet d'entreposer une quantité maximale de 639 250 $m^3$ sur une superficie de 82 800 $m^2$. La halde à mort-terrain comporte trois paliers de 7 m de hauteur chacun, et atteint ainsi une hauteur totale maximale de 21 m. La conception initiale présente des paliers de 4H:1V permettant d'accueillir 620 800 $m^3$ de mort-terrain. Une capacité supplémentaire de 18 450 $m^3$ peut être ajoutée si le palier supérieur possède des pentes de 3H:1V, permettant d'atteindre la quantité de 639 250 $m^3$ visée, tout en respectant les critères de stabilité fixés par la règlementation. La vue en plan et les profils longitudinal et transversal de la halde à mort-terrain proposée sont présentés sur le plan 810-C-0605-ZA de l'annexe A.

### 4.3.2 SOL DE FONDATION

Dans la zone à l'étude de la halde à mort-terrain, douze (12) forages et une (1) tranchée ont été réalisés au cours des campagnes géotechniques 2021 et 2022 (WSP, 2021 et WSP, 2022). Les forages réalisés lors de la campagne 2021 sont CU-F01-21, CU-F02-21, R-F02-21, SSE-F01-21, SSE-F02-21, SSE-F03-21, TU-F04-21, UTM-F02-21, alors que les forages réalisés lors de la campagne 2022 sont F20-22, F22-22, F23-22 et F24-22. La seule tranchée du secteur, TU-TR01-21, a été réalisée lors de la campagne 2021. Selon les rapports de forages, la stratigraphie dans l'ordre descendant se présente comme suit :

- une couche de remblai ou de matière organique (sable, traces de silt et gravier) d'une épaisseur entre 0 et 0,71 m en surface dans tous les forages à l'exception de CU-F02-21;
- un dépôt de sable avec traces de silt et gravier à partir d'une profondeur de 0,06 à 2,52 m a été rencontré dans tous les forages à l'exception des forages F20-22, CU-F02-21, SSE-F01-21. Selon l'emplacement des forages, cette couche repose parfois directement sur le socle rocheux;
- un dépôt de silt sableux à sable silteux avec un peu à traces de gravier, selon l'emplacement à partir d'une profondeur de 0,18 à 3,25 m qui repose directement sur le socle rocheux a été rencontré dans les forages F20-22, CU-F01-21, SSE-F03-21, TU-F04-21 et UTM-F02-;
- le socle rocheux a été atteint à une profondeur variant entre 0,20 à 3,27 m (élévation de 414,23 à 405,89 m).

### 4.3.3 SÉLECTION DES COUPES

Les différentes coupes ont été sélectionnées selon les secteurs potentiellement critiques d'un point de vue de la stabilité, c'est-à-dire les secteurs pour lesquels :

- l'épaisseur du dépôt meuble est importante;
- le talus naturel est critique, par exemple une pente plus abrupte dans le terrain naturel;
- la présence d'infrastructures au pied de la halde à mort-terrain, tel un chemin d'accès ou un bassin.

Les analyses de stabilité ont été réalisées selon la géométrie de la halde et des fossés projetés ainsi qu'en utilisant la topographie du terrain actuelle basée sur les relevés LiDAR de 2009 et 2022.

Le tableau 4-11 présente les coupes sélectionnées pour la halde à mort-terrain ainsi que la justification des coupes à analyser. Les coupes sont également présentées sur la carte 4 de l'annexe B.

**Tableau 4-11 Justifications du choix des coupes analysées**

| Halde | Coupe | Justifications |
|---|---|---|
| Mort-terrain | HMT1 | – Section avec un talus naturel critique. |
| | HMT2 | – Parc à résidus présent au pied de la halde.<br>– Chemin de service du parc à résidus au pied de la halde<br>– Hauteur maximale de la halde |
| | HMT3 | – Section avec le talus naturel le plus critique.<br>– Épaisseur de dépôt meuble importante. |

### 4.3.4 CONDITIONS D'EAU SOUTERRAINE

Les analyses de stabilité ont été réalisées en considérant que la position de la nappe phréatique restera constante et variera peu dans le temps. Les niveaux de la nappe phréatique utilisés pour les analyses de stabilité sont basés sur le relevé des niveaux d'eau mesurés dans les tubes ouverts installés dans les trous de forages lors de la campagne géotechnique de l'été 2021 (WSP, 2021) et la campagne géotechnique de l'hiver 2022 (WSP, 2022). Le relevé des niveaux d'eau a été réalisé le 10 août 2021 pour la campagne réalisée à l'été 2021 et un second relevé a été effectué entre le 11 et le 26 mai 2022 des forages 2021, tout en mesurant les nouveaux sondages de la campagne 2022.

Il a été considéré que les sols placés dans la halde de mort-terrain seront suffisamment drainants (sols granulaires de façon générale) et qu'aucune accumulation d'eau ne surviendrait dans la halde. À cet effet, seule la nappe d'eau souterraine a été modélisée dans les analyses et celle-ci est basée selon les données obtenues lors des travaux d'investigation. De plus, considérant l'épaisseur relativement mince de mort-terrain, une seule nappe a été modélisée.

### 4.3.5 RÉSULTATS DES ANALYSES DE STABILITÉ

Les résultats des analyses de stabilité pour la halde à mort-terrain sont présentés dans les tableaux suivants. Comme mentionné à la section 4.3.3, un total de trois coupes, identifiées HMT1 à HMT3, a été analysés. Les sections étudiées sont présentées sur la carte 4 de l'annexe B.

Une surface de rupture globale et locale a été analysée pour chaque coupe de la halde à mort-terrain. De plus, pour toutes les conditions d'analyses, les cas de chargements statique et pseudo-statique ont été évalués. Dans le cas de l'analyse pseudo-statique, la valeur retenue pour l'accélération maximale au sol (AMS) est présentée au tableau 3-1 de la section 3.2.1.

Les résultats des analyses de stabilité pour les trois coupes analysées sont présentés aux tableaux 4-12 à 4-14, alors que les configurations géométriques et les surfaces potentielles de rupture associées au coefficient de sécurité minimum obtenu sont montrées sur les figures à l'annexe D pour chacune des analyses effectuées. Il est à noter que les analyses présentées considèrent la configuration dont les deux paliers inférieurs ont une pente de 4H:1V alors que le troisième palier aura une pente de 3H:1V.

**Tableau 4-12 Résultats des analyses de stabilité de la coupe HMT1**

| Ouvrage Coupe | Chargement | Conditions des analyses | Facteur de sécurité minimum | | Figure |
|---|---|---|---|---|---|
| | | | Obtenu | Requis | |
| Halde à mort-terrain Coupe HMT1 | Statique | Surface de rupture globale | 2,07 | 1,5 | 51 |
| | | Surface de rupture locale – Sol de fondation | 1,97 | 1,5 | 52 |
| | | Surface de rupture locale – Mort-terrain | 1,96 | 1,2 | 53 |
| | Pseudo-statique | Surface de rupture globale | 1,88 | 1,1 | 54 |
| | | Surface de rupture locale – Sol de fondation | 1,79 | | 55 |
| | | Surface de rupture locale – Mort-terrain | 1,78 | | 56 |

**Tableau 4-13 Résultats des analyses de stabilité de la coupe HMT2**

| Ouvrage Coupe | Chargement | Conditions des analyses | Facteur de sécurité minimum | | Figure |
|---|---|---|---|---|---|
| | | | Obtenu | Requis | |
| Halde à mort-terrain Coupe HMT2 | Statique | Surface de rupture globale | 2,22 | 1,5 | 57 |
| | | Surface de rupture locale – Sol de fondation | 1,96 | 1,2 | 58 |
| | | Surface de rupture locale – Mort-terrain Haut | 1,48 | 1,2 | 59 |
| | | Surface de rupture locale – Mort-terrain Bas | 1,96 | 1,5 | 60 |
| | Pseudo-statique | Surface de rupture globale | 2,01 | 1,1 | 61 |
| | | Surface de rupture locale – Sol de fondation | 1,78 | | 62 |
| | | Surface de rupture locale – Mort-terrain Haut | 1,37 | | 63 |
| | | Surface de rupture locale – Mort-terrain Bas | 1,78 | | 64 |

**Tableau 4-14 Résultats des analyses de stabilité de la coupe HMT3**

| Ouvrage | Chargement | Conditions des analyses | Facteur de sécurité minimum | | Figure |
|---|---|---|---|---|---|
| | | | Obtenu | Requis | |
| Halde à mort-terrain Coupe HMT3 | Statique | Surface de rupture globale | 2,05 | 1,5 | 65 |
| | | Surface de rupture locale – Sol de fondation | 1,95 | 1,5 | 66 |
| | | Surface de rupture locale – Mort-terrain | 2,44 | 1,2 | 67 |
| | Pseudo-statique | Surface de rupture globale | 1,83 | 1,1 | 68 |
| | | Surface de rupture locale – Sol de fondation | 1,77 | | 69 |
| | | Surface de rupture locale – Mort-terrain | 2,17 | | 70 |

### *4.3.6 DISCUSSION DES RÉSULTATS DES ANALYSES DE STABILITÉ*

Les résultats des analyses de stabilité montrent que les coefficients de sécurité minimaux respectent les recommandations décrites dans le Guide de restauration (MERN, 2022), ainsi que la D019 sur l'industrie minière (MDDELCC, 2012). Les cas analysés de chargement statique respectent un coefficient de sécurité supérieur à 1,5 à l'exception d'une analyse. Lors des conditions d'analyses en surface de rupture locale sur la partie supérieure de la halde, soit l'analyse de chargement statique sur le mort-terrain de la coupe HMT2, le coefficient de sécurité est de 1,48. Ce résultat est marginal, mais considéré acceptable comme il s'agit d'une rupture superficielle et locale sur le palier supérieur. Pour tous les cas de chargement pseudostatique, un coefficient de sécurité supérieur à 1,1 a été obtenu.

L'interprétation des analyses de stabilité réalisées dans le cadre de ce mandat montre que la configuration de la halde à mort-terrain finale présentant des pentes de 3H:1V de l'élévation 430 à 423 m et des pentes de 4H:1V de l'élévation 423 à 410 m peut être construite (telle que présentée dans les plans fournis à l'annexe A) conformément aux critères de stabilité établis.

# 5 CLASSIFICATION DES HALDES

Comme spécifié dans le Guide de restauration du MERN (2022), les aires d'accumulation de stériles miniers, de minerai et de mort-terrain doivent être classifiées afin d'aider à l'identification des risques qui leur sont rattachés.

La classification des haldes pour la stabilité et les risques de danger ont été étudiés selon la classification proposée par Hawley and Cunning (2017). Cette méthode de classification propose sept principaux groupes rassemblant 22 facteurs d'évaluation.

L'évaluation des groupes *Paramètres régionaux, Conditions de la fondation* et *Qualité des matériaux* mène à l'estimation de l'indice d'ingénierie géologique (EGI : Engineering Geology Index). L'évaluation des groupes *Géométrie et masse, Analyses de stabilité, Construction* et *Performance* mène à l'estimation de l'indice de conception et de performance (DPI : Decision and Performance Index). La combinaison de ces deux indices permet de conclure sur la classe de stabilité de la halde étudiée, donnant l'indice de stabilité (WSR : Waste dump and Stockpile stability Rating) ainsi que le niveau de risque (WHC : Waste dump and Stockpile Hazard Class). La pondération du pointage des indices se fait en fonction du poids alloué à chacun des 22 facteurs.

Le schéma de cette classification est illustré à la figure 5-1 et présente les sept principaux groupes, leurs facteurs respectifs (22 facteurs au total) ainsi que les indices permettant de déterminer la classification pour la stabilité et pour le risque.

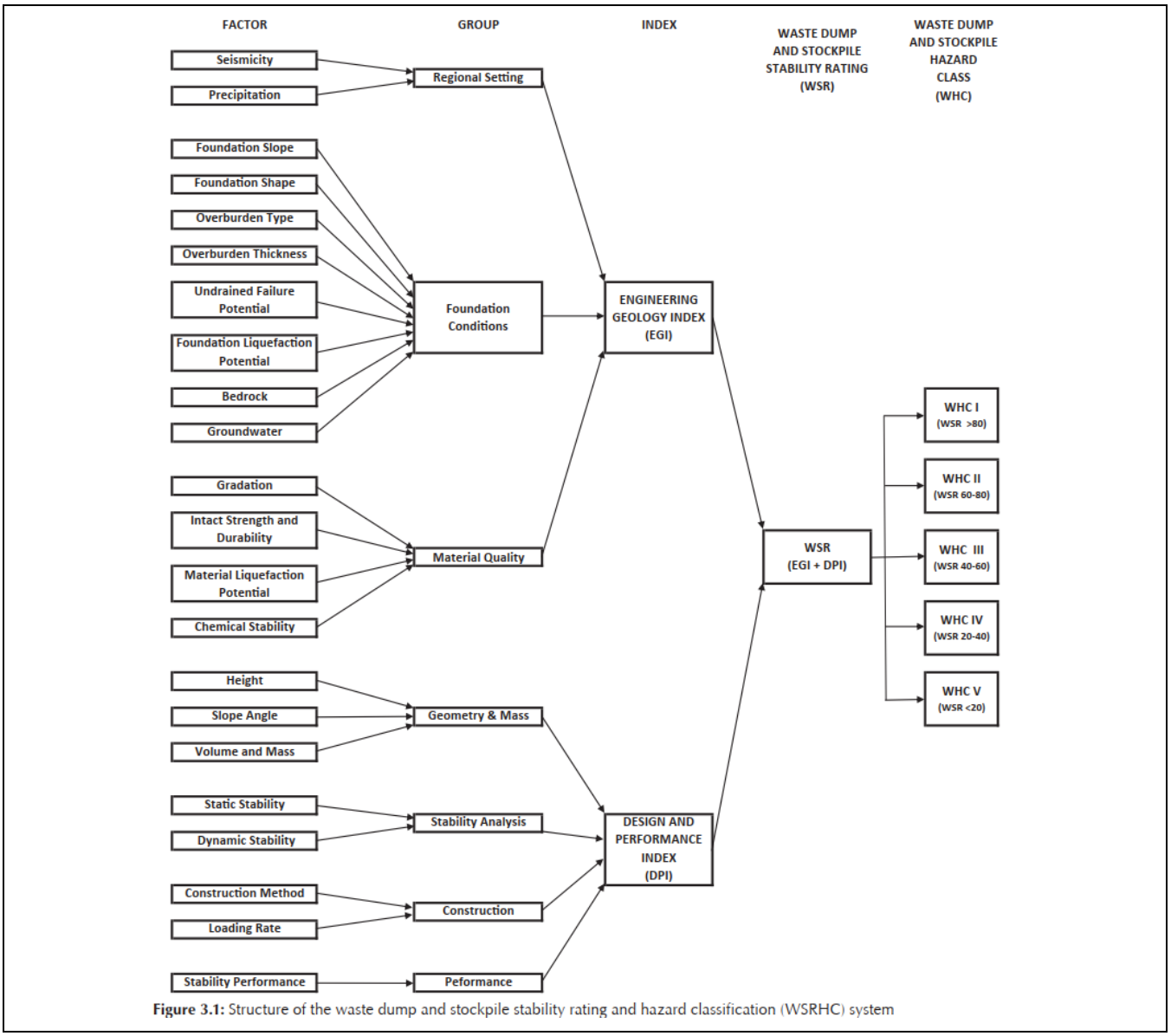


**Figure 3.1:** Structure of the waste dump and stockpile stability rating and hazard classification (WSRHC) system

**Figure 5-1 Structure de classification des haldes (Hawley et Cunning, 2017. Pg 32)**

La méthodologie présentée à la figure 5-1 a été appliquée pour l'agrandissement de la halde à stériles ainsi que pour la configuration des haldes à minerai et à mort-terrain. Le tableau 5-1 présente les pointages attribués à chacun des principaux groupes et leurs facteurs respectifs afin d'obtenir les indices EGI et DPI. La classification détaillée des haldes à stériles, à minerai et à mort-terrain analysées dans la présente étude ainsi que les valeurs de chaque facteur retenu sont présentées à l'annexe F.

**Tableau 5-1 Pointage attribué pour les haldes à stériles, à minerai et à mort-terrain en fonction de l'évaluation des 7 principaux groupes et les facteurs respectifs**

| Indices | Groupes de facteurs | Pointage Halde à stériles | Pointage Halde à minerai | Pointage Halde à mort-terrain |
|---|---|---|---|---|
| EGI | Paramètres régionaux | 6 | 6 | 6 |
| | Conditions de la fondation | 4,75 | 12,75 | 3,75 |
| | Qualité des matériaux | 4,5 | 7 | 3 |
| DPI | Géométrie et masse | 9 | 9 | 9 |
| | Analyse de stabilité | 10 | 10 | 10 |
| | Construction | 5 | 5 | 5 |
| | Performance | 7,5 | 7,5 | 7,5 |

La classification de Hawley et Cunning (2017) regroupe cinq classes de risques d'instabilité associés au pointage attribué selon les différents facteurs mentionnés précédemment. Pour un pointage WSR entre 0 et 20, le risque d'instabilité est catégorisé comme étant un « danger très élevé » avec un indice WHC de V, alors que pour un pointage WSR entre 80 et 100, le risque d'instabilité est catégorisé comme étant un « danger très faible » avec un indice WHC de I. Le tableau 5-2 présente la combinaison des indices EGI et DPI menant à la classification de stabilité (WSR) et de risque (WHC).

**Tableau 5-2 Classification de stabilité et de risque des haldes à stériles, minerai et mort-terrain**

| Halde | EGI | DPI | WSR (EGI + DPI) | WHC | Risque d'instabilité |
|---|---|---|---|---|---|
| Stériles | 15,25 | 31 | 46,25 | III | Modéré |
| Minerai | 15,25 | 31,5 | 46,75 | III | Modéré |
| Mort-terrain | 12,75 | 31,5 | 44,25 | III | Modéré |

Une classe de risques III a été attribuée aux haldes à stériles, minerai et mort-terrain, ce qui représente les risques « modérés ». Les cotes de stabilité (WSR) obtenues sont de 46,25 pour la halde à stériles, de 46,75 pour la halde à minerai et de 44,25 pour la halde à mort-terrain ce qui positionne les haldes dans le haut de cette classe de risques (40<WSR <60).

Les variations de pointage pour les différents facteurs de chaque groupe ont été choisies de façon conservatrice. De plus, les haldes à stériles, minerai et mort-terrain sont favorisées par un certain nombre de facteurs, tels que les pentes des fondations ainsi que les élévations et les volumes des haldes, qui ont des valeurs relativement faibles, ce qui permet de leur attribuer une évaluation positive. Les résultats des analyses de stabilité statique et pseudo-statique, présentées à la section 4, montrent des facteurs de sécurité supérieurs aux valeurs recommandées, respectivement de 1,5 et de 1,1.

# 6 CONCEPTION DES INFRASTRUCTURES DE GESTION DES EAUX

Dans le cadre de l'étude de faisabilité, la conception de neuf (9) bassins de rétention utiles à la gestion des eaux contaminées a été réalisée. Une analyse du terrain en place a été effectuée afin de valider la topographie, la localisation des milieux humides et de cours d'eau ainsi que la stratigraphie du terrain et la localisation de la nappe d'eau souterraine. Cette analyse a guidé la localisation et la conception des différents bassins.

La localisation, la forme et la profondeur des bassins ont principalement été dictées par les principales contraintes de terrain telles que la localisation de milieux humides, la position de la nappe souterraine et le niveau du roc. Les sections suivantes présentent en détail chacun des bassins à l'étude.

## 6.1 BASSIN B

### *6.1.1 DONNÉES DE CONCEPTION*

La localisation du bassin de rétention B, requis pour la gestion des eaux du tablier industriel, est située au nord-ouest de la halde à minerai. Cette localisation est limitée par les contraintes suivantes :

- situé sur un milieu humide;
- le tablier industriel au sud-ouest : ± 40 m;
- la halde à minerai au sud-est : ± 75 m;
- le talus rocheux à l'est.

Considérant les contraintes de terrain mentionnées ci-dessus ainsi qu'un niveau de roc relativement proche de la surface naturelle du terrain, le bassin B a été conçu entièrement en excavation et en considérant les critères de conception présentés au tableau 6-1. Ce tableau présente également les caractéristiques distinctes du bassin. La vue en plan, les profils et les détails typiques du bassin de rétention B sont présentés sur le plan 840-C-0603-ZA de l'annexe A.

**Tableau 6-1 Critères de conception et caractéristiques du bassin B**

| Critères de conception | |
|---|---|
| Volume de conception incluant une contingence[1] | 13 200 $m^3$ |
| Niveau de l'eau souterraine | 402 m |
| Niveau d'eau maximal d'opération | 399,5 m |
| Hauteur de la revanche | 0,5 m |
| Niveau de la berme | 400 m |
| Niveau du fond du bassin * | 397 m |
| **Caractéristiques** | |
| Superficie | 11 031 $m^2$ |
| Pentes | N/A |
| Largeur maximale de la digue | 5 m |
| Hauteur maximale de la digue | N/A |
| Épaisseur enrochement ** | 900 mm |
| Épaisseur de la géomembrane *** | 50 mm |

(1) Contingence comprise entre 10 et 25 % selon le bassin
* Le fond du bassin est le dessus de l'enrochement
** L'épaisseur d'enrochement inclut 150 mm de matériau granulaire et 600 mm d'empierrement 20-600 mm de diamètre
*** La géomembrane est de type PEHD texturée sur les 2 faces

### 6.1.2 SOLS DE FONDATION

Dans la zone à l'étude du bassin B, deux (2) forages et une tranchée ont été réalisés; soit les forages F68-22 et F69-22 au cours de la campagne géotechnique 2022 (WSP, 2022) et la tranchée BB-TR01-21 au cours de la campagne 2021 (WSP, 2021). Selon les rapports de forage, le niveau de la nappe d'eau est estimé à une élévation de 402 m et la stratigraphie dans l'ordre descendant se présente comme suit :

- une couche de matière organique (sphaigne) d'une épaisseur entre 0 et 0,3 m en surface;
- un dépôt de sable avec un peu de gravier et traces de silt à partir d'une profondeur de 0,1 jusqu'à 2,3 m et qui repose directement sur le socle rocheux;
- le socle rocheux a été atteint à une profondeur entre 1,2 et de 2,3 m (élévation de 405,28 à 401,57 m).

### 6.1.3 RÉSULTATS DES ANALYSES DE STABILITÉ

Étant donné que le bassin B est réalisé complètement en excavation dans le roc, aucune analyse de stabilité n'a été réalisée. De plus, des pentes d'excavation conservatrices ont été considérées afin d'éviter le glissement de l'enrochement sur la membrane.

# 6.2 BASSINS C ET C2

## 6.2.1 DONNÉES DE CONCEPTION

La localisation du bassin de rétention C, requis pour la gestion des eaux du tablier industriel ainsi que la halde à minerai, est située à l'ouest de la halde à minerai et à l'est de la halde à stériles. L'espace disponible étant limité, le bassin de rétention C a été divisé en 2 bassins, soit C et C2, situés de chaque côté de la route et connectés par ponceaux. Cette localisation est limitée par les contraintes suivantes :

- bassin C situé presque en totalité sur un milieu humide;
- tablier industriel au nord-est du bassin C2 : ± 40 m;
- halde à stériles à l'ouest du bassin C : ± 20 m;
- délimité par une route entre les deux bassins : ± 15 m;
- zone tampon de 60 m de l'étang 1 directement au sud du bassin C.

Considérant les contraintes de terrain mentionné ci-dessus ainsi que la topographie du site, les bassins C et C2 ont été conçus avec une partie en excavation et une partie en remblai. Selon la topographie du secteur, la partie en remblai pourrait être plus importante que d'autres. Les critères de conception ainsi que les caractéristiques distinctes des deux (2) bassins sont présentés dans le tableau 6-2 suivant. La vue en plan, les profils et les détails typiques des bassins de rétention C et C2 sont présentés sur le plan 811-C-0603-ZA de l'annexe A.

**Tableau 6-2 Critères de conception et caractéristiques des bassins C et C2**

| Critères de conception | | |
|---|---|---|
| | **Bassin C** | **Bassin C2** |
| Volume de conception incluant une contingence[1] | 8 670 $m^3$ | 11 090 $m^3$ |
| Niveau de l'eau souterraine | 403 m | 403 m |
| Niveau d'eau maximal d'opération | 405 m | 405 m |
| Hauteur de la revanche | 0,5 m | 0,5 m |
| Niveau de la berme | 405,5 m | 405,5 m |
| Niveau du fond du bassin * | 403 m | 403 m |
| **Caractéristiques** | | |
| Superficie | 8 763 $m^2$ | 9 973 $m^2$ |
| Pente amont du bassin | 3H:1V | 3H:1V |
| Pente aval du bassin | 2,5H:1V | 2,5H:1V |
| Largeur maximale de la digue | 5 m | 5 m |
| Hauteur maximale de la digue | 2,5 m | 2,5 m |
| Épaisseur enrochement ** | 1000 mm | 1000 mm |
| Épaisseur de la géomembrane *** | 50 mm | 50 mm |

(1) Contingence comprise entre 10 et 25 % selon le bassin
* Le fond du bassin est le dessus de l'enrochement
** L'épaisseur d'enrochement inclut 150 mm de matériau granulaire et 850 mm d'empierrement 20-600 mm de diamètre
*** La géomembrane est de type PEHD texturée sur les 2 faces

### 6.2.2 SOLS DE FONDATION

Dans la zone à l'étude des bassins C et C2, cinq (5) forages et deux (2) tranchées ont été réalisés au cours des campagnes géotechniques 2021 et 2022 (WSP, 2021 et WSP, 2022). Deux (2) de ces forages ont été réalisés lors de la campagne de 2022, soit F17-22 et F18-22, alors que les trois (3) autres forages (BC-F01-21, RC-F01-21, CONC-F02-21) et les deux (2) tranchées (RC-TR01-21 et BC-TR01-21) ont été réalisés lors de la campagne de 2021. Selon les rapports de forages, le niveau de la nappe d'eau est estimé à une élévation de 403 m dans les deux bassins. La stratigraphie dans l'ordre descendant se présente comme suit pour le bassin C :

- une couche de matière organique (tourbe) d'une épaisseur entre 0 et 1,5 m en surface;
- un dépôt de sable avec un peu à traces de silt et gravier à sable silteux sous la couche organique et pouvant atteindre environ 8,5 m de profondeur reposant directement sur le socle rocheux;
- le socle rocheux a été atteint à une profondeur approximative entre de 1,5 à 8,5 m (élévation de 400,5 à 394,5 m).

Quant à elle, la stratigraphie dans l'ordre descendant se présente comme suit dans la zone du bassin C2 :

- une couche de remblai d'une épaisseur entre 0 et 0,6 et m en surface;
- un dépôt de sable avec traces de gravier et silt à sable graveleux et silteux sous la couche organique et pouvant atteindre environ 4,5 m de profond et qui repose directement sur le socle rocheux;
- le socle rocheux a été atteint à une profondeur approximative entre 1 et 4,5 m (élévation de 403,5 à 399,5 m).

### 6.2.3 SÉLECTION DES COUPES

Les différentes coupes ont été sélectionnées selon les secteurs potentiellement critiques d'un point de vue de la stabilité, c'est-à-dire les secteurs pour lesquels :

- l'épaisseur du dépôt meuble est importante;
- le bassin est en excavation dans le terrain naturel;
- la hauteur de la digue est plus élevée et critique;

Les analyses de stabilité ont été réalisées selon la géométrie du bassin projeté ainsi qu'en utilisant la topographie du terrain actuelle basée sur les relevés LiDAR de 2009 et 2022.

Le tableau 6-3 présente les coupes sélectionnées pour les bassins C et C2 ainsi que la justification des coupes à analyser. Les coupes sont également présentées sur la carte 3 de l'annexe B.

**Tableau 6-3 Justifications du choix des coupes analysées – Bassins C et C2**

| Bassin | Coupe | Justifications |
|---|---|---|
| C | BC1 | – Section de la digue la plus élevée et critique. |
| C2 | BC2 | – Section présentant une berme dans le bassin<br>– Épaisseur de dépôt meuble importante<br>– Excavation du bassin dans les matériaux meubles<br>– Analyse de la pente amont. |

### 6.2.4 RÉSULTATS DES ANALYSES DE STABILITÉ

Les résultats des analyses de stabilité pour les bassins C et C2 sont présentés dans les tableaux suivants. Comme mentionné à la section 6.2.2, un total de deux (2) coupes, identifiées BC1 et BC2, ont été analysées. Les sections étudiées sont présentées sur la carte 3 de l'annexe B.

Une surface de rupture globale a été analysée pour chaque coupe du bassin, et ce, sur les pentes en aval et en amont du bassin. De plus, pour toutes les conditions d'analyses, les cas de chargements statique et pseudo-statique ont été évalués.

Les résultats des analyses de stabilité pour les deux (2) coupes sont présentés aux tableaux 6-4 et 6-5, alors que les configurations géométriques et les surfaces potentielles de rupture associées au coefficient de sécurité minimum obtenu sont montrées sur les figures à l'annexe D pour chacune des analyses effectuées.

**Tableau 6-4 Résultats des analyses de stabilité de la coupe BC1**

| Ouvrage Coupe | Chargement | Conditions des analyses | Condition d'eau | Facteur de sécurité minimum | | Figure |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | Obtenu | Requis | |
| Bassin C Coupe BC1 | Statique | Rupture globale – Pente aval | Niveau du bassin au maximum d'opération | 1,70 | 1,5 | 72 |
| | | Rupture globale – Pente amont | Niveau du bassin au maximum d'opération | 1,83 | 1,5 | 73 |
| | | | Bassin vide | 1,97 | 1,5 | 74 |
| | Pseudostatique | Rupture globale – Pente aval | Niveau du bassin au maximum d'opération | 1,57 | 1,1 | 75 |
| | | Rupture globale – Pente amont | Niveau du bassin au maximum d'opération | 1,61 | 1,1 | 76 |
| | | | Bassin vide | 1,71 | 1,1 | 77 |

**Tableau 6-5 Résultats des analyses de stabilité de la coupe BC2**

| Ouvrage Coupe | Chargement | Conditions des analyses | Condition d'eau | Facteur de sécurité minimum | | Figure |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | Obtenu | Requis | |
| Bassin C Coupe BC2 | Statique | Rupture globale – Pente aval | Niveau du bassin au maximum d'opération | 1,63 | 1,5 | 78 |
| | | Rupture globale – Pente amont | Niveau du bassin au maximum d'opération | 1,89 | 1,5 | 79 |
| | | | Bassin vide | 1,89 | 1,5 | 80 |
| | Pseudostatique | Rupture globale – Pente aval | Niveau du bassin au maximum d'opération | 1,52 | 1,1 | 81 |
| | | Rupture globale – Pente amont | Niveau du bassin au maximum d'opération | 1,57 | 1,1 | 82 |
| | | | Bassin vide | 1,75 | 1,1 | 83 |

### 6.2.5 DISCUSSION DES RÉSULTATS DES ANALYSES DE STABILITÉ

Les résultats des analyses de stabilité montrent que les coefficients de sécurité minimaux respectent les recommandations décrites dans le Guide de restauration (MERN, 2022), ainsi que la D019 sur l'industrie minière (MDDELCC, 2012). Dans tous les cas analysés, un coefficient de sécurité supérieur à 1,5 a été obtenu pour un chargement statique et un coefficient de sécurité supérieur à 1,1 a été obtenu pour le cas de chargement pseudo-statique.

L'interprétation des analyses de stabilité réalisées dans le cadre de ce mandat montre que les digues des bassins C et C2 respectent les critères de sécurité, et ce, même en en utilisant les propriétés de matériaux contractants sur une des couches lâches se trouvant sous ces digues. Les critères de conception des bassins C et C2 préalablement établis (voir tableau 6-2) permettent donc de répondre conformément aux critères de stabilité établis.

# 6.3 BASSIN D2

## *6.3.1 DONNÉES DE CONCEPTION*

La localisation du bassin de rétention D2 proposé est située dans la portion est du site et au sud-ouest du parc à résidus et halde à mort-terrain. Cette localisation est limitée par les contraintes suivantes :

- milieu humide au sud-est : ± 10 m;
- route au sud-est : ± 15 m;
- bassin J à l'est : ± 30 m;
- halde à mort-terrain au nord : ± 40 m;
- un cheminé de ventilation à l'ouest : ± 20 m;
- bassin D à l'ouest : ± 70 m.

Le bassin D2 sert comme bassin de rétention en support au bassin D; les deux (2) bassins étant connectés par un ponceau souterrain. En respectant les contraintes de terrain mentionné ci-dessus ainsi que la topographie du site, le bassin D2 a été conçu en excavation et en remblai. Le tableau 6-6 présente les critères de conception retenus pour le bassin D2 ainsi que les caractéristiques de celui-ci. La vue en plan, les profils et les détails typiques du bassin de rétention D sont présentés sur le plan 840-C-0604-ZA de l'annexe A.

**Tableau 6-6 Critères de conception et caractéristiques du bassin D2**

| **Critères de conception** | |
|---|---|
| Volume de conception incluant une contingence[1] | 47 150 $m^3$ |
| Niveau de l'eau souterraine | 400 m |
| Niveau d'eau maximal d'opération | 403 m |
| Hauteur de la revanche | 1 m |
| Niveau de la berme | 404 m |
| Niveau du fond du bassin * | 399 m |
| **Caractéristiques** | |
| Superficie | 23 674 $m^2$ |
| Pente en amont du bassin | 3H: 1V |
| Pente en aval du bassin | 2,5H: 1V |
| Largeur maximale de la digue | 8 m |
| Hauteur maximale de la digue | 5 m |
| Épaisseur enrochement ** | 1000 mm |
| Épaisseur de la géomembrane *** | 50 mm |

(1) Contingence comprise entre 10 et 25 % selon le bassin
* Le fond du bassin est le dessus de l'enrochement
** L'épaisseur d'enrochement inclut 150 mm de matériau granulaire et 850 mm d'empierrement 20-600 mm de diamètre
*** La géomembrane est de type PEHD texturée sur les 2 faces

### 6.3.2 SOLS DE FONDATION

Dans la zone à l'étude du bassin D2, six (6) forages et une (1) tranchée ont été réalisés au cours des campagnes géotechniques 2021 et 2022 (WSP, 2021 et WSP, 2022). Un (1) de ces forages ont été réalisés lors de la campagne de 2022, soit le forage F28-22 alors que les quatre (4) autres forages ainsi que la tranchée ont été réalisés lors de la campagne de 2021, soit TU-F03-21, UTE-F01-21, UTE-F02-,21, UTM-F01-21, VR6-F01-21 et BD-TR03-21. Selon les rapports de forages, le niveau de la nappe d'eau est estimé à 400 m dans la zone à l'étude du bassin. La stratigraphie dans l'ordre descendant se présente comme suit pour le bassin D2 :

- en surface, selon l'emplacement, soit une couche de sol organique d'une épaisseur entre 0 et 0,7 m ou une couche de remblai d'une épaisseur de 0 à 1,8 m;
- un dépôt de sable silteux à un peu de silt devenant graveleux en profondeur d'une profondeur de 0,4 à 5,6 m et qui repose directement sur le socle rocheux;
- le socle rocheux a été atteint à une profondeur variant entre 1 et 5,6 m (élévation de 400,00 à 397,8 m).

### 6.3.3 SÉLECTION DES COUPES

Les différentes coupes ont été sélectionnées selon les secteurs potentiellement critiques d'un point de vue de la stabilité, c'est-à-dire les secteurs pour lesquels :

- l'épaisseur du dépôt meuble est importante;
- le talus naturel est le plus critique, par exemple une pente plus abrupte dans le terrain naturel;
- la hauteur de la digue est la plus élevée et critique;
- la présence d'infrastructures en pied de digue, tel qu'un chemin d'accès;
- le bassin est en excavation dans le terrain naturel;

Les analyses de stabilité ont été réalisées selon la géométrie du bassin projeté ainsi qu'en utilisant la topographie du terrain actuelle basée sur les relevés LiDAR de 2009 et 2022.

Le tableau 6-7 présente les coupes sélectionnées pour le bassin D2 ainsi que la justification des coupes à analyser. Les coupes sont également présentées sur la carte 4 de l'annexe B.

**Tableau 6-7 Justifications du choix des coupes analysées – Bassin D2**

| Bassin | Coupe | Justifications |
|---|---|---|
| D2 | BD2A | – Excavation du bassin dans les matériaux meubles – Analyse de la pente amont<br>– Excavation maximale dans le terrain naturel |
| | BD2C | – Route de halage au pied de la digue.<br>– Section de la digue élevée et la plus critique.<br>– Épaisseur de dépôt meuble importante. |

### 6.3.4 RÉSULTATS DES ANALYSES DE STABILITÉ

Les résultats des analyses de stabilité pour le bassin D2 sont présentés dans les tableaux suivants. Comme mentionné à la section 6.3.3, un total de deux (2) coupes, identifiées BD2A et BD2C, ont été analysées. Les sections étudiées sont présentées sur la carte 4 de l'annexe B.

Une surface de rupture globale a été analysée pour chaque coupe du bassin. De plus, pour toutes les conditions d'analyses, les cas de chargements statique et pseudo-statique ont été évalués.

Les résultats des analyses de stabilité pour les deux (2) coupes sont présentés aux tableaux 6-8 et 6-9, alors que les configurations géométriques et les surfaces potentielles de rupture associées au coefficient de sécurité minimum obtenu sont montrées sur les figures à l'annexe D pour chacune des analyses effectuées.

**Tableau 6-8 Résultats des analyses de stabilité de la coupe BD2A**

| Ouvrage Coupe | Chargement | Conditions des analyses | Condition d'eau | Facteur de sécurité minimum | | Figure |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | Obtenu | Requis | |
| Bassin D2 Coupe BD2A | Statique | Rupture globale – Pente amont : Terrain naturel | Niveau du bassin au maximum d'opération | 1,59 | 1,5 | 85 |
| | | Rupture globale – Pente amont | Niveau du bassin au maximum d'opération | 1,50 | 1,5 | 86 |
| | | | Bassin vide | 1,53 | 1,5 | 87 |
| | Pseudostatique | Rupture globale – Pente amont : Terrain naturel | Niveau du bassin au maximum d'opération | 1,40 | 1,1 | 88 |
| | | Rupture globale – Pente amont | Niveau du bassin au maximum d'opération | 1,29 | 1,1 | 89 |
| | | | Bassin vide | 1,41 | 1,1 | 90 |

**Tableau 6-9 Résultats des analyses de stabilité de la coupe BD2C**

| Ouvrage Coupe | Chargement | Conditions des analyses | Condition d'eau | Facteur de sécurité minimum | | Figure |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | Obtenu | Requis | |
| Bassin D2 Coupe BD2C | Statique | Rupture globale – Pente aval | Niveau du bassin au maximum d'opération | 1,58 | 1,5 | 91 |
| | | Rupture globale – Pente amont | Niveau du bassin au maximum d'opération | 1,75 | 1,5 | 92 |
| | | | Bassin vide | 1,59 | 1,5 | 93 |
| | Pseudostatique | Rupture globale – Pente aval | Niveau du bassin au maximum d'opération | 1,47 | 1,1 | 93 |
| | | Rupture globale – Pente amont | Niveau du bassin au maximum d'opération | 1,54 | 1,1 | 95 |
| | | | Bassin vide | 1,48 | 1,1 | 96 |

### 6.3.5 DISCUSSION DES RÉSULTATS DES ANALYSES DE STABILITÉ

Les résultats des analyses de stabilité montrent que les coefficients de sécurité minimaux respectent les recommandations décrites dans le Guide de restauration (MERN, 2022), ainsi que la D019 sur l'industrie minière (MDDELCC, 2012). Dans tous les cas analysés, un coefficient de sécurité supérieur à 1,5 a été obtenu pour un chargement statique et un coefficient de sécurité supérieur à 1,1 a été obtenu pour le cas de chargement pseudo-statique.

L'interprétation des analyses de stabilité réalisées dans le cadre de ce mandat montre que l'excavation et les digues du bassin D2 respectent les critères de sécurité. En effet, les critères de conception du bassin D2 préalablement établis (voir tableau 6-6) permettent de répondre conformément aux critères de stabilité établis.

# 6.4 BASSIN F

## *6.4.1 DONNÉES DE CONCEPTION*

La localisation du bassin de rétention F proposé est située dans la portion ouest du site et à l'ouest de la halde à stériles. Cette localisation est limitée par les contraintes suivantes :

- le nord du bassin est situé sur un milieu humide;
- la halde à stériles à l'est : ± 10 m;
- une route à l'est : ± 5 m;
- la zone tampon de 60 m du lac SN4 et un cours d'eau directement à l'ouest.

Compte tenu des contraintes de terrain mentionné ci-dessus ainsi que la topographie du site, le bassin F, requis pour la gestion des eaux de l'agrandissement de la halde à stériles, a été conçu avec la partie sud en excavation dans le talus naturel et les autres parties en remblai. Les critères de conception ainsi que les caractéristiques du bassin sont présentés dans le tableau 6-10 suivant. La vue en plan, les profils et les détails typiques du bassin de rétention F sont présentés sur le plan 810-C-0604-ZA de l'annexe A.

**Tableau 6-10 Critères de conception et caractéristiques du bassin F**

| **Critères de conception** | |
|---|---|
| Volume de conception incluant une contingence[1] | 20 900 $m^3$ |
| Niveau de l'eau souterraine | 399 m |
| Niveau d'eau maximal d'opération | 403,5 |
| Hauteur de la revanche | 0,5 m |
| Niveau de la berme | 404 m |
| Niveau du fond du bassin * | 400 m |
| **Caractéristiques** | |
| Superficie | 14 066 $m^2$ |
| Pente en amont du bassin | 3H: 1V |
| Pente en aval du bassin | 2,5H: 1V |
| Largeur maximale de la digue | 8 m |
| Hauteur maximale de la digue | 4 m |
| Épaisseur enrochement ** | 1000 mm |
| Épaisseur de la géomembrane *** | 50 mm |

(1) La capacité du bassin n'est pas suffisante pour contenir le volume utile nécessaire avec une contingence acceptable. Le débit de pompage devra être revu à la hausse lors des étapes ultérieures de la conception.
* Le fond du bassin est le dessus de l'enrochement
** L'épaisseur d'enrochement inclut 150 mm de matériau granulaire et 850 mm d'empierrement 20-600 mm de diamètre
*** La géomembrane est de type PEHD texturée sur les 2 faces

### 6.4.2 SOLS DE FONDATION

Dans la zone à l'étude du bassin F, quatre (4) tranchées ont été réalisées à proximité, soit les tranchées AHS-TR06-21 et BF-TR01-21 à BF-TR03-21 toutes effectuées lors de la campagne géotechnique de WSP 2021 (WSP, 2021). Selon les rapports de tranchée, la stratigraphie dans l'ordre descendant se présente comme suit :

- une couche de sol organique (sable avec traces de silt) d'une épaisseur entre 0 et 0,70 m en surface;
- un dépôt de sable avec des traces de silt et de gravier et devenant graveleux en profondeur à partir d'environ 0,2 à 2,4 m de profondeur qui repose directement sur le socle rocheux;
- le socle rocheux a été rencontre à une profondeur entre 0,5 et 1,7 m (élévation de 410,6 à 406,2 m).

De plus, en se fiant à la carte de dépôt des sols, il est possible d'observer que le roc est relativement en surface dans la zone au sud-est du bassin, soit dans la zone des tranchées BF-TR01-21 à BF-TR03-21 et que le roc s'abaisse en se rapprochant du bassin F.

Puisqu'aucun forage n'a été effectué à proximité de la zone à l'étude du bassin F lors des anciennes campagnes de forages, il n'est pas possible d'estimer le niveau de la nappe en fonction des rapports de forage. Toutefois, lors de l'été 2021 des mesures de niveaux d'eau dans le lac SN4 ont été prises permettant d'estimer un niveau d'eau moyen dans le lac à 398 m. Ainsi, le bassin F projeté étant à proximité du lac, il est juste d'estimer une élévation à 399 m pour le niveau de la nappe souterraine du bassin F.

### 6.4.3 SÉLECTION DES COUPES

Une (1) coupe jugée représentative des conditions du site a été sélectionnée selon les secteurs potentiellement critiques d'un point de vue de la stabilité, c'est-à-dire les secteurs pour lesquels :

- l'épaisseur du dépôt meuble est importante;
- la hauteur de la digue est la plus élevée et critique;

Les analyses de stabilité ont été réalisées selon la géométrie du bassin projeté ainsi qu'en utilisant la topographie du terrain actuelle basée sur les relevés LiDAR de 2009 et 2022.

Le tableau 6-11 présente la coupe sélectionnée pour le bassin F ainsi que la justification de la coupe à analyser. La coupe est également présentée sur la carte 2 de l'annexe B.

**Tableau 6-11 Justifications du choix de la coupe analysée – Bassin F**

| Bassin | Coupe | Justifications |
|---|---|---|
| F | BF1 | – Épaisseur de dépôt meuble importante.<br>– Section de la digue la plus élevée et critique. |

### 6.4.4 RÉSULTATS DES ANALYSES DE STABILITÉ

Les résultats des analyses de stabilité pour le bassin F sont présentés dans les tableaux suivants. Comme mentionné à la section 6.4.3, une seule coupe, identifiée BF1 a été analysée. La section étudiée est présentée sur la carte 2 de l'annexe B.

Une surface de rupture globale a été analysée pour la coupe du bassin, et ce, sur les pentes aval et amont du bassin. De plus, pour toutes les conditions d'analyses, les cas de chargements statique et pseudo-statique ont été évalués.

Les résultats des analyses de stabilité pour la coupe sont présentés au tableau 6-12, alors que les configurations géométriques et les surfaces potentielles de rupture associées au coefficient de sécurité minimum obtenu sont montrées sur les figures à l'annexe D pour chacune des analyses effectuées.

**Tableau 6-12 Résultats des analyses de stabilité de la coupe BF1**

| Ouvrage Coupe | Chargement | Conditions des analyses | Condition d'eau | Facteur de sécurité minimum | | Figure |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | Obtenu | Requis | |
| Bassin F Coupe BF1 | Statique | Rupture globale – Pente aval | Niveau du bassin au maximum d'opération | 1,54 | 1,5 | 98 |
| | | Rupture globale – Pente amont | Niveau du bassin au maximum d'opération | 1,60 | 1,5 | 999 |
| | | | Bassin vide | 1,74 | 1,5 | 100 |
| | Pseudostatique | Rupture globale – Pente aval | Niveau du bassin au maximum d'opération | 1,43 | 1,1 | 101 |
| | | Rupture globale – Pente amont | Niveau du bassin au maximum d'opération | 1,39 | 1,1 | 102 |
| | | | Bassin vide | 1,62 | 1,1 | 103 |

### 6.4.5 DISCUSSION DES RÉSULTATS DES ANALYSES DE STABILITÉ

Les résultats des analyses de stabilité montrent que les coefficients de sécurité minimaux respectent les recommandations décrites dans le Guide de restauration (MERN, 2022), ainsi que la D019 sur l'industrie minière (MDDELCC, 2012). Dans tous les cas analysés, un coefficient de sécurité supérieur à 1,5 a été obtenu pour un chargement statique et un coefficient de sécurité supérieur à 1,1 a été obtenu pour le cas de chargement pseudo-statique.

L'interprétation des analyses de stabilité réalisées dans le cadre de ce mandat montre que les digues du bassin F respectent les critères de sécurité. En effet, les critères de conception du bassin F préalablement établis (voir tableau 6-10) permettent de répondre conformément aux critères de stabilité établis.

## 6.5 BASSIN J

### 6.5.1 DONNÉES DE CONCEPTION

La localisation du bassin de rétention J, requis pour la gestion des eaux de la halde à mort-terrain, est située dans la portion est du site et au sud-ouest du parc à résidus et la halde à mort-terrain. Cette localisation est limitée par les contraintes suivantes :

— milieu humide à l'est : ± 5 m;

— route au sud-est : ± 40 m;

— bassin D2 au sud-ouest : ± 30 m;

— halde à mort-terrain nord-ouest : ± 8 m.

En respectant les données du terrain décrit ci-dessus et en considérant la topographie du site, le bassin J a été conçu en remblai et délai. Le tableau 6-13 présente les critères de conception retenus pour le bassin J ainsi que les caractéristiques de celui-ci. La vue en plan, les profils et les détails typiques du bassin de rétention J sont présentés sur le plan 810-C-0604-ZA de l'annexe A.

**Tableau 6-13 Critères de conception du bassin J**

| Critères de conception | |
|---|---|
| Volume de conception incluant une contingence[1] | 5 980 $m^3$ |
| Niveau de l'eau souterraine | 398,5 |
| Niveau d'eau maximal d'opération | 401 m |
| Hauteur de la revanche | 0,5 m |
| Niveau de la berme | 401,5 m |
| Niveau du fond du bassin * | 398 m |
| **Caractéristiques** | |
| Superficie | 5 139 $m^2$ |
| Pente en amont du bassin | 3H:1V |
| Pente en aval du bassin | 2,5H:1V |
| Largeur maximale de la digue | 5 m |
| Hauteur maximale de la digue | 2,5 m |
| Épaisseur enrochement ** | 1000 mm |
| Épaisseur de la géomembrane *** | 50 mm |

(1) Contingence comprise entre 10 et 25 % selon le bassin
* Le fond du bassin est le dessus de l'enrochement
** L'épaisseur d'enrochement inclut 150 mm de matériau granulaire et 850 mm d'empierrement 20-600 mm de diamètre
*** La géomembrane est de type PEHD texturée sur les 2 faces

## 6.5.2 SOLS DE FONDATION

Dans la zone à l'étude du bassin J, un (1) seul forage a été réalisé, soit le forage BH-22-15 de la campagne d'hiver 2022 réalisé par Golder (WSP, 2023a). Selon le rapport de forage, le niveau de la nappe d'eau est estimé à 398,5 m et la stratigraphie dans l'ordre descendant se présente comme suit :

- une couche de matière organique (tourbe) d'une épaisseur entre 0 et 0,8 m en surface;
- un dépôt de sable avec traces de gravier d'une profondeur d'environ 0,8 à 4,4 m;
- un dépôt de gravier avec un peu de sable, d'une profondeur approximative entre 4,4 à 5,7 m qui repose directement sur le socle rocheux;
- le socle rocheux a été atteint à une profondeur de 5,7 m (élévation de 393,43 m).

## 6.5.3 SÉLECTION DES COUPES

Les différentes coupes ont été sélectionnées selon les secteurs potentiellement critiques d'un point de vue de la stabilité, c'est-à-dire les secteurs pour lesquels :

- l'épaisseur du dépôt meuble est importante;
- le talus naturel est le plus critique, par exemple une pente plus abrupte dans le terrain naturel;

— la hauteur de la digue est la plus élevée et critique;

— la présence d'infrastructures en pied de digue, tel qu'un chemin d'accès;

— le bassin est en excavation dans le terrain naturel;

Les analyses de stabilité ont été réalisées selon la géométrie du bassin projeté ainsi qu'en utilisant la topographie du terrain actuelle basée sur les relevés LiDAR de 2009 et 2022.

Le tableau 6-14 présente les coupes sélectionnées pour le bassin J ainsi que la justification des coupes à analyser. Les coupes sont également présentées sur la carte 4 de l'annexe B.

**Tableau 6-14 Justifications du choix des coupes analysées**

| Bassin | Coupe | Justifications |
|---|---|---|
| Bassin J | BJ2 | — Excavation du bassin dans les matériaux meubles – Analyse de la pente amont<br>— Excavation maximale dans le terrain naturel |
| | BJ3 | — Route de halage au pied de la digue.<br>— Section de la digue élevée et la plus critique.<br>— Épaisseur de dépôt meuble importante. |

### *6.5.4 RÉSULTATS DES ANALYSES DE STABILITÉ*

Les résultats des analyses de stabilité pour le bassin J sont présentés dans les tableaux suivants. Comme mentionné à la section 6.5.3, un total de deux (2) coupes, identifiées BJ2 et BJ3, ont été analysés. Les sections étudiées sont présentées sur la carte 4 de l'annexe B.

Une surface de rupture globale a été analysée pour les coupes du bassin, et ce, sur les pentes en aval et amont du bassin dépendamment de la coupe. De plus, pour toutes les conditions d'analyses, les cas de chargements statique et pseudo-statique ont été évalués.

Les résultats des analyses de stabilité pour les deux (2) coupes sont présentés aux tableaux 6-15 et 6-16, alors que les configurations géométriques et les surfaces potentielles de rupture associées au coefficient de sécurité minimum obtenu sont montrées sur les figures à l'annexe D pour chacune des analyses effectuées.

**Tableau 6-15 Résultats des analyses de stabilité de la coupe BJ2**

| Ouvrage Coupe | Chargement | Conditions des analyses | Condition d'eau | Facteur de sécurité minimum | | Figure |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | Obtenu | Requis | |
| Bassin J Coupe BJ2 | Statique | Rupture globale – Pente amont | Niveau du bassin au maximum d'opération | 1,69 | 1,5 | 105 |
| | | | Bassin vide | 1,85 | 1,5 | 106 |
| | Pseudostatique | Rupture globale – Pente amont | Niveau du bassin au maximum d'opération | 1,47 | 1,1 | 107 |
| | | | Bassin vide | 1,72 | 1,1 | 108 |

**Tableau 6-16 Résultats des analyses de stabilité de la coupe BJ3**

| Ouvrage Coupe | Chargement | Conditions des analyses | Condition d'eau | Facteur de sécurité minimum | | Figure |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | Obtenu | Requis | |
| Bassin C Coupe BJ3 | Statique | Rupture globale – Pente aval | Niveau du bassin au maximum d'opération | 1,67 | 1,5 | 109 |
| | | Rupture globale – Pente amont | Niveau du bassin au maximum d'opération | 1,96 | 1,5 | 110 |
| | | | Bassin vide | 1,51 | 1,5 | 111 |
| | Pseudostatique | Rupture globale – Pente aval | Niveau du bassin au maximum d'opération | 1,55 | 1,1 | 112 |
| | | Rupture globale – Pente amont | Niveau du bassin au maximum d'opération | 1,70 | 1,1 | 113 |
| | | | Bassin vide | 1,36 | 1,1 | 114 |

### 6.5.5 DISCUSSION DES RÉSULTATS DES ANALYSES DE STABILITÉ

Les résultats des analyses de stabilité montrent que les coefficients de sécurité minimaux respectent les recommandations décrites dans le Guide de restauration (MERN, 2022), ainsi que la D019 sur l'industrie minière (MDDELCC, 2012). Dans tous les cas analysés, un coefficient de sécurité supérieur à 1,5 a été obtenu pour un chargement statique et un coefficient de sécurité supérieur à 1,1 a été obtenu pour le cas de chargement pseudo-statique.

L'interprétation des analyses de stabilité réalisées dans le cadre de ce mandat montre que les digues du bassin J respectent les critères de sécurité. En effet, les critères de conception du bassin J préalablement établis (voir tableau 6-13) permettent de répondre conformément aux critères de stabilité établis.

## 6.6 BASSIN PAR1

### 6.6.1 DONNÉES DE CONCEPTION

La localisation du bassin TFM1, requis pour la gestion de l'eau du parc à résidus, est située dans le secteur est du site, au sud du parc à résidus. Cette localisation est limitée par les contraintes suivantes :

- situé presque en totalité dans un milieu humide;
- situé dans un secteur où l'épaisseur des sols organique (tourbe) peut atteindre l'ordre de 2 m;
- situé sur un épais dépôt de sable à silt sableux en partie de compacité lâche et saturé sous les sols organiques;
- parc à résidus au nord : ± 10 m;
- nappe d'eau souterraine proche de la surface du terrain naturel.

Considérant les contraintes de terrain mentionnées ci-dessus ainsi que la topographie du site, le bassin PAR1 a été conçu avec la partie nord qui longe le parc à résidus en excavation dans le terrain naturel et les autres parties du bassin en remblai. Les critères de conception ainsi que les caractéristiques distinctes du bassin sont présentés dans le tableau 6-17 suivant. La vue en plan, les profils et les détails typiques du bassin de rétention PAR1 sont présentés sur le plan 805-C-1506-ZA de l'annexe A.

Il est à noter qu'afin de limiter l'empreinte du bassin et de respecter le point bas du parc à résidus, les critères de conception du bassin PAR1 sont également basés sur des compromis avec les différents enjeux du site, soit la nappe d'eau très élevée et les dépôts naturels de compacité très lâche.

**Tableau 6-17 Critères de conception et caractéristiques du bassin PAR 1**

| Critères de conception | |
|---|---|
| Volume de conception incluant une contingence[1] | 250 875 m$^3$ |
| Niveau de l'eau souterraine | 397,5 m |
| Niveau d'eau maximal d'opération | 400 m |
| Hauteur de la revanche | 1,5 m |
| Niveau de la berme | 401,5 m |
| Niveau du fond du bassin * | 396,5 m |
| **Caractéristiques** | |
| Superficie | 94 412 m$^2$ |
| Pente en amont du bassin | 3H:1V |
| Pente en aval du bassin | 2,5H:1V |
| Largeur maximale de la digue | 5 m |
| Hauteur maximale de la digue | 3 m |
| Épaisseur enrochement ** | 1000 mm |
| Épaisseur de la géomembrane *** | 50 mm |

(1) Contingence comprise entre 10 et 25 % selon le bassin
* Le fond du bassin est le dessus de l'enrochement
** L'épaisseur d'enrochement inclut 150 mm de matériau granulaire et 850 mm d'empierrement 20-600 mm de diamètre
*** La géomembrane est de type PEHD texturée sur les 2 faces

Afin de limiter l'empreinte du bassin et de respecter le point bas du parc à résidus, les critères de conception du bassin PAR1 sont basés sur des compromis avec les différents enjeux du site, soit la nappe d'eau très élevée et les dépôts naturels de compacité lâche.

## 6.6.2 SOLS DE FONDATION

Dans la zone à l'étude du bassin PAR1, quatre (4) forages ont été réalisés au cours des campagnes géotechniques 2022 de WSP (WSP, 2022) et celle de Golder (WSP, 2023a ). Les forages utilisés dans le secteur du bassin sont le forage BH-22-25 BH-22-06, BH-22-07 et BH-22-19. Selon les rapports de forages, des indices de saturation indiquent un niveau de la nappe d'eau approximatif à 397,5 m et la stratigraphie dans l'ordre descendant se présente comme suit :

- une couche de tourbe d'une épaisseur entre 0 et 2,3 m en surface;
- un dépôt de sable avec des traces de silt à un sable silteux, de compacité lâche, rencontré sur une épaisseur approximative de 4 à 7,6 m. Dans le secteur des forages BH-22-07 et BH-22-19, cette couche repose directement sur le roc;
- un dépôt de sable, un peu de silt avec traces de gravier, de compacité moyenne à dense a été rencontrée dans les forages BH-22-25 et BH-22-06 sur une épaisseur entre 1,5 à 5 m;
- un horizon de silt sableux compact à lâche de 7 m d'épaisseur a été rencontré uniquement dans le sondage BH-22-06, sous la couche de sable compact à dense, et reposant sur un horizon de blocs et cailloux;

- un horizon de blocs et cailloux a été rencontré dans le forage BH-22-06 sur une épaisseur d'environ 1 m et repose sur le roc;
- le socle rocheux a été atteint à une profondeur entre 8,5 à 18,7 m (élévations 379,6 à 390,1 m).

### 6.6.3 SÉLECTION DES COUPES

Les différentes coupes ont été sélectionnées selon les secteurs potentiellement critiques d'un point de vue de la stabilité, c'est-à-dire les secteurs pour lesquels :

- l'épaisseur du dépôt meuble est importante;
- le talus naturel est le plus critique, par exemple une pente plus abrupte dans le terrain naturel;
- la présence d'infrastructures au pied du bassin ou en amont du bassin, tel que le parc à résidus et/ou une route d'accès.

Les analyses de stabilité ont été réalisées selon la géométrie des digues et bermes du bassin projeté ainsi qu'en utilisant la topographie du terrain actuel basée sur les relevés LiDAR de 2009 et 2022.

Le tableau 6-18 présente les coupes sélectionnées pour analyse pour le bassin PAR1 ainsi que la justification des coupes à analyser. Les coupes sont également présentées sur la carte 5 de l'annexe B.

**Tableau 6-18 Justifications du choix des coupes analysées – Bassin PAR1**

| Bassin | Coupe | Justifications |
|---|---|---|
| PAR1 | PAR1A | – Épaisseur de dépôt meuble importante.<br>– Parc à résidus en amont du bassin.<br>– Circulation sur la crête de la berme. |
| | PAR1B | – Section avec la digue la plus élevée.<br>– Épaisseur de dépôt meuble importante. |

### 6.6.4 RÉSULTATS DES ANALYSES DE STABILITÉ

Les résultats des analyses de stabilité pour le bassin PAR1 sont présentés dans les tableaux suivants. Comme mentionné à la section 6.6.3, un total de deux (2) coupes, identifiées PAR1A et PAR1B, ont été analysés. Les sections étudiées sont présentées sur la carte 5 de l'annexe B.

Une surface de rupture globale a été analysée pour les coupes du bassin, et ce, sur les pentes en aval et amont du bassin dépendamment de la coupe. De plus, pour toutes les conditions d'analyses, les cas de chargements statique et pseudo-statique ont été évalués.

Les résultats des analyses de stabilité pour les deux (2) coupes sont présentés aux tableaux 6-19 et 6-20, alors que les configurations géométriques et les surfaces potentielles de rupture associées au coefficient de sécurité minimum obtenu sont montrées sur les figures à l'annexe D pour chacune des analyses effectuées.

**Tableau 6-19 Résultats des analyses de stabilité de la coupe PAR1A**

| Ouvrage Coupe | Chargement | Conditions des analyses | Condition d'eau | Facteur de sécurité minimum | | Figure |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | Obtenu | Requis | |
| Bassin PAR1 Coupe PAR1A | Statique | Rupture globale – Pente amont | Niveau du bassin au maximum d'opération | 1,55 | 1,5 | 116 |
| | | | Bassin vide | 1,53 | 1,5 | 117 |
| | Pseudostatique | Rupture globale – Pente amont | Niveau du bassin au maximum d'opération | 1,36 | 1,1 | 118 |
| | | | Bassin vide | 1,14 | 1,1 | 119 |

**Tableau 6-20 Résultats des analyses de stabilité de la coupe PAR1B**

| Ouvrage Coupe | Chargement | Conditions des analyses | Condition d'eau | Facteur de sécurité minimum | | Figure |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | Obtenu | Requis | |
| Bassin PAR1 Coupe PAR1B | Statique | Rupture globale – Pente aval | Niveau du bassin au maximum d'opération | 1,71 | 1,5 | 120 |
| | | Rupture globale – Pente amont | Niveau du bassin au maximum d'opération | 1,54 | 1,5 | 121 |
| | | | Bassin vide | 1,49 | 1,5 | 122 |
| | Pseudostatique | Rupture globale – Pente aval | Niveau du bassin au maximum d'opération | 1,31 | 1,1 | 123 |
| | | Rupture globale – Pente amont | Niveau du bassin au maximum d'opération | 1,31 | 1,1 | 124 |
| | | | Bassin vide | 1,12 | 1,1 | 125 |

### 6.6.5 DISCUSSION DES RÉSULTATS DES ANALYSES DE STABILITÉ

Les résultats des analyses de stabilité montrent que les coefficients de sécurité minimaux respectent les recommandations décrites dans le Guide de restauration (MERN, 2022), ainsi que la D019 sur l'industrie minière (MDDELCC, 2012). Dans la majorité des cas analysés, un coefficient de sécurité supérieur à 1,5 a été obtenu pour un chargement statique et dans tous les cas analysés un coefficient de sécurité supérieur à 1,1 a été obtenu pour le cas de chargement pseudo-statique. Enfin, lors du cas d'analyse sur la pente amont de la coupe PAR1B en cas de chargement statique et en condition de bassin vide, le facteur de sécurité est supérieur à 1,3, ce qui est conforme à la performance d'un bassin en régime transitoire.

Il est à noter, dans le secteur du parc à résidus et du bassin PAR1, un épais dépôt de sable très lâche et saturé a été rencontré. Une partie de ce dépôt présente un comportement contractant basé sur les valeurs d'essais de pénétration standards (indice SPT « N »). L'interprétation des analyses de stabilité réalisées dans le cadre de ce mandat montre que les digues du bassin PAR1 ne respectent pas les critères de sécurité sans berme de stabilisation. Afin de répondre aux critères de stabilité minimaux, une berme d'épaisseur et de longueur variables selon l'emplacement de la digue est suggérée du côté amont, à l'intérieur du bassin. Une berme de stabilisation d'environ 15 m de largeur et de 0,8 m de hauteur est également requise du côté aval de certains côtés du bassin pour répondre aux critères de stabilité. Selon cette configuration, les critères de conception (tel que présenté dans les plans fournis à l'annexe A) permettent de répondre conformément aux critères de stabilité des normes de l'industrie.

Afin de confirmer le comportement contractant des sols dans le secteur du bassin PAR1 ainsi que d'obtenir plus d'information géotechnique, une campagne d'investigation supplémentaire, incluant des forages et des essais au piézocone est prévue pour l'hiver 2023. La campagne permettra de réévaluer les dimensions et la nécessité des bermes de stabilisation requises pour la stabilité du bassin.

# 6.7 BASSIN PAR2

## 6.7.1 DONNÉES DE CONCEPTION

La localisation du bassin PAR2, requis également pour la gestion des eaux du parc à résidus et en support au bassin PAR1, est située dans la portion nord du site, soit à l'ouest du parc à résidus, au nord de la halde à mort-terrain et à l'ouest du futur camp des travailleurs. Cette localisation est limitée par les contraintes suivantes :

— situé entièrement sur un milieu humide;

— parc à résidus à l'est : ± 10 m;

— zones tampons de 60 m de deux rivières.

Compte tenu des contraintes de terrain mentionné ci-dessus ainsi que la topographie du site, le bassin PAR1 a été conçu avec la partie sud en excavation dans le talus naturel et les autres parties du bassin en remblai. Les critères de conception ainsi que les caractéristiques distinctes du bassin sont présentés dans le tableau 6-21 suivant. La vue en plan, les profils et les détails typiques du bassin de rétention PAR2 sont présentés sur le plan 805-C-1507-ZA de l'annexe A.

**Tableau 6-21 Critères de conception et caractéristiques du bassin PAR2**

| | |
|---|---|
| **Critères de conception** | |
| Volume de conception incluant une contingence[1] | 37 950 $m^3$ |
| Niveau de l'eau souterraine | 398 m |
| Niveau d'eau maximal d'opération | 400,5 m |
| Hauteur de la revanche | 1,5 m |
| Niveau de la berme | 402 m |
| Niveau du fond du bassin * | 398 m |
| **Caractéristiques** | |
| Superficie | 30 587 $m^2$ |
| Pente en amont du bassin | 3H:1V |
| Pente en aval du bassin | 2,5H:1V |
| Largeur maximale de la digue | 8 m |
| Hauteur maximale de la digue | 5 m |
| Épaisseur enrochement ** | 1000 mm |
| Épaisseur de la géomembrane *** | 50 mm |

(1) Contingence comprise entre 10 et 25 % selon le bassin
* Le fond du bassin est le dessus de l'enrochement
** L'épaisseur d'enrochement inclut 150 mm de matériau granulaire et 850 mm d'empierrement 20-600 mm de diamètre
*** La géomembrane est de type PEHD texturée sur les 2 faces

## 6.7.2 SOLS DE FONDATION

Dans la zone à l'étude du bassin PAR2, cinq (5) forages (R-F01-21, F93-22, F-94-22, F-96-22 et BH-22-13), et deux (2) tranchées (R-TR02-21 et R-TR05-21) ont été réalisés au cours des campagnes géotechniques 2021 et 2022 de WSP (WSP, 2021 et WSP, 2022) ainsi que celle de Golder effectué aussi en 2022 (WSP, 2023a). Selon les rapports de forages, le niveau de la nappe d'eau est estimé à 398 m et la stratigraphie dans l'ordre descendant se présente comme suit :

— une couche de sols organique d'une épaisseur entre 0 et 0,9 m en surface;

- un dépôt de sable avec traces de silt et gravier à sable silteux avec traces de gravier à partir d'une profondeur de 0,30 à 3,7 m au centre et à l'ouest du bassin et d'environ 0,6 à 16,2 m à l'est du bassin qui repose directement sur le socle rocheux;
- le socle rocheux a été atteint à une profondeur variant entre 1,7 à 16,2 m (élévation de 405,8 à 382,4 m) selon l'emplacement des sondages.

### 6.7.3 SÉLECTION DES COUPES

Les différentes coupes ont été sélectionnées selon les secteurs potentiellement critiques d'un point de vue de la stabilité, c'est-à-dire les secteurs pour lesquels :

- l'épaisseur du dépôt meuble est importante;
- la hauteur de la digue est la plus élevée et critique;
- la présence d'infrastructures en pied de digue;

Les analyses de stabilité ont été réalisées selon la géométrie du bassin projeté ainsi qu'en utilisant la topographie du terrain actuelle basée sur les relevés LiDAR de 2009 et 2022.

Le tableau 6-22 présente les coupes sélectionnées pour le bassin PAR2 ainsi que la justification des coupes à analyser. Les coupes sont également présentées sur la carte 6 de l'annexe B.

**Tableau 6-22 Justifications du choix des coupes analysées – Bassin PAR2**

| Bassin | Coupe | Justifications |
|---|---|---|
| Bassin PAR2 | PAR2A | – Épaisseur de dépôt meuble importante.<br>– Section avec la digue la plus élevée. |
| | PAR2B | – Parc à résidus en amont du bassin.<br>– Épaisseur de dépôt meuble importante. |

### 6.7.4 RÉSULTATS DES ANALYSES DE STABILITÉ

Les résultats des analyses de stabilité pour le bassin PAR2 sont présentés dans les tableaux suivants. Comme mentionné à la section 6.7.3, un total de deux (2) coupes, identifiées PAR2A et PAR2B, ont été analysés. Les sections étudiées sont présentées sur la carte 6 de l'annexe B.

Une surface de rupture globale a été analysée pour les coupes du bassin, et ce, sur les pentes en aval et en amont des différentes digues de la coupe. De plus, pour toutes les conditions d'analyses, les cas de chargements statique et pseudo-statique ont été évalués.

Les résultats des analyses de stabilité pour les deux (2) coupes sont présentés aux tableaux 6-23 et 6-24, alors que les configurations géométriques et les surfaces potentielles de rupture associées au coefficient de sécurité minimum obtenu sont montrées sur les figures à l'annexe D pour chacune des analyses effectuées.

**Tableau 6-23 Résultats des analyses de stabilité de la coupe PAR2A**

| Ouvrage Coupe | Chargement | Conditions des analyses | Condition d'eau | Facteur de sécurité minimum | | Figure |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | Obtenu | Requis | |
| Bassin PAR2 Coupe PAR2A | Statique | Rupture globale – Pente aval | Niveau du bassin au maximum d'opération | 1,63 | 1,5 | 127 |
| | | Rupture globale – Pente amont | Niveau du bassin au maximum d'opération | 1,78 | 1,5 | 128 |
| | | | Bassin vide | 1,52 | 1,5 | 129 |
| | Pseudostatique | Rupture globale – Pente aval | Niveau du bassin au maximum d'opération | 1,27 | 1,1 | 130 |
| | | Rupture globale – Pente amont | Niveau du bassin au maximum d'opération | 1,52 | 1,1 | 131 |
| | | | Bassin vide | 1,37 | 1,1 | 132 |

**Tableau 6-24 Résultats des analyses de stabilité de la coupe PAR2B**

| Ouvrage Coupe | Digue | Chargement | Conditions des analyses | Condition d'eau | Facteur de sécurité minimum | | Figure |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | | Obtenu | Requis | |
| Bassin PAR2 Coupe PAR2B | Est | Statique | Rupture globale – Pente aval | Niveau du bassin au maximum d'opération | 1,79 | 1,5 | 133 |
| | | | Rupture globale – Pente amont | Niveau du bassin au maximum d'opération | 1,95 | 1,5 | 134 |
| | | | | Bassin vide | 1,68 | 1,5 | 135 |
| | | Pseudostatique | Rupture globale – Pente aval | Niveau du bassin au maximum d'opération | 1,63 | 1,1 | 136 |
| | | | Rupture globale – Pente amont | Niveau du bassin au maximum d'opération | 1,56 | 1,1 | 137 |
| | | | | Bassin vide | 1,48 | 1,1 | 138 |
| | Ouest | Statique | Rupture globale – Pente aval | Niveau du bassin au maximum d'opération | 1,61 | 1,5 | 139 |
| | | | Rupture globale – Pente amont | Niveau du bassin au maximum d'opération | 1,79 | 1,5 | 140 |
| | | | | Bassin vide | 1,78 | 1,5 | 141 |
| | | Pseudostatique | Rupture globale – Pente aval | Niveau du bassin au maximum d'opération | 1,47 | 1,1 | 142 |
| | | | Rupture globale – Pente amont | Niveau du bassin au maximum d'opération | 1,50 | 1,1 | 143 |
| | | | | Bassin vide | 1,47 | 1,1 | 144 |

### *6.7.5 DISCUSSION DES RÉSULTATS DES ANALYSES DE STABILITÉ*

Les résultats des analyses de stabilité montrent que les coefficients de sécurité minimaux respectent les recommandations décrites dans le Guide de restauration (MERN, 2022), ainsi que la D019 sur l'industrie minière (MDDELCC, 2012). Dans tous les cas analysés, un coefficient de sécurité supérieur à 1,5 a été obtenu pour un chargement statique et un coefficient de sécurité supérieur à 1,1 a été obtenu pour le cas de chargement pseudostatique.

En raison de la présence de sols contractant dans le secteur du bassin PAR2, l'interprétation des analyses de stabilité réalisées dans le cadre de ce mandat montre que les digues du bassin PAR2 ne respectent pas les critères de sécurité sans berme de stabilisation. Afin de répondre aux critères minimaux, une berme d'épaisseur de 1 m et de longueur de 5 m est suggérée du côté amont, à l'intérieur du bassin. Une berme de stabilisation de 10,5 m de largeur et de 1 m de hauteur est également requise du côté aval de certaines digues du bassin pour répondre aux critères de stabilité. Ainsi, en ajoutant les bermes à la conception, les résultats des analyses de stabilité réalisées dans le cadre de ce mandat respectent les critères de sécurité. En effet, les critères de conception du bassin PAR2 préalablement établis (voir tableau 21) permettent de répondre conformément aux critères de stabilité établis.

Afin de confirmer le comportement contractant des sols dans le secteur du bassin PAR2 ainsi que d'obtenir plus d'information géotechnique, une campagne d'investigation supplémentaire, incluant des forages et des essais au piézocone est prévue pour l'hiver 2023. La campagne permettra de réévaluer les dimensions et la nécessité des bermes de stabilisation requises pour la stabilité du bassin.

## 6.8 BASSIN U

### *6.8.1 DONNÉES DE CONCEPTION*

La localisation du bassin de rétention U, requis pour le bassin de polissage de l'usine de traitement des eaux, est située au sud de l'usine. Cette localisation est limitée par les contraintes suivantes :

— usine de traitement de l'eau au nord-est : ± 8 m;

— route au nord : ± 18 m.

Considérant les contraintes de terrain mentionné ci-dessus, le bassin U a été conçu entièrement en excavation et en considérant les critères de conception présenté au tableau 6-25. Ce tableau présente également les caractéristiques distinctes du bassin. La vue en plan, les profils et les détails typiques du bassin de rétention U sont présentés sur le plan 840-C-0603-ZA de l'annexe A.

**Tableau 6-25 Critères de conception et caractéristiques du bassin U**

| **Critères de conception** | |
|---|---|
| Volume de conception incluant une contingence[1] | 5 980 $m^3$ |
| Niveau de l'eau souterraine | N/A |
| Niveau d'eau maximal d'opération | 396 m |
| Hauteur de la revanche | 1,5 m |
| Niveau de la berme | 397,5 m |
| Niveau du fond du bassin * | 393 m |
| **Caractéristiques** | |
| Superficie | 5 139 $m^2$ |
| Pentes | 2H:1V |
| Largeur de l'aire de circulation | 5 m |
| Épaisseur enrochement ** | 1000 mm |
| Épaisseur de la géomembrane *** | 50 mm |

(1) Contingence comprise entre 10 et 25 % selon le bassin
* Le fond du bassin est le dessus de l'enrochement
** L'épaisseur d'enrochement inclut 150 mm de matériau granulaire et 600 mm d'empierrement 20-600 mm de diamètre
*** La géomembrane est de type PEHD texturée sur les 2 faces

À l’exception des forages d’exploration, aucun sondage géotechnique n’a été réalisé dans la zone du bassin U. Toutefois, selon la carte des sols, un dépôt granulaire composé de sable à un sable et gravier se retrouve dans le secteur du bassin U. De plus, selon les forages d’exploration, le niveau du roc serait à une profondeur entre 5 et 10 m. En se basant sur les informations disponibles, une conception préliminaire du bassin U a été réalisée. La conception du bassin devra être revue lors de l’ingénierie de détail.

# 7 CLASSIFICATION PRÉLIMINAIRE DES DIGUES

Comme spécifié dans le Guide de restauration du MERN, les ouvrages de rétention doivent être classifiés afin d'aider à l'identification des risques qui leur sont rattachés. La classification des ouvrages permet ensuite de tenir compte des conséquences associées à la rupture lors de la conception. Conformément aux exigences de la D019, les ouvrages de rétention avec retenue d'eau doivent être conçus pour contenir la crue de projet. Un déversoir d'urgence doit être aménagé afin d'évacuer de façon sécuritaire la crue maximale probable (CMP). De plus, selon la D019, la récurrence du séisme de conception ne doit pas être inférieure à la probabilité de dépassement annuelle de 1/2 475 ans, ce qui correspond au critère sismique des ouvrages à risque **élevé** selon l'ACB (2014). Compte tenu du fait que les ouvrages sont situés sur le territoire québécois, les critères de conception les plus restrictifs ont été sélectionnés entre la D019 et ceux recommandés par l'ACB. Selon la conception actuelle des bassins, des analyses plus poussées à l'étape de l'ingénierie détaillée pourraient être requises afin de quantifier plus précisément les ouvrages de rétentions. Ces analyses plus poussées ne s'appliqueront pas nécessairement à chaque bassin.

Il est à noter que les digues des bassins ne sont assujetties ni à la Loi sur la sécurité des barrages ni au Règlement sur la sécurité des barrages du gouvernement du Québec.

# 8 CONCEPTION DES FOSSÉS

Des fossés collecteurs seront construits au pied des digues des bassins aux endroits où le niveau d'eau est supérieur au niveau du sol. Les fossés seront imperméabilisés pour collecter les eaux de contact des digues.

L'écoulement de l'eau se fera jusqu'à un point bas où une pompe ramènera l'eau collectée dans le bassin. Lorsque possible, les fossés de collecte des bassins rejoignent le réseau de fossés en place.

Les fossés ont été conçus de forme trapézoïdale avec des pentes 2H:1V, un fond de 1 m de largeur et une profondeur visée de 1 m.

Des vérifications basées sur l'équation de Manning ont été effectuées afin de connaître l'épaisseur de la lame d'eau avec un débit d'écoulement correspondant à la crue de récurrence 100 ans. Il a été déterminé que la crue de projet peut être contenue dans les fossés collecteurs tout en respectant une revanche de 0,3 m.

Les fossés collecteurs seront végétalisés lorsque la pente longitudinale le permettra. Une pente longitudinale entre 0,3 % et 3 % est visée. La pente minimale permet un écoulement continu et la pente maximale limite la vitesse d'écoulement en plus de permettre la végétalisation. Par contre, dans certains secteurs et pour de courtes sections, en raison de la topographie naturelle du site, la pente longitudinale dépasse les maximums visés pour la végétalisation. Afin d'assurer la stabilité du fossé, les sections de pentes supérieures à 3 % auront un enrochement de 0-600 mm sur 900 mm d'épaisseur afin de limiter l'érosion.

La conception des fossés réalisée pour la faisabilité est à titre préliminaire et une optimisation des paramètres de conception et de la modélisation est nécessaire pour l'étape de l'ingénierie détaillée.

# 9 QUANTITÉS ET ESTIMATION DES COÛTS DE CONSTRUCTION

## 9.1 BASE DE L'ESTIMATION

Les coûts en capitaux correspondent aux dépenses ponctuelles pour la construction des infrastructures de gestions des stériles miniers, du mort-terrain et de gestion des eaux du projet minier Windfall. Les coûts estimés sont basés sur les coûts unitaires ainsi que sur les quantités requises de chaque item.

## 9.2 COÛTS UNITAIRES

Les coûts unitaires ont été déterminés à partir de différentes soumissions reçues par Osisko ou directement de fournisseur de la région. Les coûts incluent la fourniture, l'installation ainsi que le carburant.

Les coûts des items suivants y sont établis (sans s'y limiter) :

- déboisement et défrichage;
- déblai matière organique;
- déblai 1re classe;
- déblai de 2e classe;
- remblai;
- matériaux granulaires;
- géosynthétiques.

## 9.3 FRAIS GÉNÉRAUX

Les frais généraux sont basés sur des projets similaires et sur l'expérience de WSP. Ils couvrent la mobilisation/démobilisation, les installations de chantier, l'entretien, la supervision, l'administration ainsi que la gestion de l'eau (3 %).

## 9.4 HALDES

Les quantités estimées pour les haldes à stériles, à minerai et à mort-terrain ont été déterminées à partir des fichiers CAD modélisés de chaque infrastructure. La modélisation des différentes haldes est basée sur les relevés topographiques du terrain naturel et sur les relevés LiDAR de 2009 et 2022, les forages ainsi que sur les coupes types des diverses sections représentatives de l'infrastructure.

Chaque item est détaillé dans une estimation. Pour les haldes, cela correspond à la préparation et construction de l'assise ainsi qu'à la construction des fossés collecteurs.

## 9.5 BASSINS

Les volumes des différents items nécessaires à la construction des neuf (9) bassins ont été calculés à partir des fichiers CAD de la modélisation de chaque bassin. La modélisation des bassins est basée sur les relevés topographiques du terrain naturel et sur les relevés LiDAR de 2009 et 2022, les forages d'investigation et sur les coupes types des diverses sections représentatives du bassin.

Les quantités pour chaque item de travaux sont détaillées dans une estimation. Pour les bassins, cela correspond à l'excavation du bassin et du fossé collecteur, à la construction de digue au besoin ainsi qu'à l'imperméabilisation.

## 9.6 FOSSÉS DE DÉRIVATION

Pour les fossés de dérivation, l'estimation des quantités a aussi été calculée à partir des fichiers CAD. La conception a été réalisée à partir des relevés topographiques du terrain naturel et basée sur les relevés LiDAR de 2009 et 2022 et des coupes types représentatives.

# 10 CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS

## 10.1 GÉNÉRALITÉS

WSP a été mandatée par Osisko afin de réaliser la faisabilité concernant la mise en place des différentes haldes et infrastructures de gestions des eaux sur le site de Windfall pour l'étape de l'exploitation. Les principales infrastructures visées sont l'agrandissement de la halde à stériles existante, la construction de la halde à minerai et à mort-terrain ainsi que la construction des infrastructures de gestion des eaux (bassins B, C, C2, D2, F, J, PAR1, PAR2, U et les fossés de collecte et de dérivation associés). Le présent rapport technique présente les documents de référence consultés, les critères de conception et les analyses associées à l'ingénierie des structures décrites ci-dessus.

## 10.2 RÉSULTATS

Selon les résultats des analyses de stabilité, la configuration de tous les haldes et bassins telle que présentée aux sections 4 et 6 ainsi qu'à l'annexe D, satisfait les coefficients de sécurité minimum requis pour la stabilité des talus. Les exigences du Guide de restauration (MERN, 2022), de la D019 sur l'industrie minière (MDDELCC, 2012) et de l'ACB (ACB, 2014) sont respectées. Dans tous les cas analysés, un coefficient de sécurité supérieur à 1,5 a été obtenu pour un chargement statique et un coefficient de sécurité supérieur à 1,1 a été obtenu pour le cas de chargement pseudo-statique.

Cependant, dans le secteur du parc à résidus, au droit des bassins PAR1 et PAR2, un épais dépôt de sable très lâche et saturé a été rencontré. Basé sur les valeurs d'essais de pénétration standards (indice SPT « N »), une partie de ce dépôt présente un comportement de sol contractant. Ainsi, les paramètres associés à ce type de sol sont très conservateurs quant à la stabilité des digues. L'interprétation des analyses de stabilité réalisées montre que les digues du bassin PAR1 et certaines digues du bassin PAR2 ne respectent pas les critères de sécurité sans l'ajout de berme de stabilisation. Afin de répondre aux critères de stabilité minimaux, des bermes d'épaisseur et longueur variable selon l'emplacement de la digue sont suggérées du côté amont et/ou aval. Afin de valider le comportement contractant des sols, d'obtenir plus d'information géotechnique et d'optimiser les paramètres donnés, une campagne d'investigation supplémentaire, incluant des forages et des essais au piézocône est prévue pour l'hiver 2023. La campagne permettra de réévaluer la nécessité et les dimensions des bermes de stabilisation requises pour la stabilité des bassins ciblés.

De plus, sous l'effet d'une secousse sismique de magnitude 7,4, les calculs basés sur les essais SPT démontrent que les dépôts pulvérulents au site ne sont pas liquéfiables. Seul le forage 22-BH-19 présente des valeurs très près du facteur de sécurité limite. Une analyse plus détaillée est recommandée suivant les résultats de la campagne planifiée pendant l'hiver 2023.

## 10.3 CLASSIFICATION

La classification de la halde à stériles, minerai et à mort-terrain pour la stabilité et les risques de danger a été étudiée selon la classification proposée par Hawley and Cunning (2017). Selon les sept principaux groupes rassemblant 22 facteurs d'évaluation, les trois haldes ont été considérées à **risque modéré**.

En ce qui concerne les bassins, selon la D019, la récurrence du séisme de conception ne doit pas être inférieure à la probabilité de dépassement annuelle de 1/2 475 ans, ce qui correspond au critère sismique des ouvrages à risque **élevé** selon l'ACB (2014). Compte tenu du fait que les ouvrages sont situés sur le territoire québécois, les critères de conception les plus restrictifs ont été sélectionnés entre la D019 et ceux recommandés par l'ACB. Selon la conception actuelle des bassins, des analyses plus poussées à l'étape de l'ingénierie détaillée pourraient être requises afin de quantifier plus précisément les ouvrages de rétentions. Ces analyses plus poussées ne s'appliqueront pas nécessairement à chaque bassin.

## 10.4 RECOMMANDATIONS

WSP recommande d'installer des puits d'observations en aval des digues afin de suivre la qualité des eaux souterraines en cas de défauts dans la géomembrane étanche. L'installation de ces puits d'observation doit être réalisée à la suite de la construction des digues afin d'éviter d'endommager les installations. De plus, le contrôle des matériaux de construction de la digue est important afin d'assurer l'intégrité de la digue.

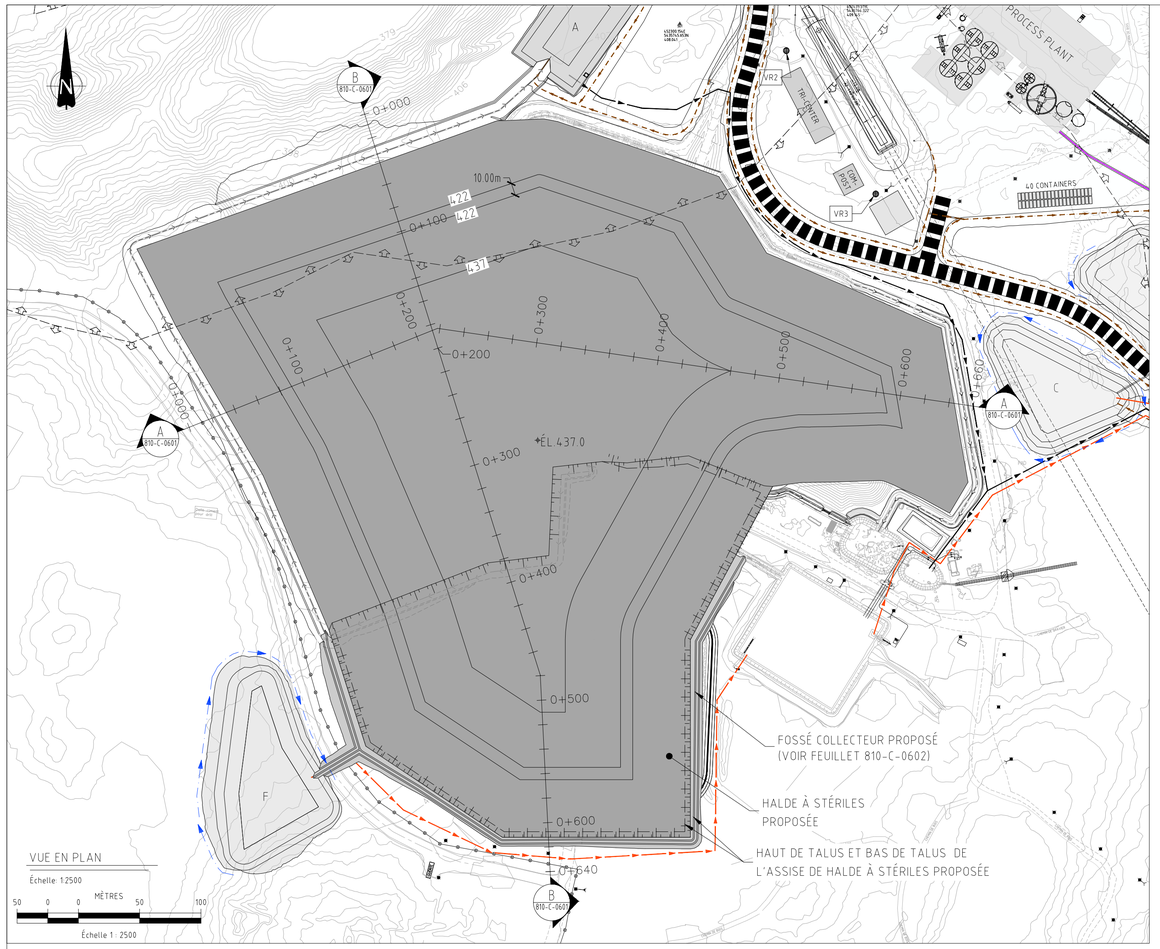
WSP propose également l'instauration d'un programme d'inspection visuelle comprenant un suivi régulier afin de noter le comportement des digues des différents bassins et des différentes haldes. Ces inspections permettent, entre autres, de noter la présence d'infiltration et de fuites d'eau, de tassement, de fissurations, etc. Les recommandations de la D019 concernant le programme d'inspection des digues devront être appliquées.

De plus, compte tenu de l'élévation élevée de la nappe phréatique au droit des travaux et de la proximité avec un milieu humide, des analyses supplémentaires seront requises afin d'évaluer la nécessité d'ajouter un système de drainage permanent sous la géomembrane de certains bassins, en particulier les bassins C, F, PAR1 et PAR2. Un tel système pourrait être requis afin de permettre la gestion adéquate d'éventuelles poussées hydrostatiques pendant l'opération du bassin.

# ANNEXE

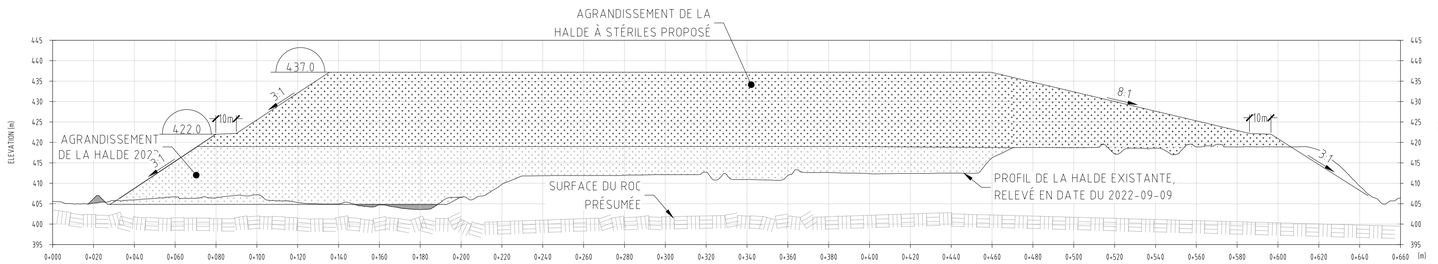
# A

## PLANS



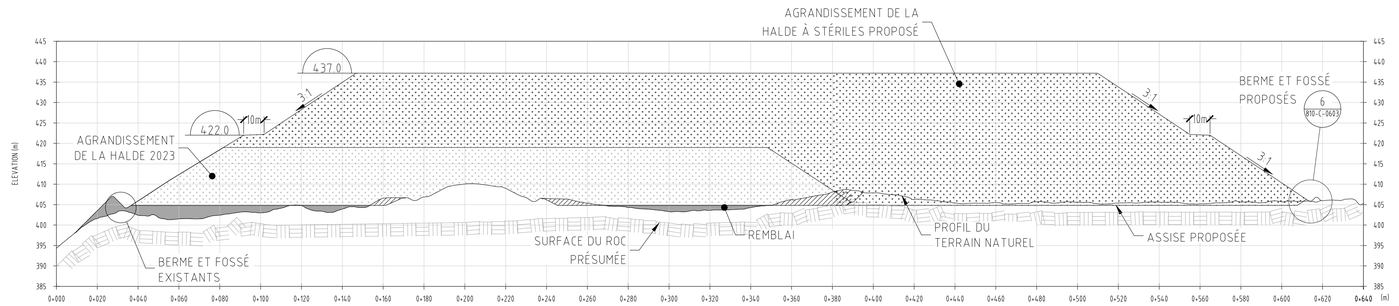

VUE EN PLAN

Échelle: 1:2500




PROFIL LONGITUDINAL (A)

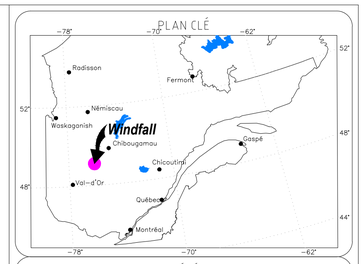
Échelle 1:1500 (Exagération verticale 2x)




PROFIL TRANSVERSAL (B)

Échelle 1:1500 (Exagération verticale 2x)

PLAN CLÉ




NOTES GÉNÉRALES

À MOINS D'INDICATIONS CONTRAIRES, LES UNITÉS DE MESURES SONT EN MÈTRES.

SYSTÈME DE RÉFÉRENCE GÉODÉSIQUE UTILISÉ : UTMnad83 zone18

FICHIERS SOURCES:

- COURBES TOPOGRAPHIQUES, REPRÉSENTATION AU MÈTRE, DU RELEVÉ LIDAR EN DATE DU 01-04-2022
- RELEVÉ DE LA HALDE À STÉRILES EXISTANTES EN DATE DU 02-09-2022
- INFRASTRUCTURES EXISTANTES EN DATE DU 04-10-2020, PLAN DE SURFACE.dwg, TRANSMIS PAR LE CLIENT; MISE À JOUR REÇUE EN DATE D'AOÛT 2022.

«CES DOCUMENTS NE DOIVENT PAS ÊTRE UTILISÉS À DES FINS DE CONSTRUCTION»

| RÉV | DATE | DESCRIPTION | DES. | VÉR. | APP. |
|---|---|---|---|---|---|
| ZB | 2023-03-24 | FINAL | G.G. | K.B. | F.C. |
| ZA | 2023-03-23 | POUR COMMENTAIRES | G.G. | K.B. | F.C. |

SCEAU & SIGNATURE


wsp
1075, 3e AVENUE E
VAL-D'OR (QUÉBEC) CANADA J9P 6M1
PROJET : 201-11330-08 TÉL. : 1-819-825-4711 | WWW.WSP.COM


OSISKO MINIÈRE OSISKO

| | | |
|---|---|---|
| CONÇU : | Stéphane Tremblay, CPI. | 2023-03-24 |
| DESSINÉ : | Gail Godmaire, tech. | 2023-03-24 |
| VÉRIFIÉ : | Kristina Bondy, ing., M.ing. | 2023-03-24 |
| APPROUVÉ : | Frederic Choquet, ing. MScA, PMP | 2023-03-24 |
| CLIENT : | Kim-Quyên Nguyên, ing. MBA | 2023-03-24 |
| ÉCHELLE : | Indiquée | DATE |

PROJET : ÉTUDE DE FAISABILITÉ

SOUS-PROJET : CONCEPTION DES HALDES ET DES INFRASTRUTURES DE GESTION DES EAUX

TITRE : VUE EN PLAN, PROFILS LONGITUDINAL ET TRANSVERSAL HALDE À STÉRILES PROPOSÉE

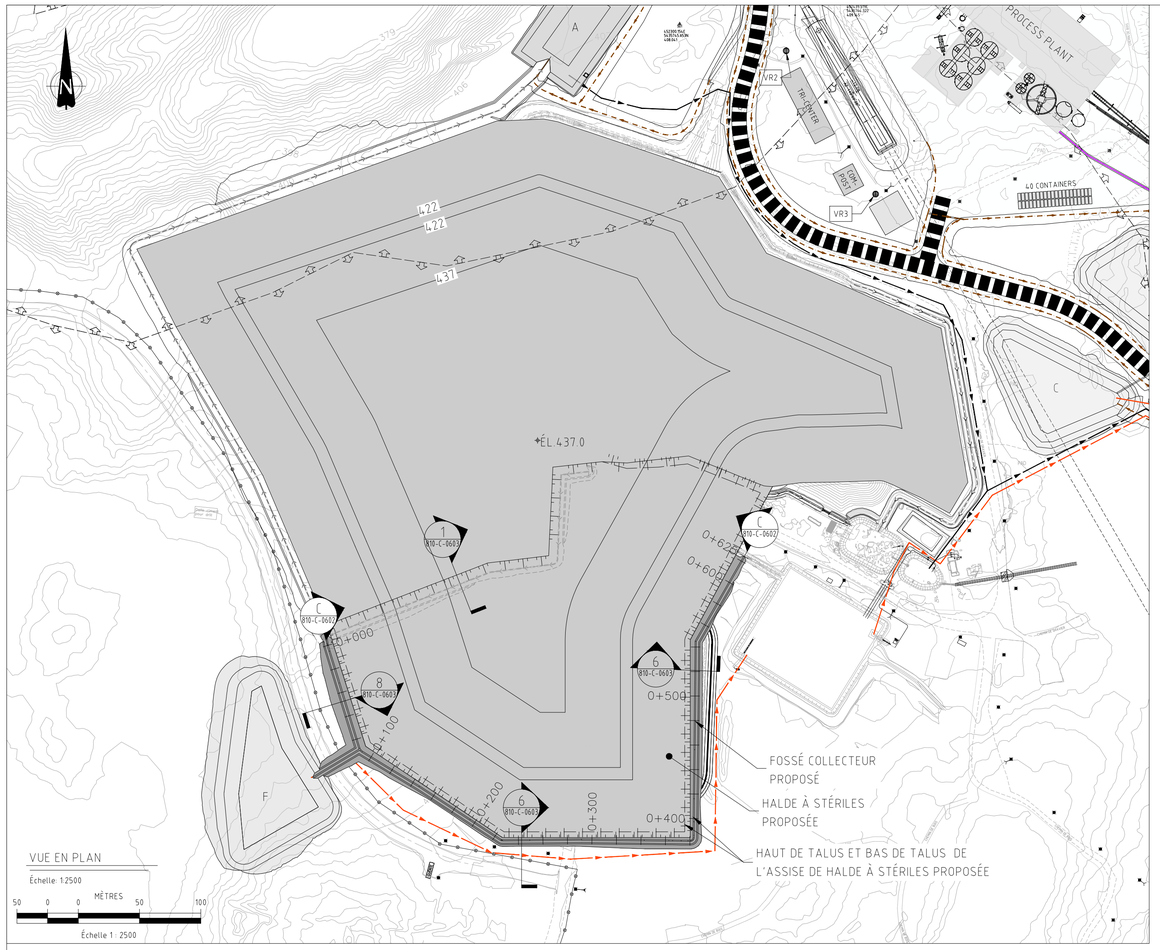
NUMÉRO DE DESSIN

810-C-0601-ZB

SECTEUR - DISCIPLINE - NO. SÉQUENTIEL - RÉVISION

DERNIÈRE SAUVEGARDE: 2023-03-23
DATE D'IMPRESSION: 2023-03-24
CHEMIN D'ACCÈS: C:\PW_WRK\DMS09506\CAWL-810-C-0601-ZB.DWG

FORMAT A1 ( 841×594 )

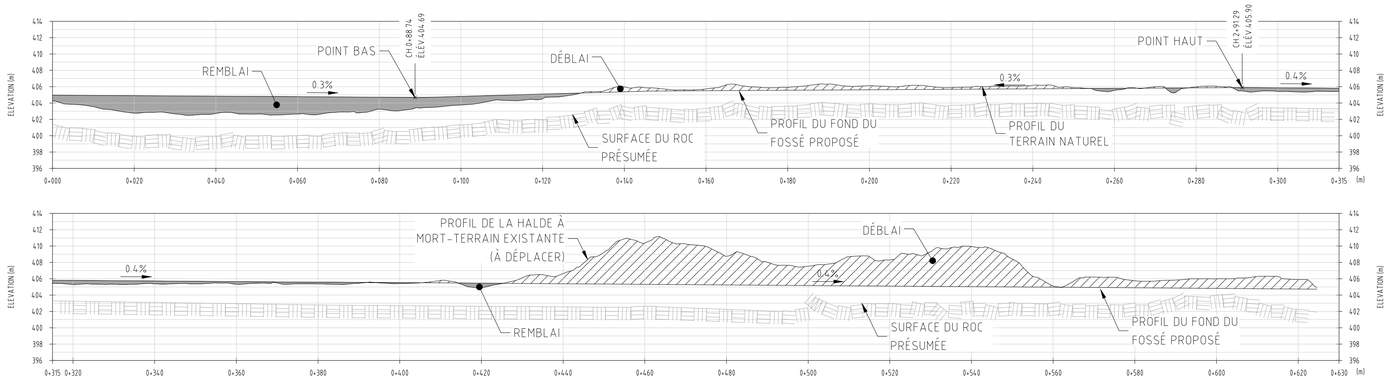



VUE EN PLAN

Échelle: 1:2500

MÈTRES

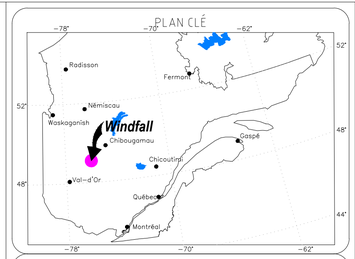
Échelle 1 : 2500




PROFIL FOSSE COLLECTEUR (C)

Échelle 1:750 (Exagération verticale 2x)

PLAN CLÉ




NOTES GÉNÉRALES

À MOINS D'INDICATIONS CONTRAIRES, LES UNITÉS DE MESURES SONT EN MÈTRES.

SYSTÈME DE RÉFÉRENCE GÉODÉSIQUE UTILISÉ : UTMnad83 zone18

FICHIERS SOURCES:

- COURBES TOPOGRAPHIQUES, REPRÉSENTATION AU MÈTRE, DU RELEVÉ LIDAR EN DATE DU 01-04-2022
- RELEVÉ DE LA HALDE À STÉRILES EXISTANTES EN DATE DU 02-09-2022
- INFRASTRUCTURES EXISTANTES EN DATE DU 04-10-2020, PLAN DE SURFACE.dwg, TRANSMIS PAR LE CLIENT; MISE À JOUR REÇUE EN DATE D'AOÛT 2022.

«CES DOCUMENTS NE DOIVENT PAS ÊTRE UTILISÉS À DES FINS DE CONSTRUCTION»

| RÉV | DATE | DESCRIPTION | DES. | VÉR. | APP. |
|---|---|---|---|---|---|
| ZB | 2023-03-24 | FINAL | G.G. | K.B | F.C. |
| ZA | 2023-03-23 | POUR COMMENTAIRES | G.G. | K.B | F.C. |

SCEAU & SIGNATURE


wsp

1075, 3e AVENUE E
VAL-D'OR (QUÉBEC) CANADA J9P 6M1
PROJET : 201-11330-08 TÉL. : 1-819-825-4711 | WWW.WSP.COM


OSISKO MINIÈRE OSISKO

| | | |
|---|---|---|
| CONÇU : | Stéphane Tremblay, CPI. | 2023-03-24 |
| DESSINÉ : | Gail Godmaire, tech. | 2023-03-24 |
| VÉRIFIÉ : | Kristina Bondy, ing., M.ing. | 2023-03-24 |
| APPROUVÉ : | Frederic Choquet, ing. MScA, PMP | 2023-03-24 |
| CLIENT : | Kim-Quyên Nguyên, ing. MBA | 2023-03-24 |
| ÉCHELLE : | Indiquée | DATE |

PROJET :
ÉTUDE DE FAISABILITÉ

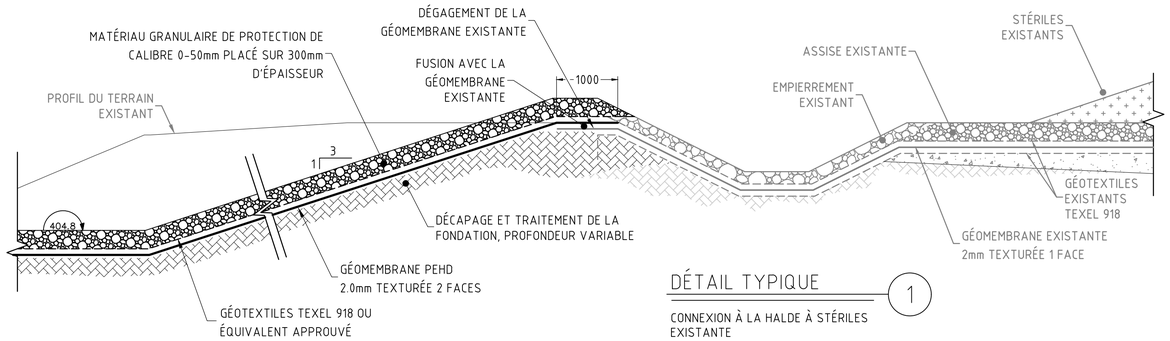
SOUS-PROJET :
CONCEPTION DES HALDES ET DES INFRASTRUTURES DE GESTION DES EAUX

TITRE :
VUE EN PLAN ET PROFILS DU FOSSÉ COLLECTEUR DE LA HALDE À STÉRILES

NUMÉRO DE DESSIN
810-C-0602-ZB
SECTEUR - DISCIPLINE - NO. SÉQUENTIEL - RÉVISION

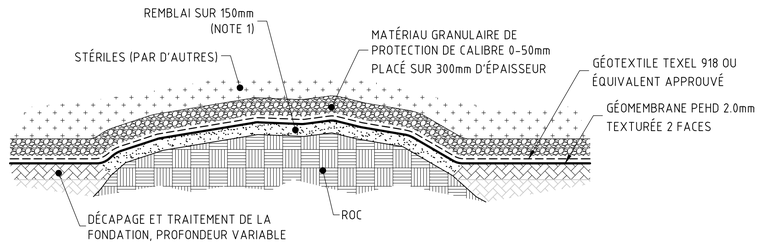
DERNIÈRE SAUVEGARDE: 2023-03-24
DATE D'IMPRESSION: 2023-03-24
CHEMIN D'ACCÈS: C:\PW_WRK\DMS09506\CAWL-810-C-0602-ZB.DWG

FORMAT A1 ( 841×594 )




## DÉTAIL TYPIQUE 1

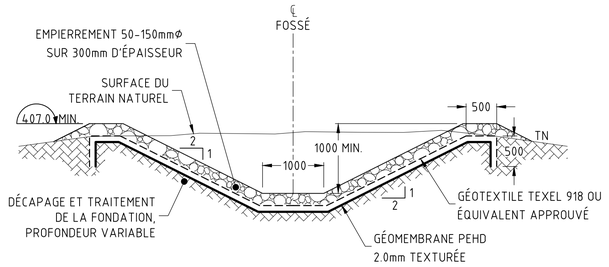
CONNEXION À LA HALDE À STÉRILES EXISTANTE




## DÉTAIL TYPIQUE 2

AFFLEUREMENT ROCHEUX

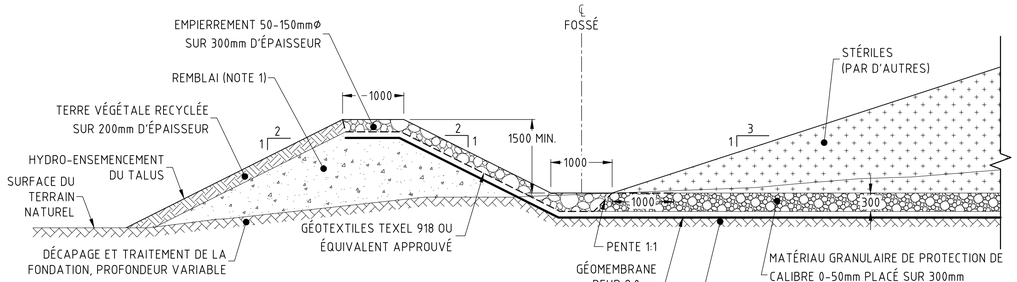
Échelle : Aucune




## DÉTAIL TYPIQUE 3

FOSSÉ COLLECTEUR IMPERMÉABILISÉ, CONSTRUIT EN EXCAVATION

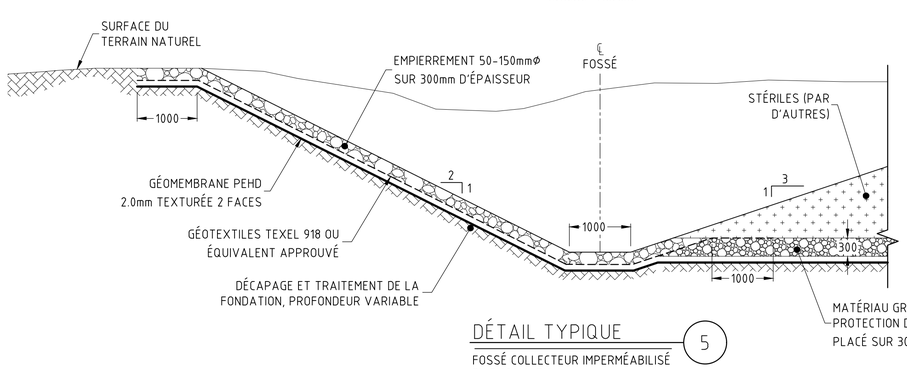
Échelle : Aucune




## DÉTAIL TYPIQUE 4

FOSSÉ COLLECTEUR IMPERMÉABILISÉ ÉGAL À L'ASSISE

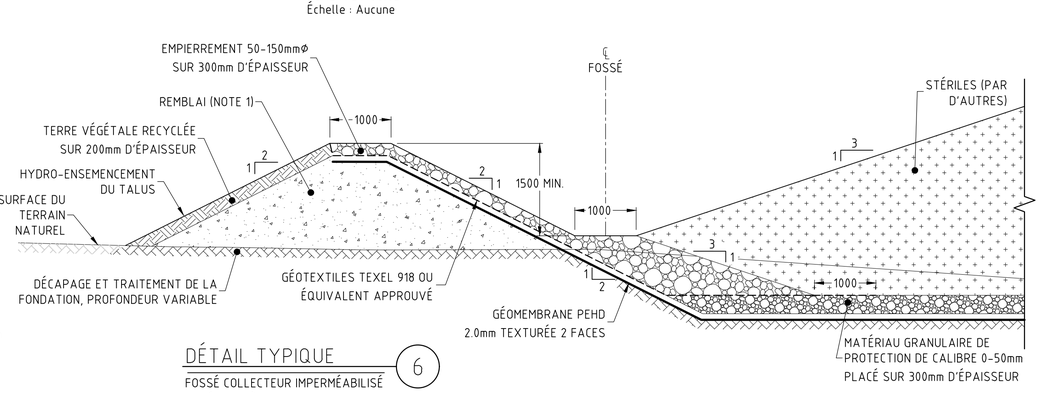
Échelle : Aucune




## DÉTAIL TYPIQUE 5

FOSSÉ COLLECTEUR IMPERMÉABILISÉ EN EXCAVATION

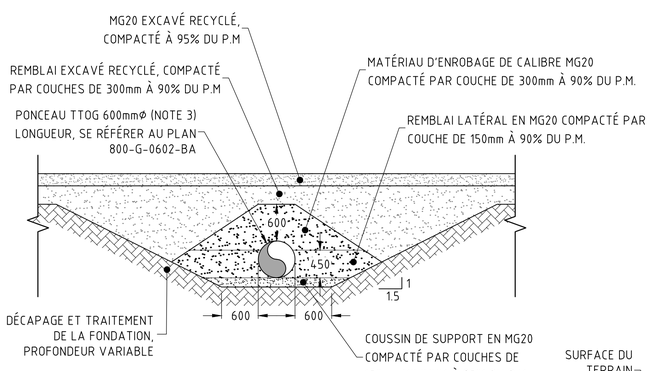
Échelle : Aucune




## DÉTAIL TYPIQUE 6

FOSSÉ COLLECTEUR IMPERMÉABILISÉ SUPÉRIEUR À L'ASSISE DE LA HALDE

Échelle : Aucune




NOTE : LES PONCEAUX INSTALLÉS EN PARALLÈLE DOIVENT ÊTRE MIS EN PLACE À 1200mm C/C

DT-006

## DÉTAIL TYPIQUE 7

INSTALLATION D'UN PONCEAU DANS UN CHEMIN EXISTANT PASSAGE DE CONDUITES DE POMPAGE

Échelle: Aucune




## DÉTAIL TYPIQUE 8

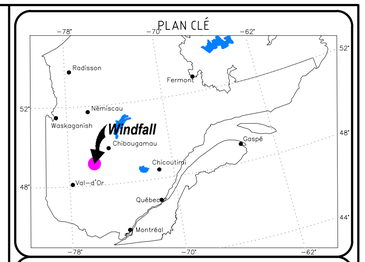
FOSSÉ COLLECTEUR IMPERMÉABILISÉ INFÉRIEUR À L'ASSISE DE LA HALDE

Échelle : Aucune

DERNIÈRE SAUVEGARDE 2023-03-23
DATE D'IMPRESSION 2023-03-24
CHEMIN D'ACCÈS C:\P\A_WIP\DMSO950\LCAH\L-810-C-0603-ZB.DWG

FORMAT A1 ( 841x594 )

PLAN CLÉ




À MOINS D'INDICATIONS CONTRAIRES, LES UNITÉS DE MESURES SONT EN MILLIMÈTRES.

NOTE 1 :
REMBLAI : MATÉRIAU GRANULAIRE COMPACTABLE NON GÉNÉRATEUR D'ACIDE, EXEMPT DE MATIÈRE ORGANIQUE ET DE PARTICULES SUPÉRIEURES À 200mm DE DIAMÈTRE MIS EN PLACE PAR COUCHE SUCCESSIVE DE 300mm D'ÉPAISSEUR ET COMPACTÉ À 95 % DU P.M. LE DERNIER 150mm ADJACENT AUX GÉOSYNTHÉTIQUES DOIT ÊTRE EXEMPT DE PARTICULES SUPÉRIEURES À 20mm DE DIAMÈTRE.

NOTE 2 :
LE NIVELLEMENT DE LA BASE DE L'ASSISE DE LA HALDE À STÉRILES DOIT ÊTRE FAIT DE FAÇON À REJOINDRE LE NIVEAU DE LA MEMBRANE DE LA HALDE EXISTANTE ET CE, EN SUIVANT UNE PENTE MAXIMALE DE 3H:1V DE FAÇON À FACILITER LE RACCORDEMENT DES DEUX MEMBRANES.

NOTE 3 : PONCEAUX EN TUYAU DE TÔLE ONDULÉE. ÉPAISSEUR DE 1,6mm. ONDULATION DE 68x13mm.

«CES DOCUMENTS NE DOIVENT PAS ÊTRE UTILISÉS À DES FINS DE CONSTRUCTION»

| RÉV | DATE | DESCRIPTION | DES. | VÉR. | APP. |
|---|---|---|---|---|---|
| ZB | 2023-03-24 | FINAL | G.G. | K.B | F.C. |
| ZA | 2023-03-23 | POUR COMMENTAIRES | G.G. | K.B | F.C. |

SCEAU & SIGNATURE

wsp
1075, 3e AVENUE E
VAL-D'OR (QUÉBEC) CANADA J9P 6M1
PROJET : 201-11330-08 TÉL. : 1-819-825-4711 | WWW.WSP.COM

OSISKO MINIÈRE OSISKO

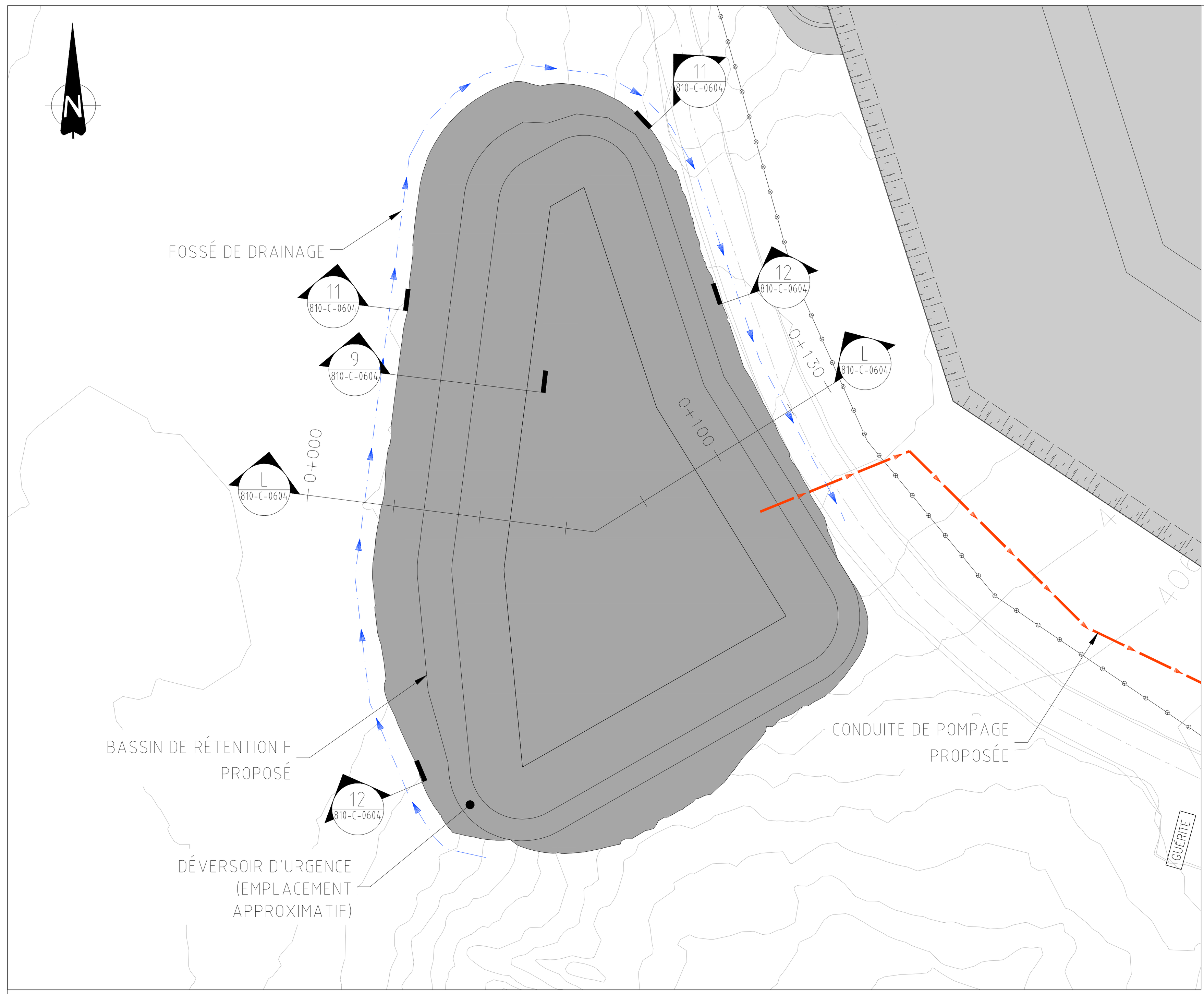
| | | |
|---|---|---|
| CONÇU : | Stéphane Tremblay, CPI. | 2023-03-24 |
| DESSINÉ : | Gail Godmaire, tech. | 2023-03-24 |
| VÉRIFIÉ : | Kristina Bondy, ing., M.ing. | 2023-03-24 |
| APPROUVÉ : | Frederic Choquet, ing. MScA, PMP | 2023-03-24 |
| CLIENT : | Kim-Quyên Nguyên, ing. MBA | 2023-03-24 |
| ÉCHELLE : | Indiquée | DATE |

PROJET :
ÉTUDE DE FAISABILITÉ

SOUS-PROJET :
CONCEPTION DES HALDES ET DES INFRASTRUTURES DE GESTION DES EAUX

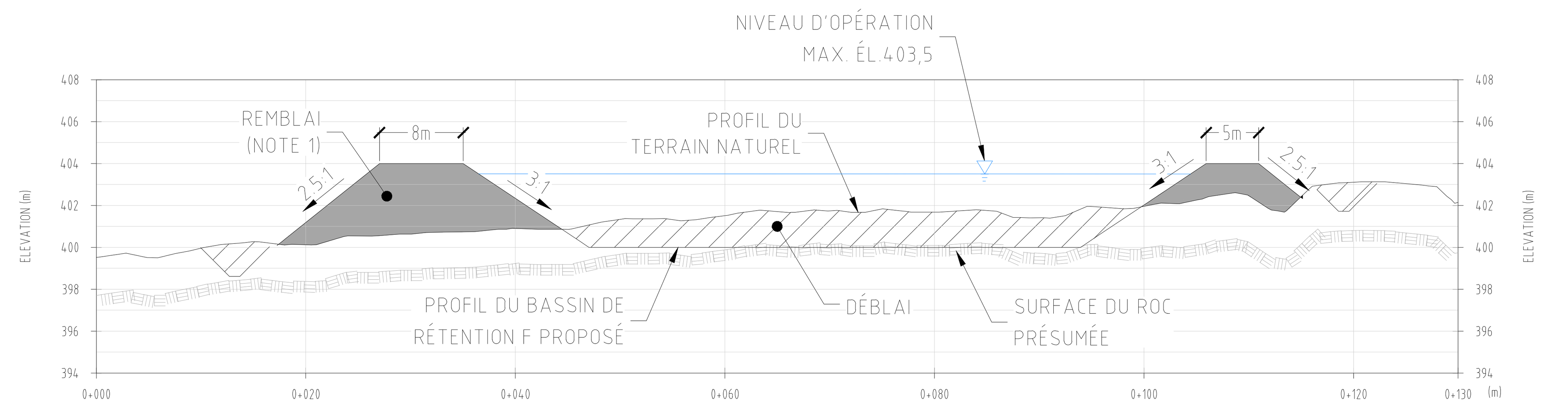
TITRE :
COUPES ET DÉTAILS TYPIQUES

NUMÉRO DE DESSIN
810-C-0603-ZB
SECTEUR – DISCIPLINE – NO. SÉQUENTIEL – RÉVISION

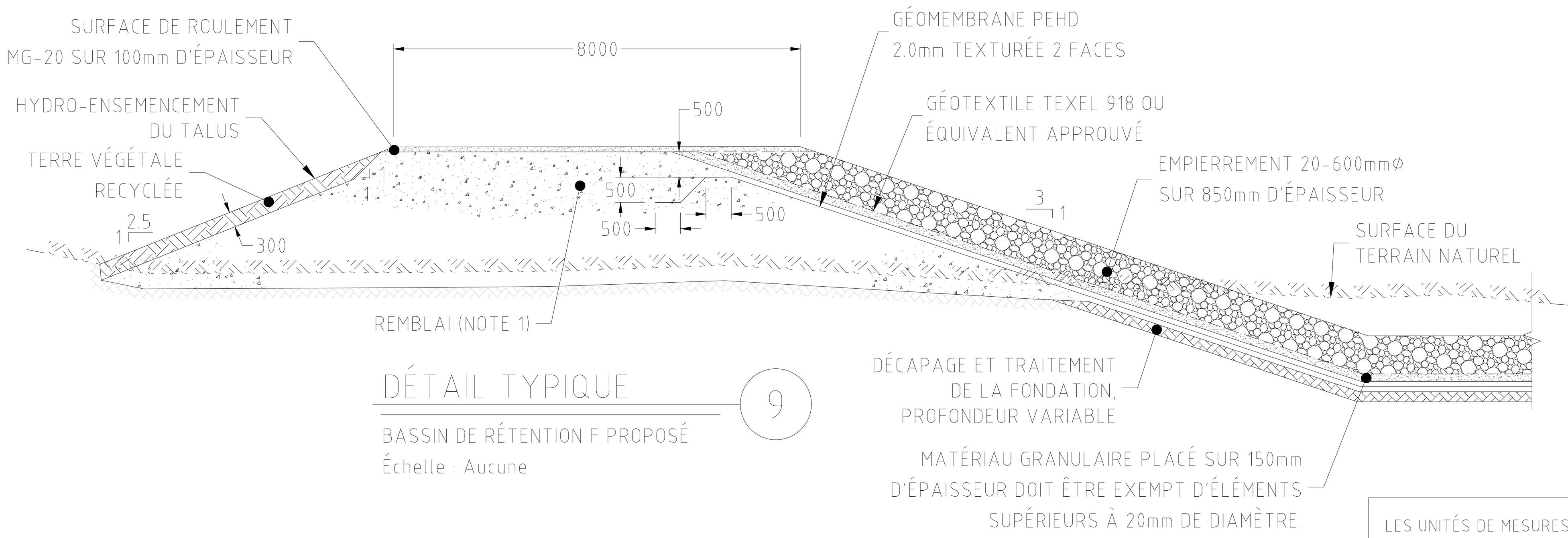



VUE EN PLAN
BASSIN DE RÉTENTION F PROPOSÉ
Échelle 1:1000

Mètres 20 10 0 20 40
Échelle 1 : 1000



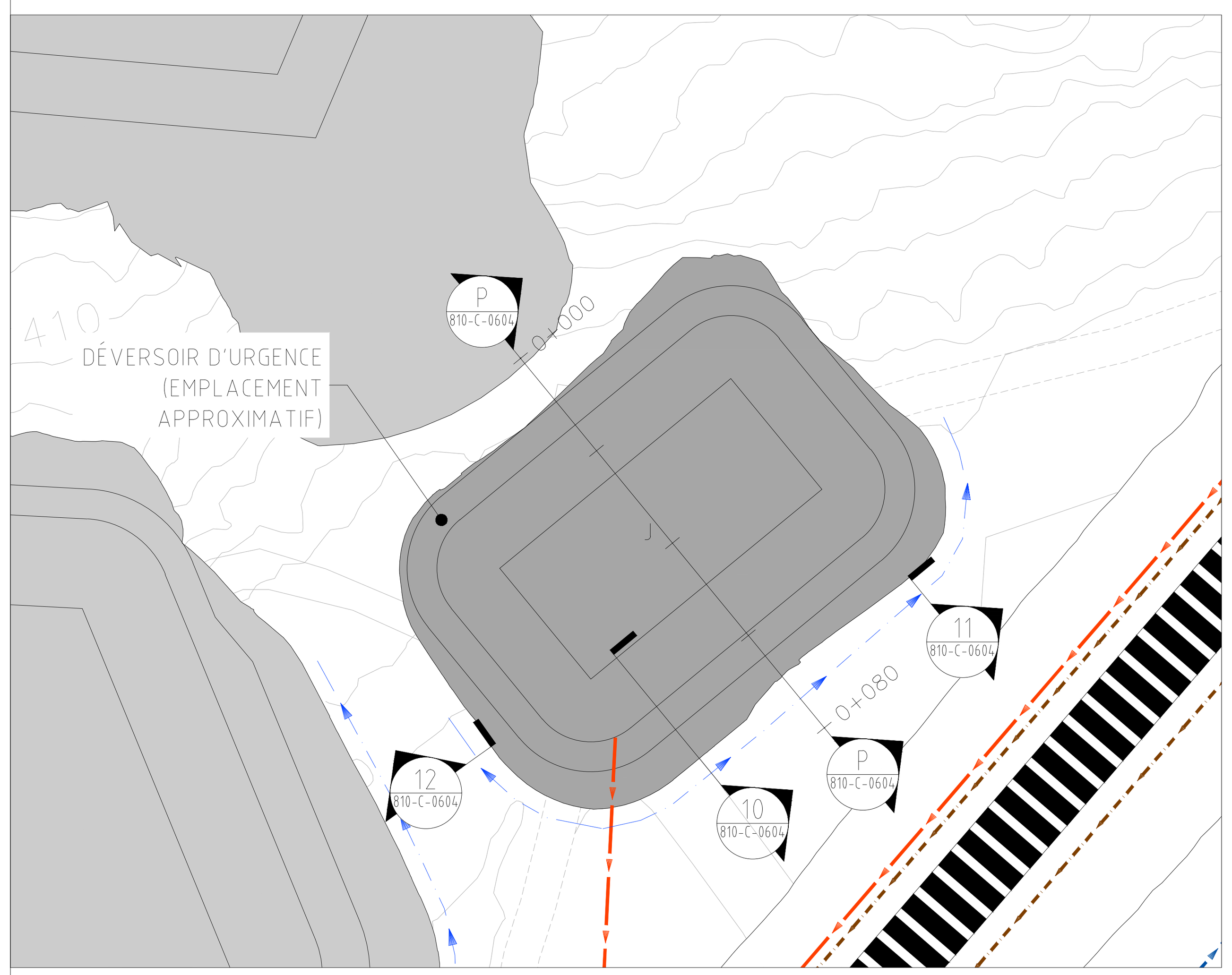

PROFIL LONGITUDINAL (L)
BASSIN DE RÉTENTION F PROPOSÉ
Échelle H=1:500 / V=1:250




DÉTAIL TYPIQUE (9)
BASSIN DE RÉTENTION F PROPOSÉ
Échelle : Aucune

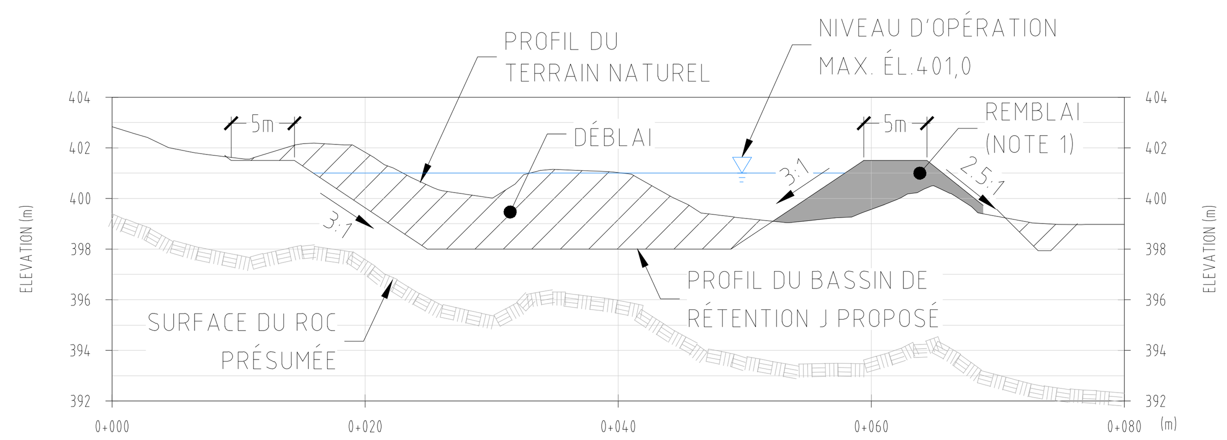
LES UNITÉS DE MESURES DES DÉTAILS SONT EN MILIMÈTRES.

POUR DES FINS DE REPRÉSENTATION CLAIRES DES DIFFÉRENTES COUCHES DES GÉOSYNTHÉTIQUES, LA PROPORTION VERTICALE DE CERTAINS DÉTAILS A ÉTÉ FORTEMENT EXAGÉRÉ.

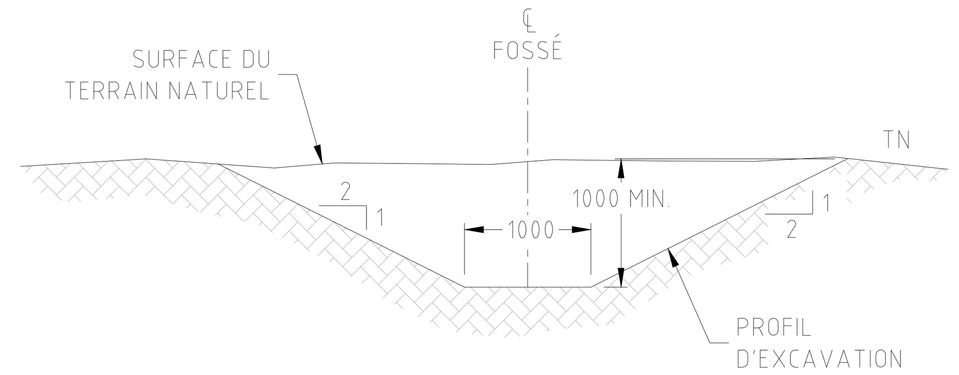



VUE EN PLAN
BASSIN DE RÉTENTION J PROPOSÉ
Échelle 1:1000

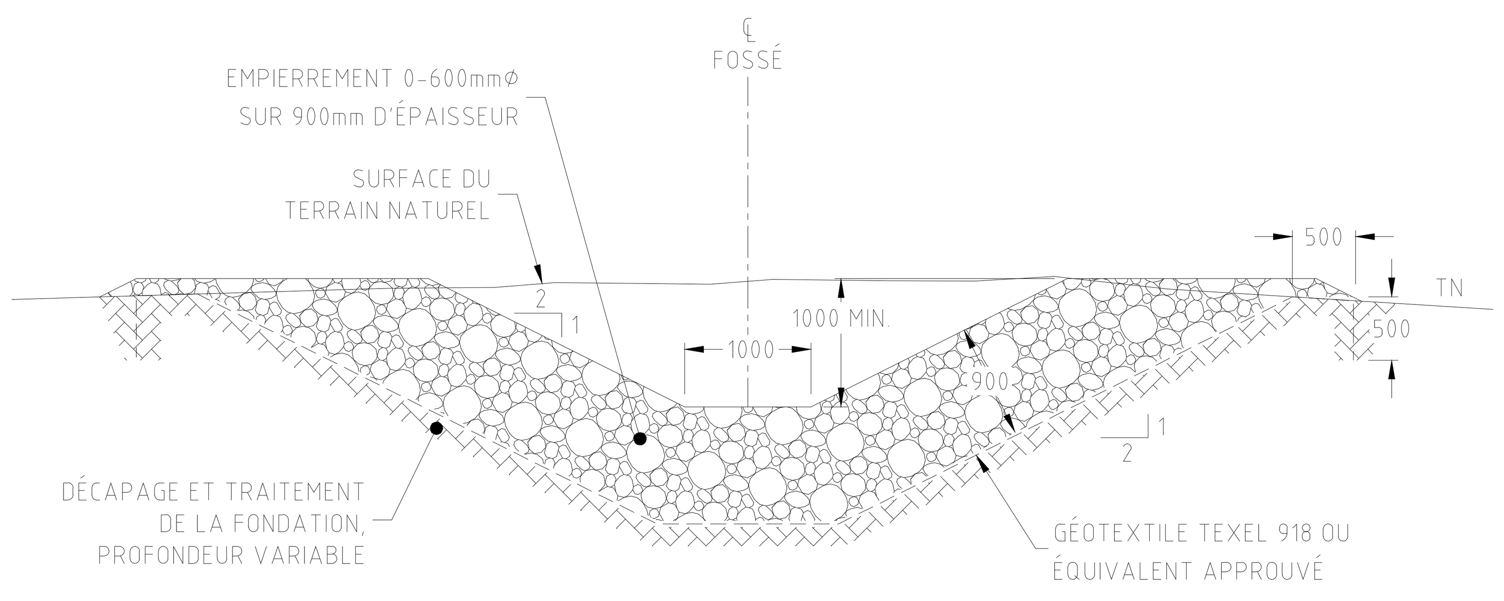
Mètres 20 10 0 20 40
Échelle 1 : 1000



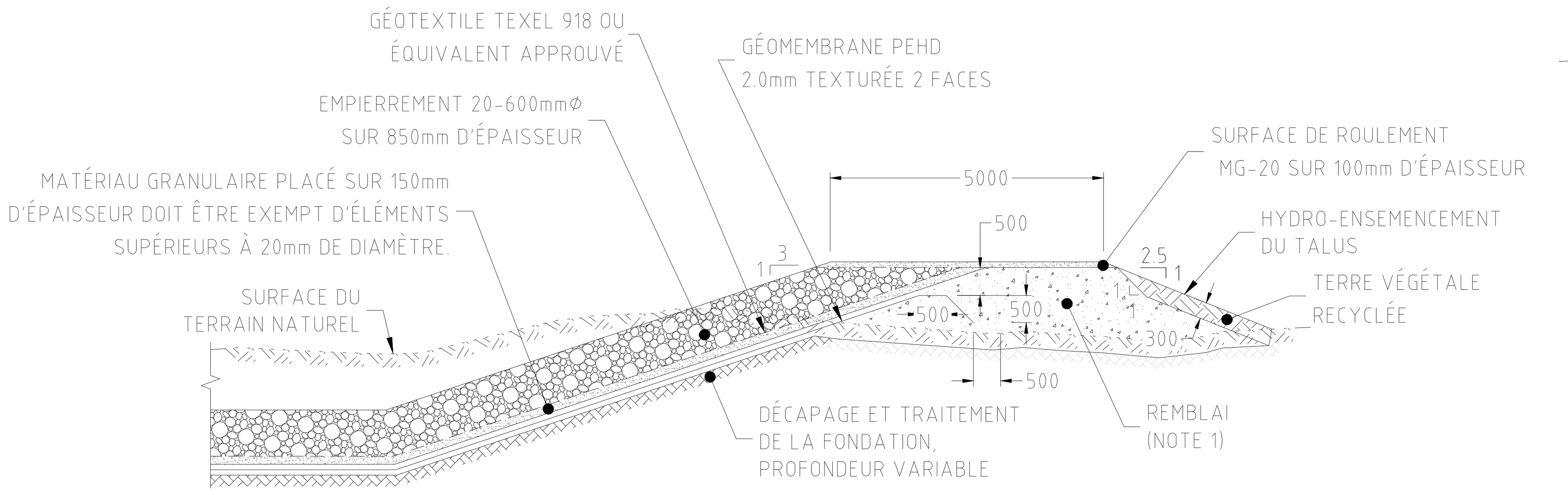

PROFIL LONGITUDINAL (P)
BASSIN DE RÉTENTION J PROPOSÉ
Échelle H=1:500 / V=1:250




DÉTAIL TYPIQUE (11)
FOSSÉ DE DRAINAGE
POUR PENTE D'ÉCOULEMENT < 3%
Échelle : Aucune

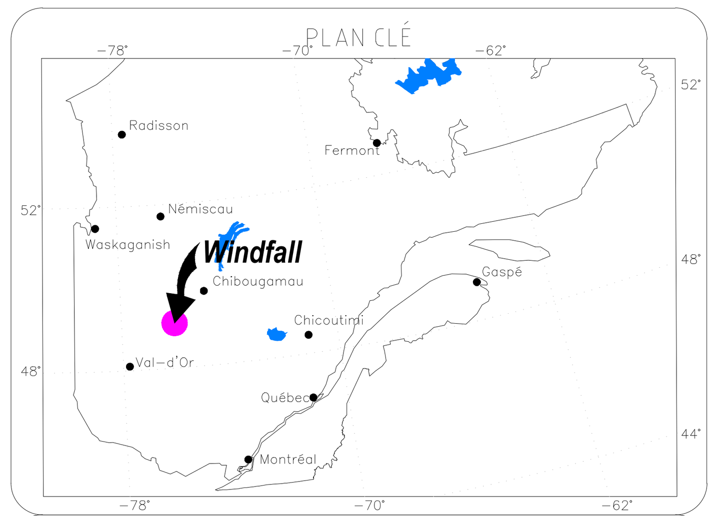



DÉTAIL TYPIQUE (12)
FOSSÉ DE DRAINAGE
POUR PENTE D'ÉCOULEMENT > 3%
Échelle : Aucune




DÉTAIL TYPIQUE (10)
BASSIN DE RÉTENTION J PROPOSÉ
Échelle : Aucune

PLAN CLÉ




NOTES GÉNÉRALES

À MOINS D'INDICATIONS CONTRAIRES, LES UNITÉS DE MESURES SONT EN MÈTRES.

SYSTÈME DE RÉFÉRENCE GÉODÉSIQUE UTILISÉ : UTMnad83 zone18

FICHIERS SOURCES:

- COURBES TOPOGRAPHIQUES, REPRÉSENTATION AU MÈTRE, DU RELEVÉ LIDAR EN DATE DU 01-04-2022
- RELEVÉ DE LA HALDE À STÉRILES EXISTANTES EN DATE DU 02-09-2022
- INFRASTRUCTURES EXISTANTES EN DATE DU 04-10-2020, PLAN DE SURFACE.dwg, TRANSMIS PAR LE CLIENT, MISE À JOUR REÇUE EN DATE D'AOÛT 2022

NOTE 1

REMBLAI : MATÉRIAU GRANULAIRE COMPACTABLE NON GÉNÉRATEUR D'ACIDE, EXEMPT DE MATIÈRE ORGANIQUE ET DE PARTICULES SUPÉRIEURES À 200mm DE DIAMÈTRE MIS EN PLACE PAR COUCHE SUCCESSIVE DE 300mm D'ÉPAISSEUR ET COMPACTÉ À 95% DU P.M. LE DERNIER 150mm ADJACENT AUX GÉOSYNTHÉTIQUES DOIT ÊTRE EXEMPT DE PARTICULES SUPÉRIEURES À 20mm DE DIAMÈTRE.

«CES DOCUMENTS NE DOIVENT PAS ÊTRE UTILISÉS À DES FINS DE CONSTRUCTION»

| RÉV | DATE | DESCRIPTION | DES | VÉR | APP |
|---|---|---|---|---|---|
| ZB | 2023-03-24 | FINAL | G.G. | K.B. | F.C. |
| ZA | 2023-03-23 | POUR COMMENTAIRES | G.G. | K.B. | F.C. |

SCEAU & SIGNATURE

wsp
1075, 3e AVENUE E
VAL-D'OR (QUÉBEC) CANADA J9P 6M1
TÉL. : 1-819-825-4711 | WWW.WSP.COM
PROJET : 201-11330-08

OSISKO MINIÈRE OSISKO

| | | |
|---|---|---|
| CONÇU | Stéphane Tremblay, CPI | 2023-03-24 |
| DESSINÉ | Gail Godmaire, tech | 2023-03-24 |
| VÉRIFIÉ | Kristina Bondy, ing., M.ing | 2023-03-24 |
| APPROUVÉ | Frederic Choquet, ing. MScA, PMP | 2023-03-24 |
| CLIENT | Kim-Quyên Nguyên, ing. MBA | 2023-03-24 |
| ÉCHELLE | Indiquée | DATE |

PROJET : ÉTUDE DE FAISABILITÉ

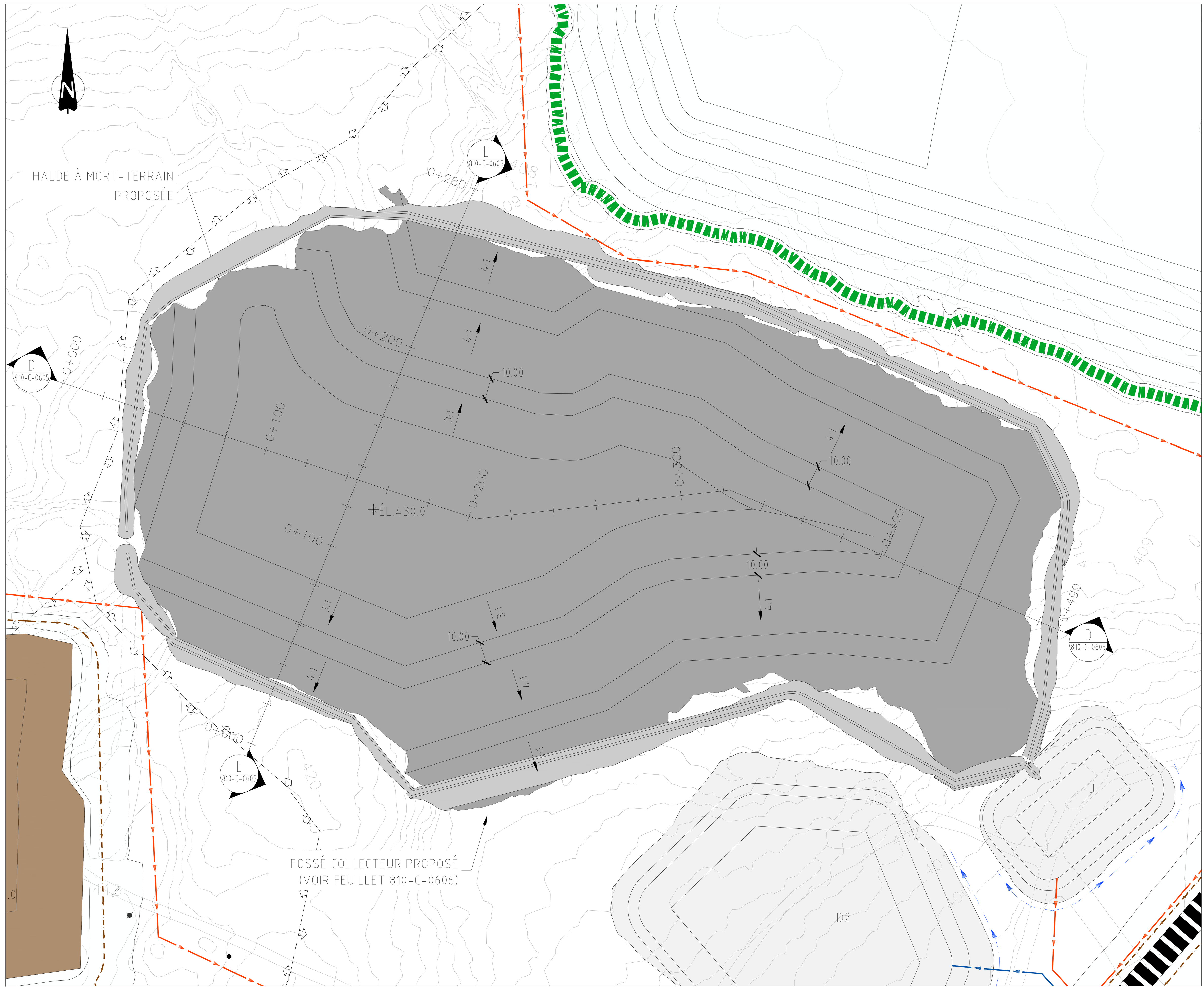
SOUS-PROJET : CONCEPTION DES HALDES ET DES INFRASTRUCTURES DE GESTION DES EAUX

TITRE : VUE EN PLAN, PROFILS ET DÉTAILS TYPIQUES DES BASSINS DE RÉTENSION F ET J PROPOSÉS

NUMÉRO DE DESSIN
810-C-0604-ZB
SECTEUR - DISCIPLINE - NO. SÉQUENTIEL - RÉVISION

DERNIÈRE SAUVEGARDE : 2023-03-23
DATE D'IMPRESSION : 2023-03-24
CHEMIN D'ACCÈS : C:\PW_WORK\OMS09556\CAWL-810-C-0604-ZB.DWG

FORMAT A1 (841x594)



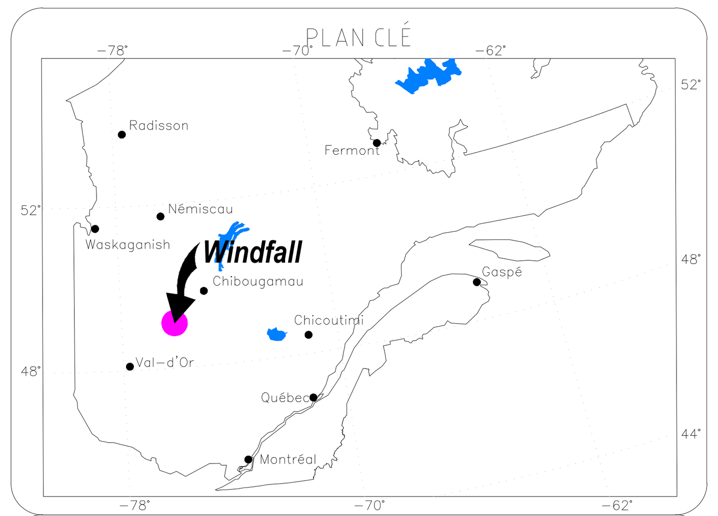

VUE EN PLAN

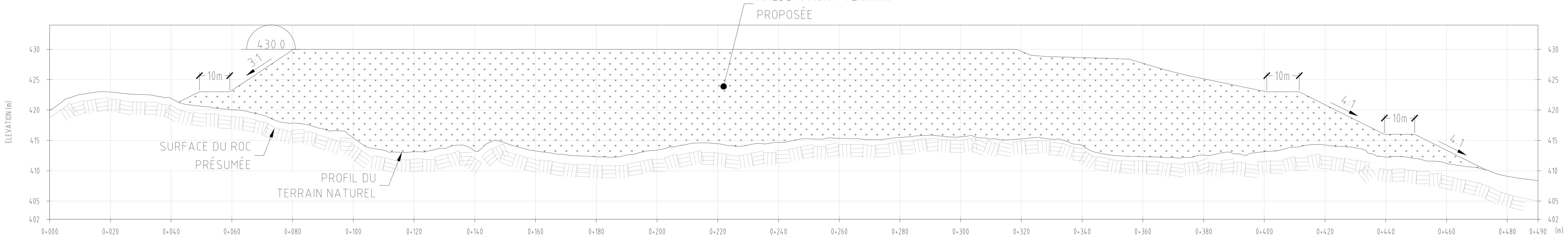
Échelle: 1:1500

MÈTRES

Échelle 1 : 1500

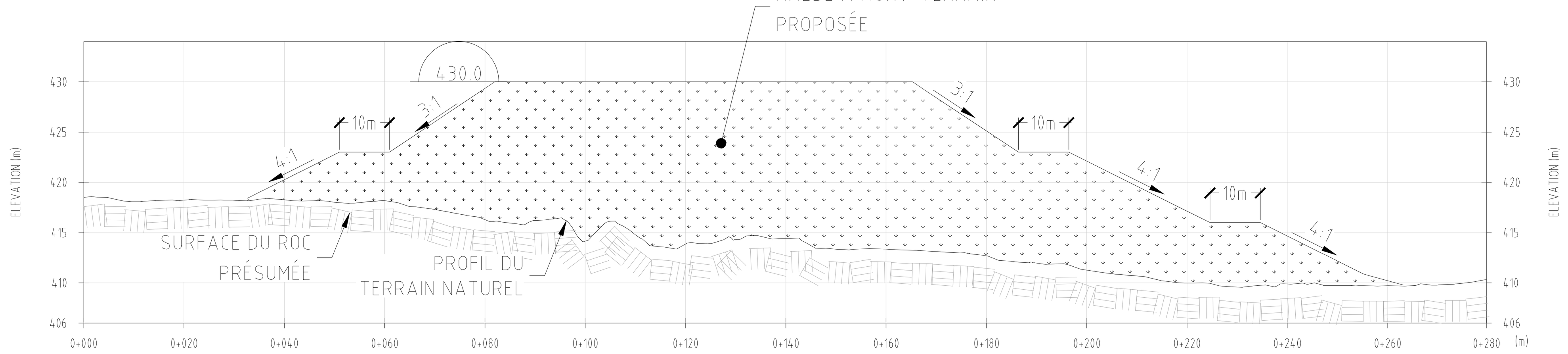
PLAN CLÉ




PROFIL LONGITUDINAL D

Échelle 1:1000 (Exagération verticale 2x)




PROFIL TRANSVERSAL E

Échelle 1:750 (Exagération verticale 2x)

## NOTES GÉNÉRALES

À MOINS D'INDICATIONS CONTRAIRES, LES UNITÉS DE MESURES SONT EN MÈTRES.

SYSTÈME DE RÉFÉRENCE GÉODÉSIQUE UTILISÉ : UTMnad83 zone18

FICHIERS SOURCES:

- COURBES TOPOGRAPHIQUES, REPRÉSENTATION AU MÈTRE, DU RELEVÉ LIDAR EN DATE DU 01-04-2022
- RELEVÉ DE LA HALDE À STÉRILES EXISTANTES EN DATE DU 02-09-2022
- INFRASTRUCTURES EXISTANTES EN DATE DU 04-10-2020, PLAN DE SURFACE.dwg, TRANSMIS PAR LE CLIENT, MISE À JOUR REÇUE EN DATE D'AOÛT 2022

«CES DOCUMENTS NE DOIVENT PAS ÊTRE UTILISÉS À DES FINS DE CONSTRUCTION»

| RÉV | DATE | DESCRIPTION | DES | VÉR | APP |
|---|---|---|---|---|---|
| ZB | 2023-03-24 | FINAL | G.G. | K.B. | F.C. |
| ZA | 2023-03-23 | POUR COMMENTAIRES | G.G. | K.B. | F.C. |

SCEAU & SIGNATURE

wsp
1075, 3e AVENUE E
VAL-D'OR (QUÉBEC) CANADA J9P 6M1
TÉL. : 1-819-825-4711 | WWW.WSP.COM
PROJET : 201-11330-08

OSISKO
MINIÈRE OSISKO

| | | |
|---|---|---|
| CONÇU : | Stéphane Tremblay, CPI | 2023-03-24 |
| DESSINÉ : | Gail Godmaire, tech | 2023-03-24 |
| VÉRIFIÉ : | Kristina Bondy, ing., M.ing. | 2023-03-24 |
| APPROUVÉ : | Frederic Choquet, ing. MScA, PMP | 2023-03-24 |
| CLIENT : | Kim-Quyên Nguyên, ing. MBA | 2023-03-24 |
| ÉCHELLE : | Indiquée | DATE |

PROJET : ÉTUDE DE FAISABILITÉ

SOUS-PROJET : CONCEPTION DES HALDES ET DES INFRASTRUCTURES DE GESTION DES EAUX

TITRE : VUE EN PLAN, PROFILS LONGITUDINAL ET TRANSVERSAL HALDE À MORT-TERRAIN PROPOSÉE

NUMÉRO DE DESSIN

810-C-0605-ZB

SECTEUR - DISCIPLINE - NO. SÉQUENTIEL - RÉVISION

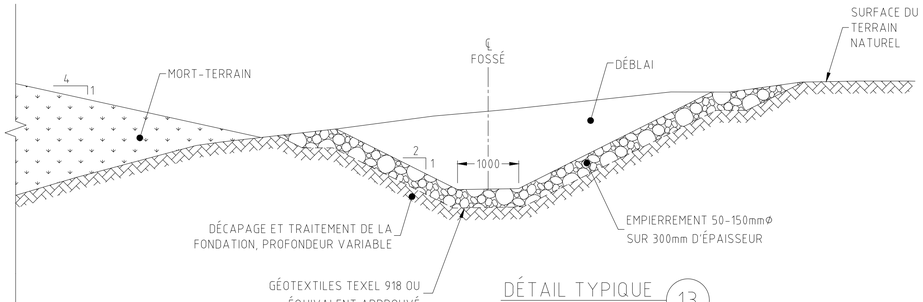
DERNIÈRE SAUVEGARDE : 2023-03-23
DATE D'IMPRESSION : 2023-03-24
CHEMIN D'ACCÈS : C:\Pw_WORK\OMS09556\CAWL-810-C-0605-ZB.DWG

FORMAT A1 (841x594)

VUE EN PLAN

Échelle: 1:1500

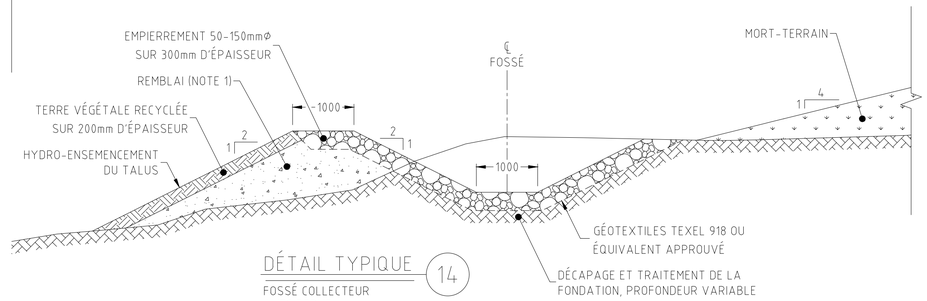
Échelle 1 : 1500




DÉTAIL TYPIQUE 13

FOSSÉ COLLECTEUR EN EXCAVATION

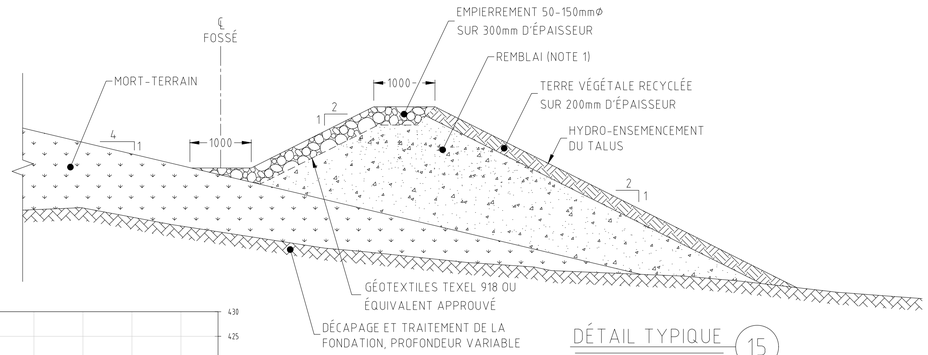
Échelle : Aucune




DÉTAIL TYPIQUE 14

FOSSÉ COLLECTEUR AVEC BERME

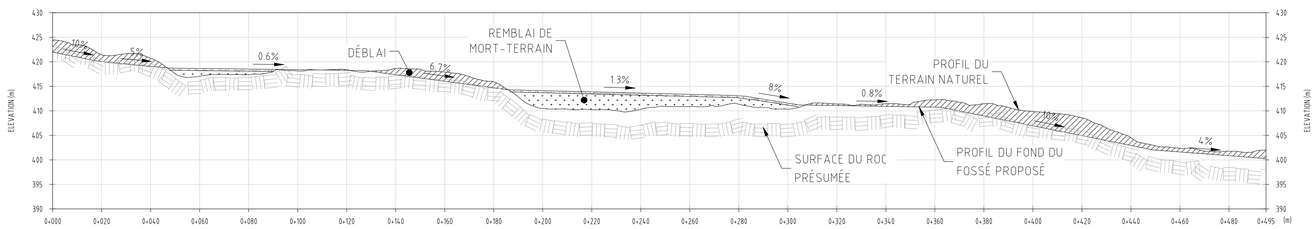
Échelle : Aucune




DÉTAIL TYPIQUE 15

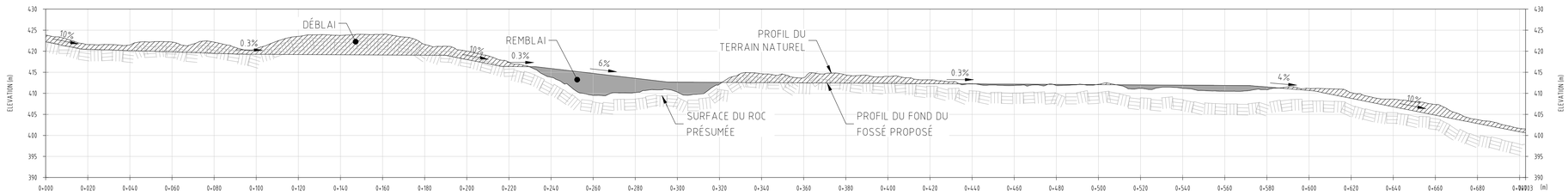
FOSSÉ COLLECTEUR EN REMBLAI

Échelle : Aucune



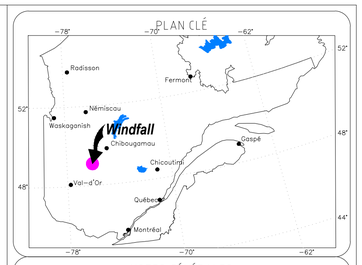

PROFIL TRANSVERSAL F1

Échelle 1:1250 (Exagération verticale 2x)




PROFIL TRANSVERSAL F2

Échelle 1:1250 (Exagération verticale 2x)




## NOTES GÉNÉRALES

À MOINS D'INDICATIONS CONTRAIRES, LES UNITÉS DE MESURES SONT EN MÈTRES.

SYSTÈME DE RÉFÉRENCE GÉODÉSIQUE UTILISÉ : UTMnad83 zone18

FICHIERS SOURCES:

- COURBES TOPOGRAPHIQUES, REPRÉSENTATION AU MÈTRE, DU RELEVÉ LIDAR EN DATE DU 01-04-2022
- RELEVÉ DE LA HALDE À STÉRILES EXISTANTES EN DATE DU 02-09-2022
- INFRASTRUCTURES EXISTANTES EN DATE DU 04-10-2020, PLAN DE SURFACE.dwg, TRANSMIS PAR LE CLIENT; MISE À JOUR REÇUE EN DATE D'AOÛT 2022.

NOTE 1 :

REMBLAI : MATÉRIAU GRANULAIRE COMPACTABLE NON GÉNÉRATEUR D'ACIDE, EXEMPT DE MATIÈRE ORGANIQUE ET DE PARTICULES SUPÉRIEURES À 200mm DE DIAMÈTRE MIS EN PLACE PAR COUCHE SUCCESSIVE DE 300mm D'ÉPAISSEUR ET COMPACTÉ À 95 % DU P.M. LE DERNIER 150mm ADJACENT AUX GÉOSYNTHÉTIQUES DOIT ÊTRE EXEMPT DE PARTICULES SUPÉRIEURES À 20mm DE DIAMÈTRE.

«CES DOCUMENTS NE DOIVENT PAS ÊTRE UTILISÉS À DES FINS DE CONSTRUCTION»

| RÉV | DATE | DESCRIPTION | DES. | VÉR. | APP. |
|---|---|---|---|---|---|
| ZB | 2023-03-24 | FINAL | G.G. | K.B | F.C. |
| ZA | 2023-03-23 | POUR COMMENTAIRES | G.G. | K.B | F.C. |

SCEAU & SIGNATURE

wsp
1075, 3e AVENUE E
VAL-D'OR (QUÉBEC) CANADA J9P 6M1
PROJET : 201-11330-08 TÉL. : 1-819-825-4711 | WWW.WSP.COM

OSISKO MINIÈRE OSISKO

| | | |
|---|---|---|
| CONÇU : | Stéphane Tremblay, CPI. | 2023-03-24 |
| DESSINÉ : | Gail Godmaire, tech. | 2023-03-24 |
| VÉRIFIÉ : | Kristina Bondy, ing., M.ing. | 2023-03-24 |
| APPROUVÉ : | Frederic Choquet, ing. MScA, PMP | 2023-03-24 |
| CLIENT : | Kim-Quyên Nguyên, ing. MBA | 2023-03-24 |
| ÉCHELLE : | Indiquée | DATE |

PROJET :

ÉTUDE DE FAISABILITÉ

SOUS-PROJET :

CONCEPTION DES HALDES ET DES INFRASTRUTURES DE GESTION DES EAUX

TITRE :

# VUE EN PLAN ET PROFILS DES FOSSÉS COLLECTEURS DE LA HALDE À MORT-TERRAIN

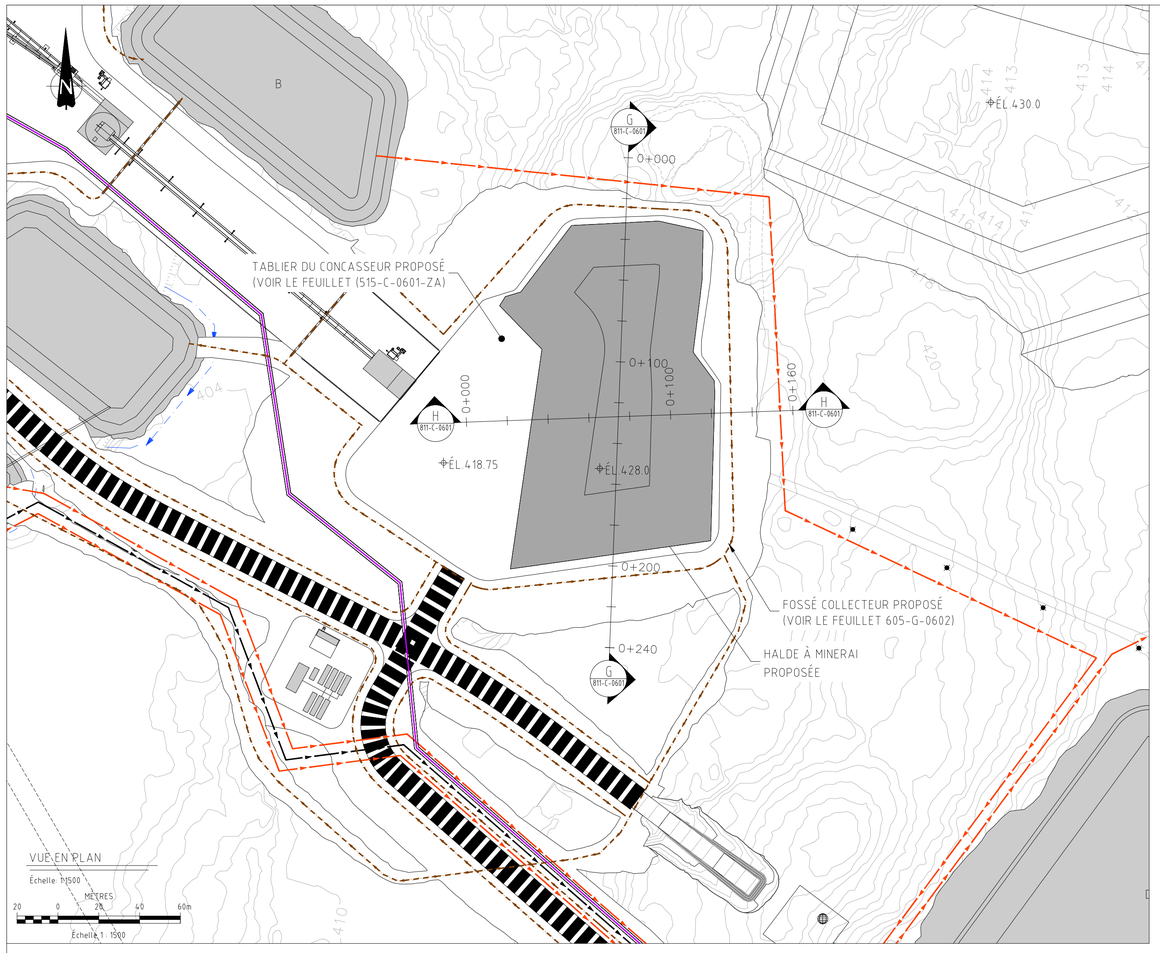
NUMÉRO DE DESSIN

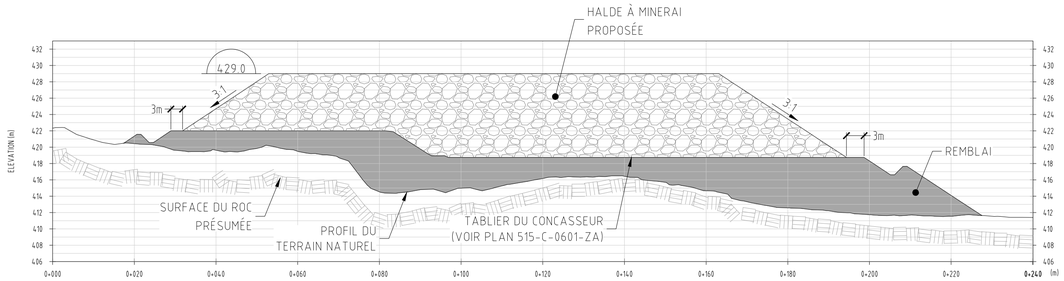
810-C-0606-ZB

SECTEUR - DISCIPLINE - NO. SÉQUENTIEL - RÉVISION

DERNIÈRE SAUVEGARDE: 2023-03-23
DATE D'IMPRESSION 2023-03-24
CHEMIN D'ACCÈS C:\PW_WORK\DMS\9560\CAWL-810-C-0606-ZB.DWG

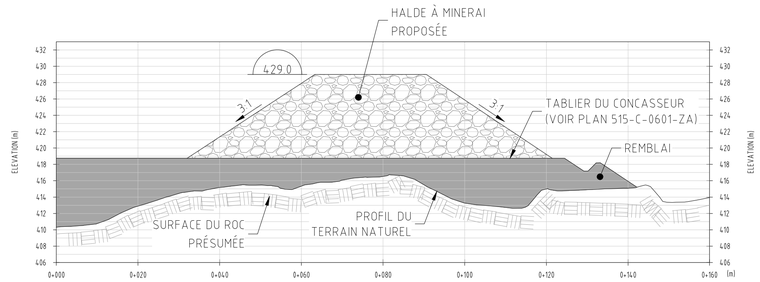
FORMAT A1 ( 841x594 )




PROFIL LONGITUDINAL G

Échelle 1:750 (Exagération verticale 2x)



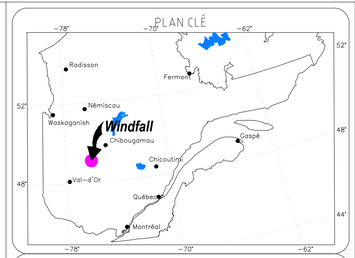

PROFIL TRANSVERSAL H

Échelle 1:750 (Exagération verticale 2x)

DERNIÈRE SAUVEGARDE 2023-03-23
DATE D'IMPRESSION 2023-03-24
CHEMIN D'ACCÈS C:\PW_WORK\QNFS0956\CAWL-811-C-0601-ZB.DWG

FORMAT A1 ( 841x594 )

PLAN CLÉ




NOTES GÉNÉRALES

À MOINS D'INDICATIONS CONTRAIRES, LES UNITÉS DE MESURES SONT EN MÈTRES.

SYSTÈME DE RÉFÉRENCE GÉODÉSIQUE UTILISÉ : UTMnad83 zone18

FICHIERS SOURCES:

- COURBES TOPOGRAPHIQUES, REPRÉSENTATION AU MÈTRE, DU RELEVÉ LIDAR EN DATE DU 01-04-2022
- RELEVÉ DE LA HALDE À STÉRILES EXISTANTES EN DATE DU 02-09-2022
- INFRASTRUCTURES EXISTANTES EN DATE DU 04-10-2020, PLAN DE SURFACE.dwg, TRANSMIS PAR LE CLIENT; MISE À JOUR REÇUE EN DATE D'AOÛT 2022.

«CES DOCUMENTS NE DOIVENT PAS ÊTRE UTILISÉS À DES FINS DE CONSTRUCTION»

| RÉV | DATE | DESCRIPTION | DES. | VÉR. | APP. |
|---|---|---|---|---|---|
| ZB | 2023-03-24 | FINAL | G.G. | K.B | F.C |
| ZA | 2023-03-23 | POUR COMMENTAIRES | G.G. | K.B | F.C |

SCEAU & SIGNATURE

wsp
1075, 3e AVENUE E
VAL-D'OR (QUÉBEC) CANADA J9P 6M1
PROJET : 201-11330-08 TÉL. : 1-819-825-4711 | WWW.WSP.COM

OSISKO MINIÈRE OSISKO

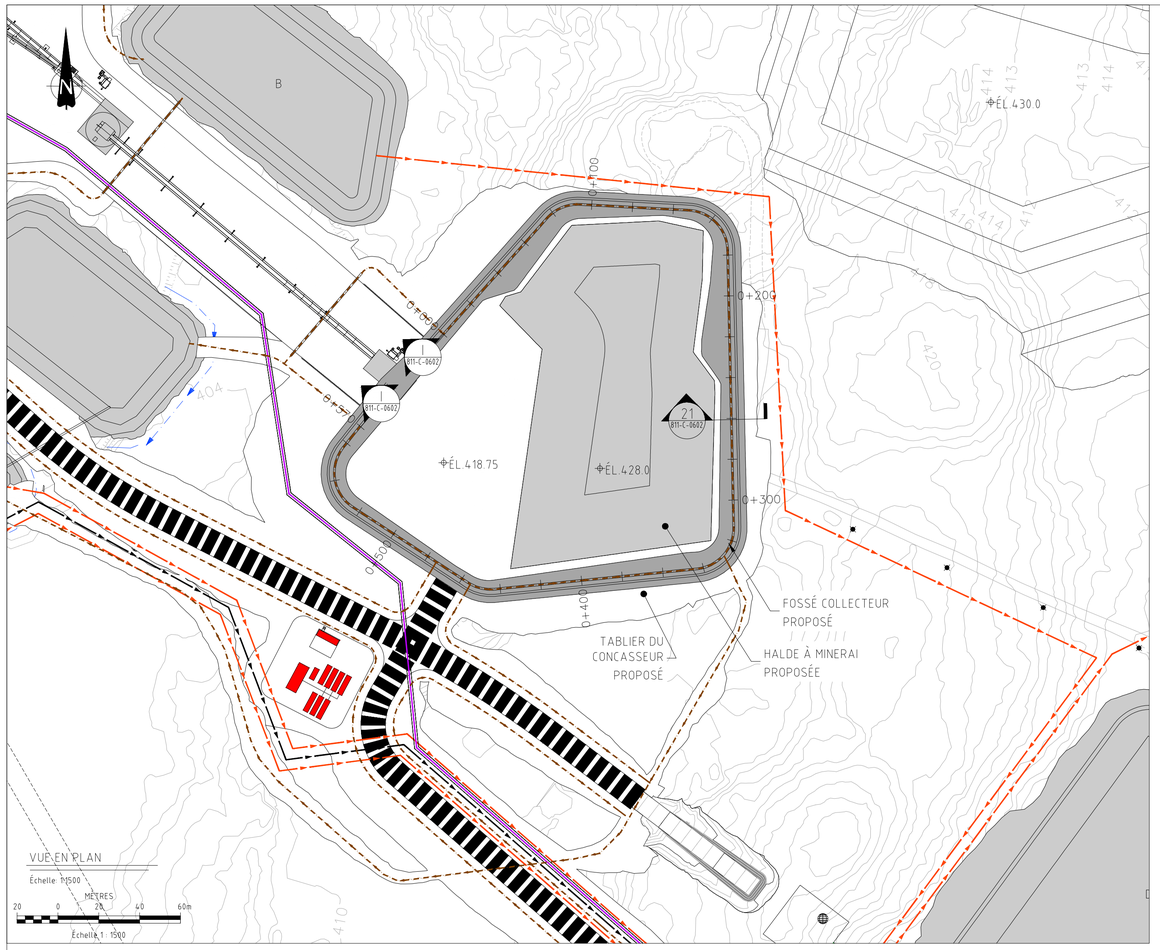
| | | |
|---|---|---|
| CONÇU : | Stéphane Tremblay, CPI. | 2023-03-24 |
| DESSINÉ : | Gail Godmaire, tech. | 2023-03-24 |
| VÉRIFIÉ : | Kristina Bondy, ing., M.ing. | 2023-03-24 |
| APPROUVÉ : | Frederic Choquet, ing. MScA, PMP | 2023-03-24 |
| CLIENT : | Kim-Quyên Nguyên, ing. MBA | 2023-03-24 |
| ÉCHELLE : | Indiquée | DATE |

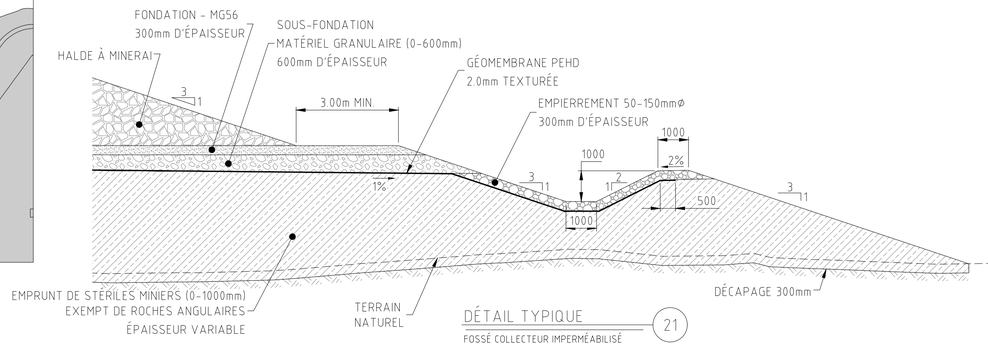
PROJET :
ÉTUDE DE FAISABILITÉ

SOUS-PROJET :
CONCEPTION DES HALDES ET DES INFRASTRUTURES DE GESTION DES EAUX

TITRE :
# VUE EN PLAN, PROFILS LONGITUDINAL ET TRANSVERSAL HALDE À MINERAI PROPOSÉE

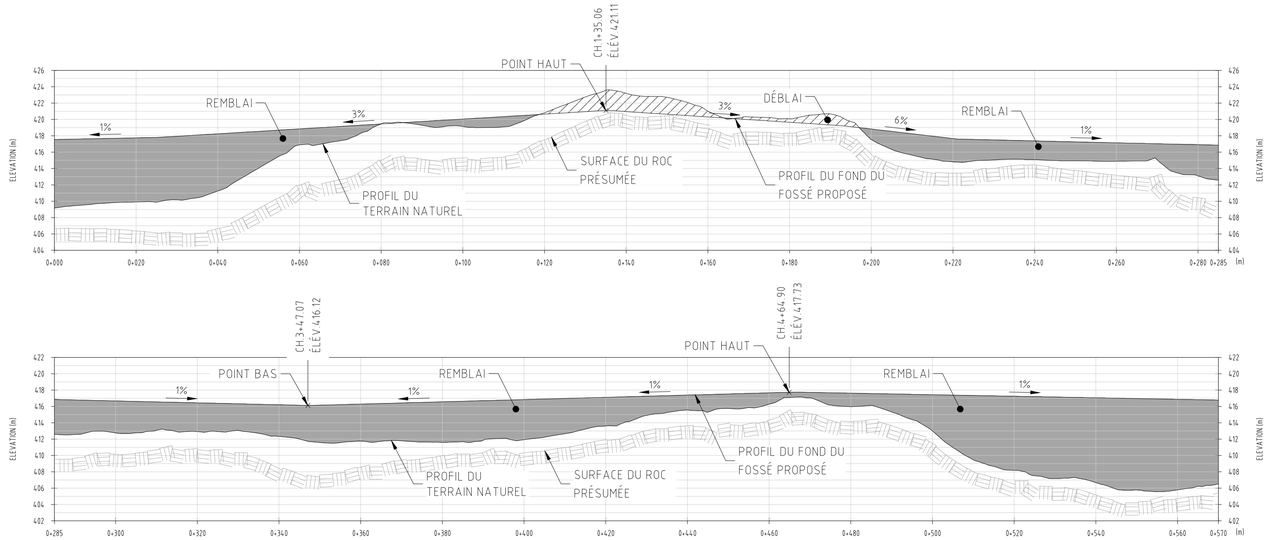
NUMÉRO DE DESSIN
811-C-0601-ZB
SECTEUR - DISCIPLINE - NO. SÉQUENTIEL - RÉVISION




DÉTAIL TYPIQUE (21)

FOSSÉ COLLECTEUR IMPERMÉABILISÉ
TABLIER DU CONCASSEUR
Échelle : 1:100



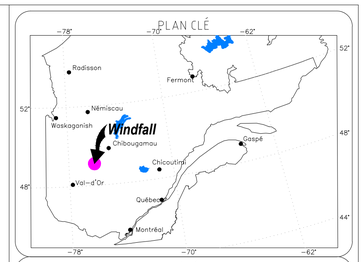

PROFIL FOSSÉ COLLECTEUR (1)

Échelle 1:750 (Exagération verticale 2x)

LES UNITÉS DE MESURES DES DÉTAILS SONT EN MILIMÈTRES

POUR DES FINS DE REPRÉSENTATION CLAIRES DES DIFFÉRENTES COUCHES DES GÉOSYNTHÉTIQUES, LA PROPORTION VERTICALE DE CERTAINS DÉTAILS A ÉTÉ FORTEMENT EXAGÉRÉ.

PLAN CLÉ




NOTES GÉNÉRALES

À MOINS D'INDICATIONS CONTRAIRES, LES UNITÉS DE MESURES SONT EN MÈTRES.

SYSTÈME DE RÉFÉRENCE GÉODÉSIQUE UTILISÉ : UTMnad83 zone18

FICHIERS SOURCES:

- COURBES TOPOGRAPHIQUES, REPRÉSENTATION AU MÈTRE, DU RELEVÉ LIDAR EN DATE DU 01-04-2022
- RELEVÉ DE LA HALDE À STÉRILES EXISTANTES EN DATE DU 02-09-2022
- INFRASTRUCTURES EXISTANTES EN DATE DU 04-10-2020, PLAN DE SURFACE.dwg, TRANSMIS PAR LE CLIENT; MISE À JOUR REÇUE EN DATE D'AOÛT 2022.

«CES DOCUMENTS NE DOIVENT PAS ÊTRE UTILISÉS À DES FINS DE CONSTRUCTION»

| RÉV | DATE | DESCRIPTION | DES. | VÉR. | APP. |
|---|---|---|---|---|---|
| ZB | 2023-03-24 | FINAL | G.G. | K.B | F.C. |
| ZA | 2023-03-23 | POUR COMMENTAIRES | G.G. | K.B | F.C. |

SCEAU & SIGNATURE

wsp
1075, 3e AVENUE E
VAL-D'OR (QUÉBEC) CANADA J9P 6M1
PROJET : 201-11330-08 TÉL. : 1-819-825-4711 | WWW.WSP.COM

OSISKO MINIÈRE OSISKO

| | | |
|---|---|---|
| CONÇU : | Stéphane Tremblay, CPI. | 2023-03-24 |
| DESSINÉ : | Gail Godmaire, tech. | 2023-03-24 |
| VÉRIFIÉ : | Kristina Bondy, ing., M.ing. | 2023-03-24 |
| APPROUVÉ : | Frederic Choquet, ing. MScA, PMP | 2023-03-24 |
| CLIENT : | Kim-Quyên Nguyên, ing. MBA | 2023-03-24 |
| ÉCHELLE : | Indiquée | DATE |

PROJET :
ÉTUDE DE FAISABILITÉ

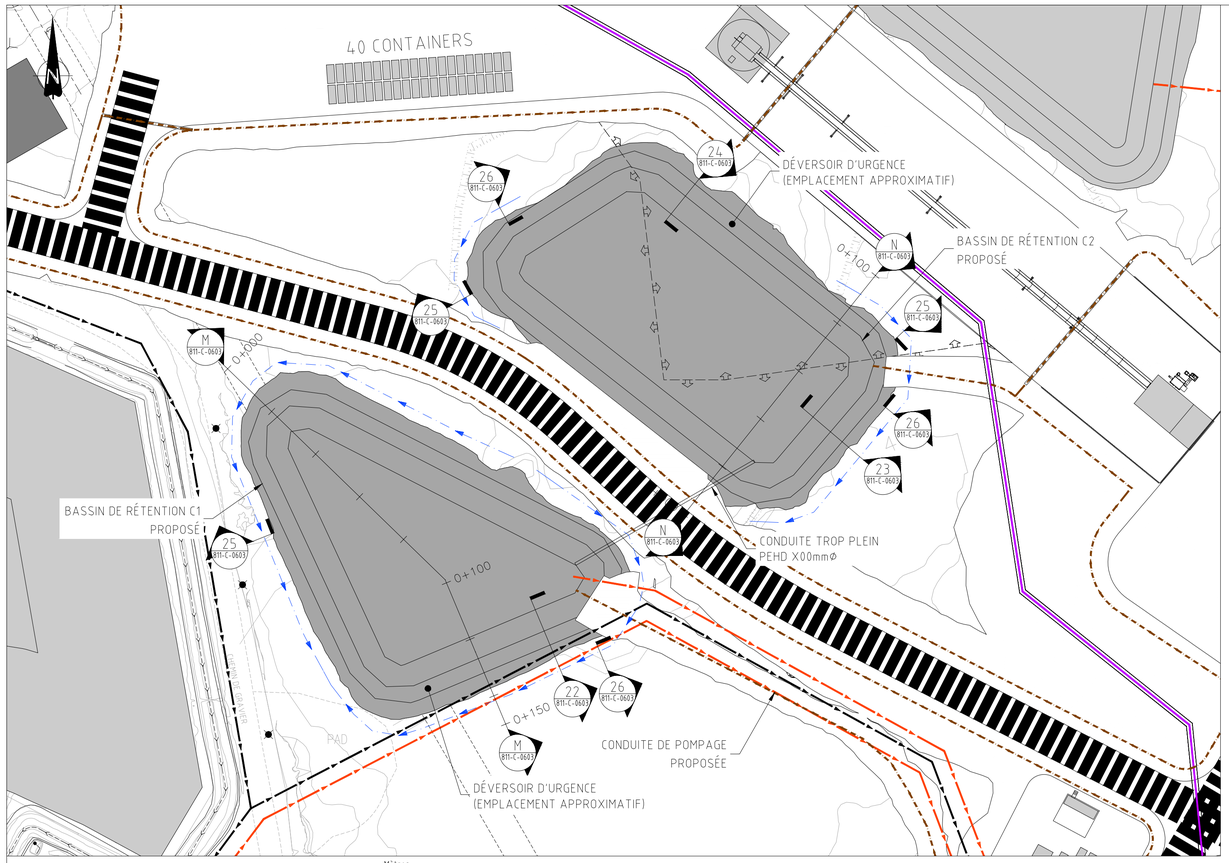
SOUS-PROJET :
CONCEPTION DES HALDES ET DES INFRASTRUTURES DE GESTION DES EAUX

TITRE :
VUE EN PLAN ET PROFILS DU FOSSÉ COLLECTEUR DE LA HALDE À MINERAI

NUMÉRO DE DESSIN
811-C-0602-ZB
SECTEUR - DISCIPLINE - NO. SÉQUENTIEL - RÉVISION

DERNIÈRE SAUVEGARDE 2023-03-23
DATE D'IMPRESSION 2023-03-24
CHEMIN D'ACCÈS C:\PW_WORKDIMS\P9506\VCAN_811-C-0602-ZB.DWG

FORMAT A1 ( 841x594 )




VUE EN PLAN

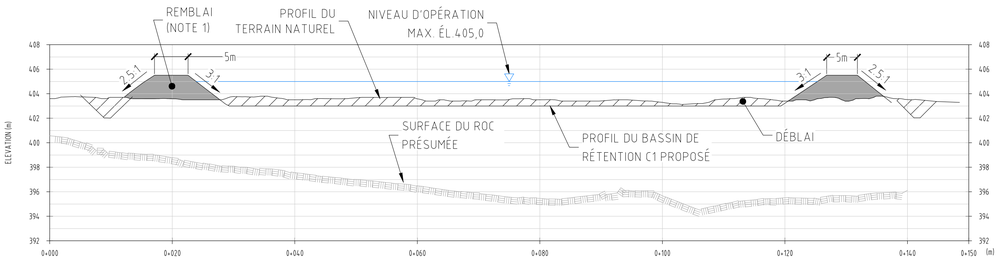
BASSIN DE RÉTENTION C1 ET C2 PROPOSÉS

Échelle 1:1000

Mètres

20 10 0 20 40

Échelle 1 : 1000

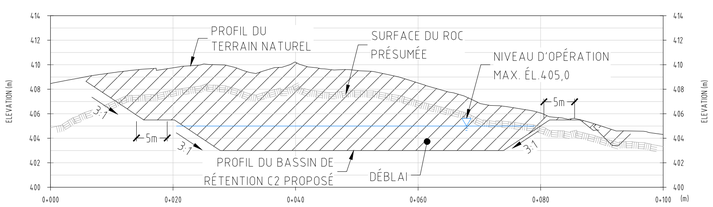



PROFIL LONGITUDINAL

BASSIN DE RÉTENTION C1 PROPOSÉ

M

Échelle H:1:500 / V:1:250

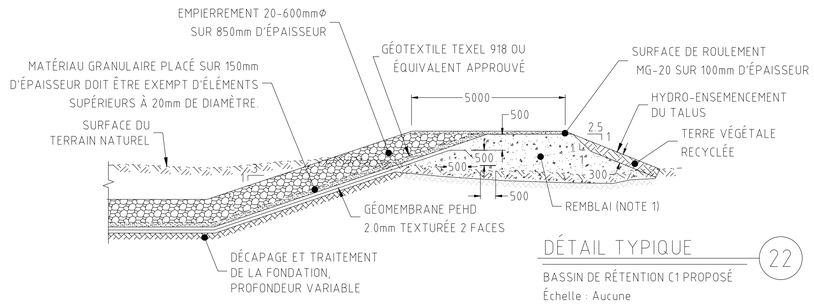



PROFIL LONGITUDINAL

BASSIN DE RÉTENTION C2 PROPOSÉ

N

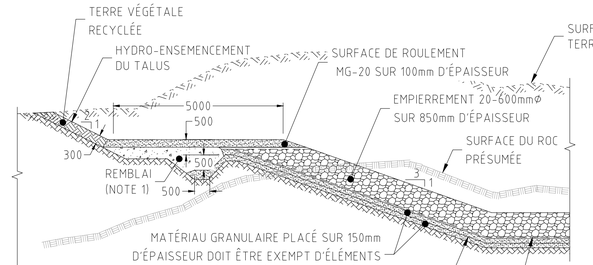
Échelle H:1:500 / V:1:250




DÉTAIL TYPIQUE 22

BASSIN DE RÉTENTION C1 PROPOSÉ

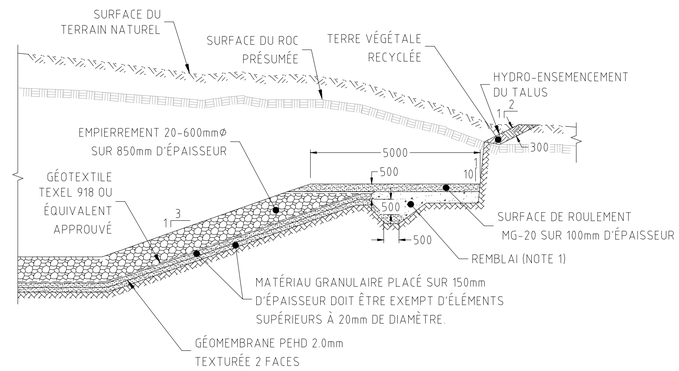
Échelle : Aucune




DÉTAIL TYPIQUE 23

BASSIN DE RÉTENTION C2 PROPOSÉ

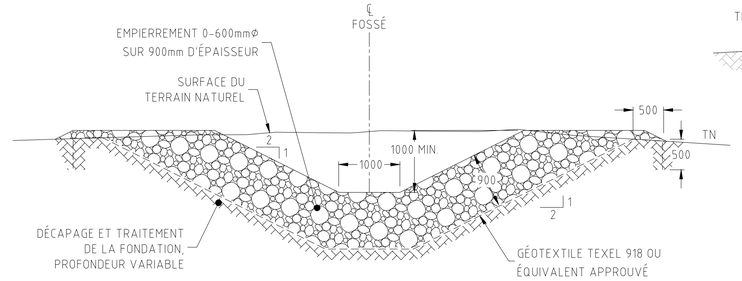
Échelle : Aucune




DÉTAIL TYPIQUE 24

BASSIN DE RÉTENTION C2 PROPOSÉ

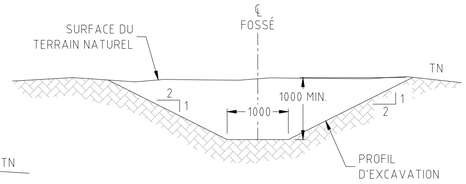
Échelle : Aucune




DÉTAIL TYPIQUE 26

FOSSÉ DE DRAINAGE
POUR PENTE D'ÉCOULEMENT > 3%

Échelle : Aucune




DÉTAIL TYPIQUE 25

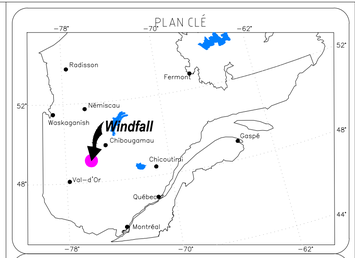
FOSSÉ DE DRAINAGE
POUR PENTE D'ÉCOULEMENT < 3%

Échelle : Aucune

LES UNITÉS DE MESURES DES DÉTAILS SONT EN MILIMÈTRES

POUR DES FINS DE REPRÉSENTATION CLAIRES DES DIFFÉRENTES COUCHES DES GÉOSYNTHÉTIQUES, LA PROPORTION VERTICALE DE CERTAINS DÉTAILS A ÉTÉ FORTEMENT EXAGÉRÉ.

PLAN CLÉ




NOTES GÉNÉRALES

À MOINS D'INDICATIONS CONTRAIRES, LES UNITÉS DE MESURES SONT EN MÈTRES.

SYSTÈME DE RÉFÉRENCE GÉODÉSIQUE UTILISÉ : UTMnad83 zone18

FICHIERS SOURCES:

- COURBES TOPOGRAPHIQUES, REPRÉSENTATION AU MÈTRE, DU RELEVÉ LIDAR EN DATE DU 01-04-2022
- RELEVÉ DE LA HALDE À STÉRILES EXISTANTES EN DATE DU 02-09-2022
- INFRASTRUCTURES EXISTANTES EN DATE DU 04-10-2020, PLAN DE SURFACE.dwg, TRANSMIS PAR LE CLIENT; MISE À JOUR REÇUE EN DATE D'AOÛT 2022.

NOTE 1 :

REMBLAI : MATÉRIAU GRANULAIRE COMPACTABLE NON GÉNÉRATEUR D'ACIDE, EXEMPT DE MATIÈRE ORGANIQUE ET DE PARTICULES SUPÉRIEURES À 200mm DE DIAMÈTRE MIS EN PLACE PAR COUCHE SUCCESSIVE DE 300mm D'ÉPAISSEUR ET COMPACTÉ À 95% DU P.M. LE DERNIER 150mm ADJACENT AUX GÉOSYNTHÉTIQUES DOIT ÊTRE EXEMPT DE PARTICULES SUPÉRIEURES À 20mm DE DIAMÈTRE.

«CES DOCUMENTS NE DOIVENT PAS ÊTRE UTILISÉS À DES FINS DE CONSTRUCTION»

| RÉV | DATE | DESCRIPTION | DES. | VÉR. | APP. |
|---|---|---|---|---|---|
| ZB | 2023-03-24 | FINAL | G.G. | K.B | F.C. |
| ZA | 2023-03-23 | POUR COMMENTAIRES | G.G. | K.B | F.C. |

SCEAU & SIGNATURE

wsp
1075, 3e AVENUE E
VAL-D'OR (QUÉBEC) CANADA J9P 6M1
PROJET : 201-11330-08 TÉL. : 1-819-825-4711 | WWW.WSP.COM

OSISKO
MINIÈRE OSISKO

| | | |
|---|---|---|
| CONÇU : | Stéphane Tremblay, CPI. | 2023-03-24 |
| DESSINÉ : | Gail Godmaire, tech. | 2023-03-24 |
| VÉRIFIÉ : | Kristina Bondy, ing., M.ing. | 2023-03-24 |
| APPROUVÉ : | Frederic Choquet, ing. MScA, PMP | 2023-03-24 |
| CLIENT : | Kim-Quyên Nguyên, ing. MBA | 2023-03-24 |
| ÉCHELLE : | Indiquée | DATE |

PROJET :

ÉTUDE DE FAISABILITÉ

SOUS-PROJET :

CONCEPTION DES HALDES ET DES INFRASTRUTURES DE GESTION DES EAUX

TITRE :

# VUE EN PLAN, PROFILS ET DÉTAILS TYPIQUES DES BASSINS DE RÉTENSION C1 ET C2 PROPOSÉS

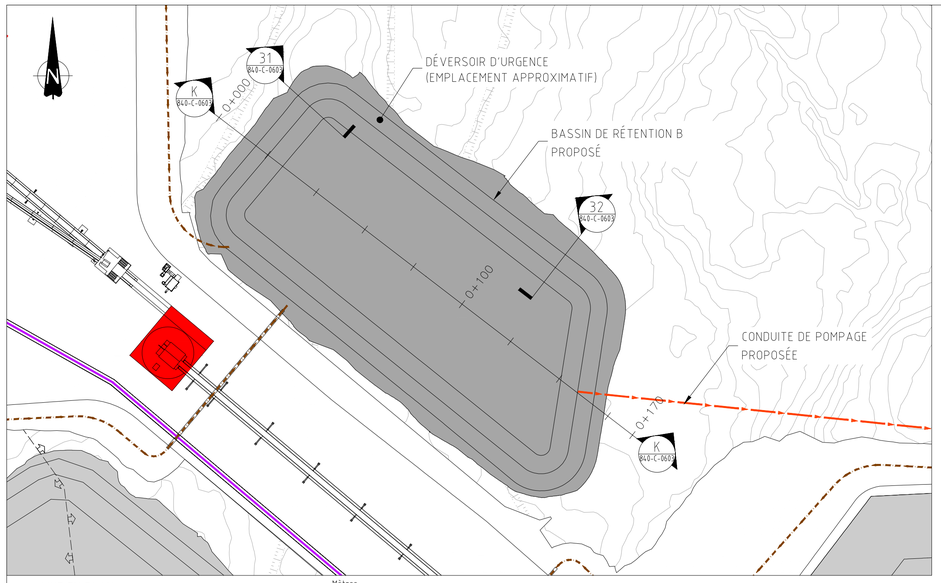
NUMÉRO DE DESSIN

811-C-0603-ZB

SECTEUR - DISCIPLINE - NO. SÉQUENTIEL - RÉVISION

DERNIÈRE SAUVEGARDE 2023-03-24
DATE D'IMPRESSION 2023-03-24
CHEMIN D'ACCÈS C:\PW_WORK\QMS\P50\d1\CAN\...811-C-0603-ZB.DWG

FORMAT A1 ( 841x594 )



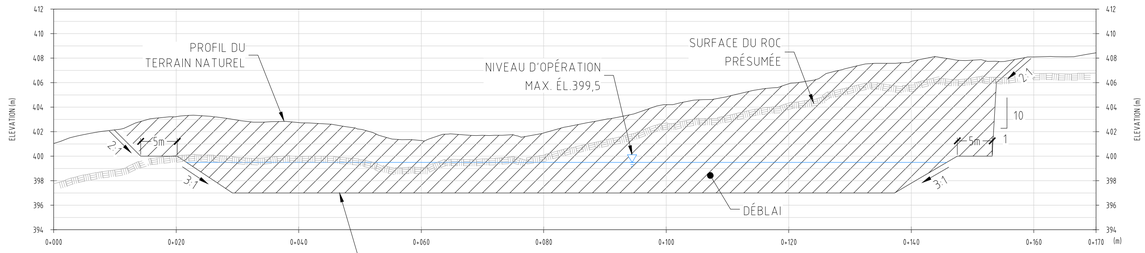

VUE EN PLAN

BASSIN DE RÉTENTION B PROPOSÉ

Échelle 1:1000

Mètres 20 10 0 20 40

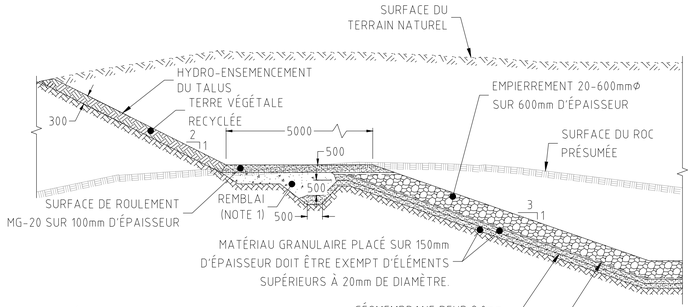
Échelle 1 : 1000




PROFIL LONGITUDINAL — K

BASSIN DE RÉTENTION B PROPOSÉ

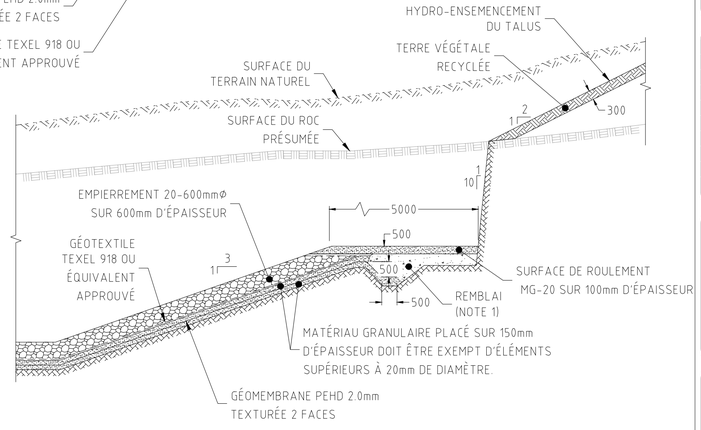
Échelle H=1:500 / V=1:250




DÉTAIL TYPIQUE — 31

BASSIN DE RÉTENTION B PROPOSÉ

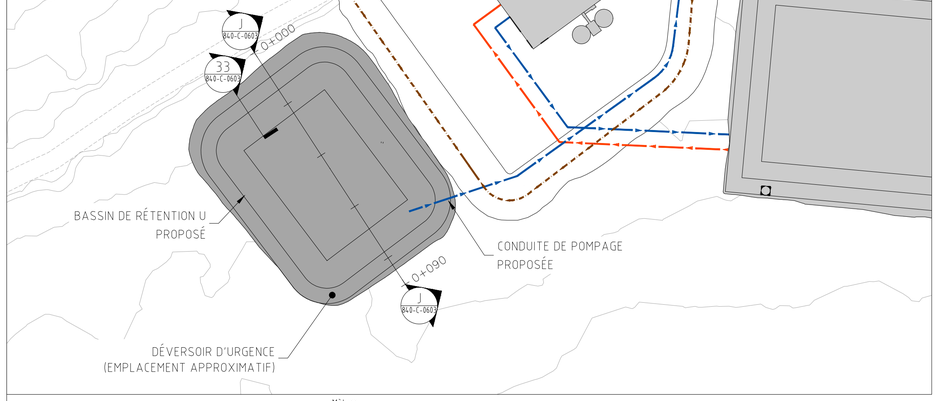
Échelle : Aucune




DÉTAIL TYPIQUE — 32

BASSIN DE RÉTENTION B PROPOSÉ

Échelle : Aucune



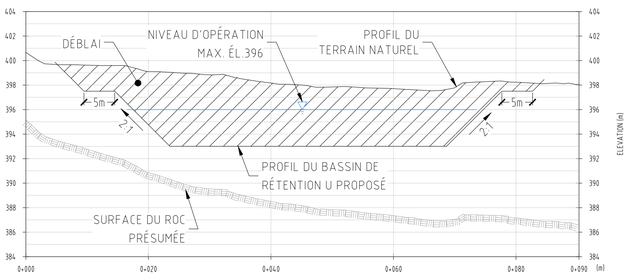

VUE EN PLAN

BASSIN DE RÉTENTION B PROPOSÉ

Échelle 1:1000

Mètres 20 10 0 20 40

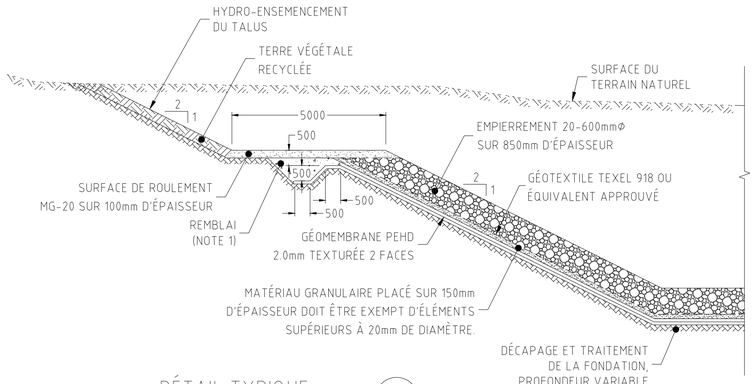
Échelle 1 : 1000




PROFIL LONGITUDINAL — J

BASSIN DE RÉTENTION U PROPOSÉ

Échelle H=1:500 / V=1:250




DÉTAIL TYPIQUE — 33

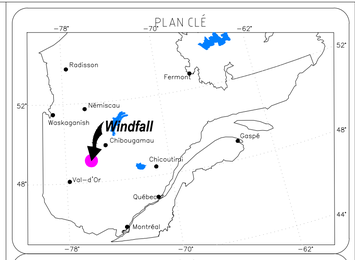
BASSIN DE RÉTENTION U PROPOSÉ

Échelle : Aucune

LES UNITÉS DE MESURES DES DÉTAILS SONT EN MILIMÈTRES

POUR DES FINS DE REPRÉSENTATION CLAIRES DES DIFFÉRENTES COUCHES DES GÉOSYNTHÉTIQUES, LA PROPORTION VERTICALE DE CERTAINS DÉTAILS A ÉTÉ FORTEMENT EXAGÉRÉ.

PLAN CLÉ




NOTES GÉNÉRALES

À MOINS D'INDICATIONS CONTRAIRES, LES UNITÉS DE MESURES SONT EN MÈTRES.

SYSTÈME DE RÉFÉRENCE GÉODÉSIQUE UTILISÉ : UTMnad83 zone18

FICHIERS SOURCES:

- COURBES TOPOGRAPHIQUES, REPRÉSENTATION AU MÈTRE, DU RELEVÉ LIDAR EN DATE DU 01-04-2022
- RELEVÉ DE LA HALDE À STÉRILES EXISTANTES EN DATE DU 02-09-2022
- INFRASTRUCTURES EXISTANTES EN DATE DU 04-10-2020, PLAN DE SURFACE.dwg, TRANSMIS PAR LE CLIENT; MISE À JOUR REÇUE EN DATE D'AOÛT 2022.

NOTE 1 :

REMBLAI : MATÉRIAU GRANULAIRE COMPACTABLE NON GÉNÉRATEUR D'ACIDE, EXEMPT DE MATIÈRE ORGANIQUE ET DE PARTICULES SUPÉRIEURES À 200mm DE DIAMÈTRE MIS EN PLACE PAR COUCHE SUCCESSIVE DE 300mm D'ÉPAISSEUR ET COMPACTÉ À 95% DU P.M. LE DERNIER 150mm ADJACENT AUX GÉOSYNTHÉTIQUES DOIT ÊTRE EXEMPT DE PARTICULES SUPÉRIEURES À 20mm DE DIAMÈTRE.

«CES DOCUMENTS NE DOIVENT PAS ÊTRE UTILISÉS À DES FINS DE CONSTRUCTION»

| RÉV. | DATE | DESCRIPTION | DES. | VÉR. | APP. |
|---|---|---|---|---|---|
| ZB | 2023-03-24 | FINAL | G.G. | K.B | F.C. |
| ZA | 2023-03-23 | POUR COMMENTAIRES | G.G. | K.B | F.C. |

SCEAU & SIGNATURE

wsp
1075, 3e AVENUE E
VAL-D'OR (QUÉBEC) CANADA J9P 6M1
PROJET : 201-11330-08 TÉL. : 1-819-825-4711 | WWW.WSP.COM

OSISKO MINIÈRE OSISKO

| | | |
|---|---|---|
| CONÇU : | Stéphane Tremblay, CPI. | 2023-03-24 |
| DESSINÉ : | Gail Godmaire, tech. | 2023-03-24 |
| VÉRIFIÉ : | Kristina Bondy, ing., M.ing. | 2023-03-24 |
| APPROUVÉ : | Frederic Choquet, ing. MScA, PMP | 2023-03-24 |
| CLIENT : | Kim-Quyên Nguyên, ing. MBA | 2023-03-24 |
| ÉCHELLE : | Indiquée | DATE |

PROJET :

ÉTUDE DE FAISABILITÉ

SOUS-PROJET :

CONCEPTION DES HALDES ET DES INFRASTRUTURES DE GESTION DES EAUX

TITRE :

VUE EN PLAN, PROFILS ET DÉTAILS TYPIQUES DES BASSINS DE RÉTENSION B ET U PROPOSÉS

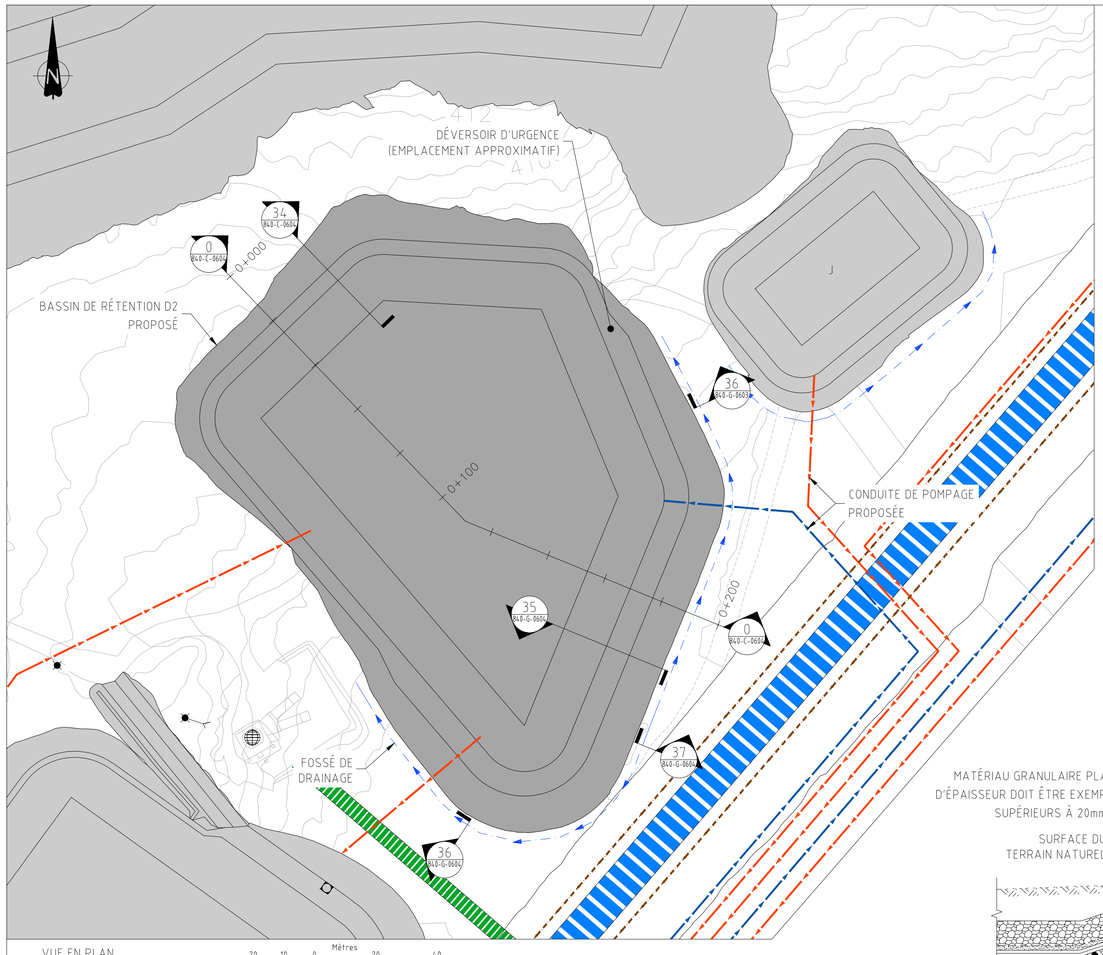
NUMÉRO DE DESSIN

840-C-0603-ZB

SECTEUR - DISCIPLINE - NO. SÉQUENTIEL - RÉVISION

DERNIÈRE SAUVEGARDE 2023-03-23
DATE D'IMPRESSION 2023-03-24
CHEMIN D'ACCÈS C:\PW_WORK\DMSI\P5610\CAWL-840-C-0603-ZB.DWG

FORMAT A1 ( 841x594 )



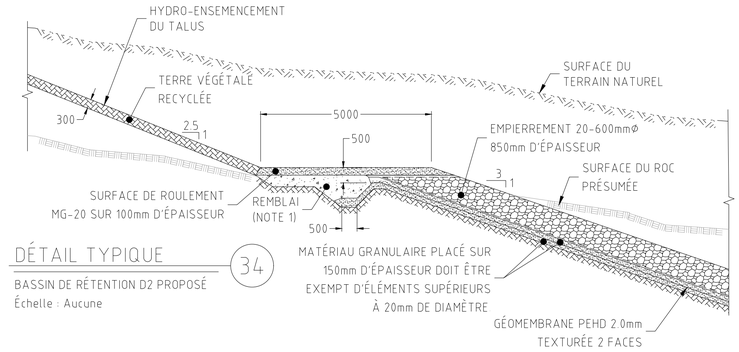

VUE EN PLAN

BASSIN DE RÉTENTION D PROPOSÉ

Échelle 1:1000

Mètres 20 10 0 20 40

Échelle 1 : 1000



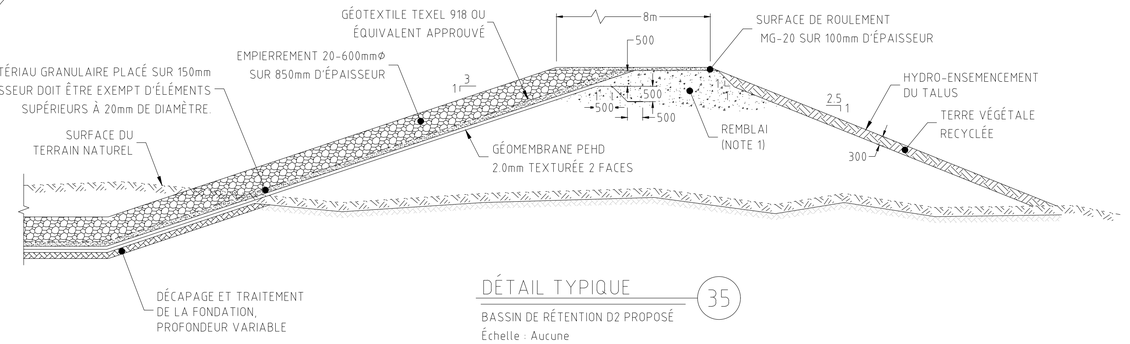

DÉTAIL TYPIQUE 34

BASSIN DE RÉTENTION D2 PROPOSÉ

Échelle : Aucune

LES UNITÉS DE MESURES DES DÉTAILS SONT EN MILIMÈTRES

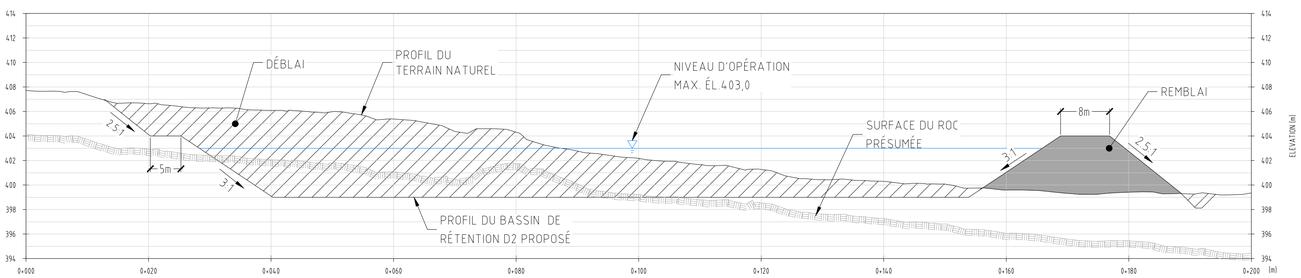
POUR DES FINS DE REPRÉSENTATION CLAIRES DES DIFFÉRENTES COUCHES DES GÉOSYNTHÉTIQUES, LA PROPORTION VERTICALE DE CERTAINS DÉTAILS A ÉTÉ FORTEMENT EXAGÉRÉ.




DÉTAIL TYPIQUE 35

BASSIN DE RÉTENTION D2 PROPOSÉ

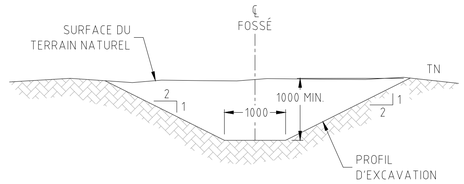
Échelle : Aucune




PROFIL LONGITUDINAL 0

BASSIN DE RÉTENTION D2 PROPOSÉ

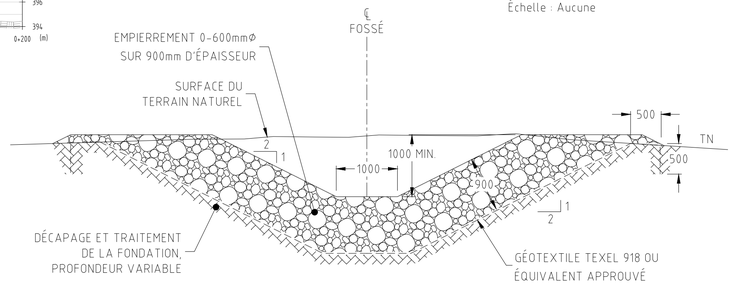
Échelle H:1:500 / V:1:250




DÉTAIL TYPIQUE 36

FOSSÉ DE DRAINAGE
POUR PENTE D'ÉCOULEMENT < 3%

Échelle : Aucune

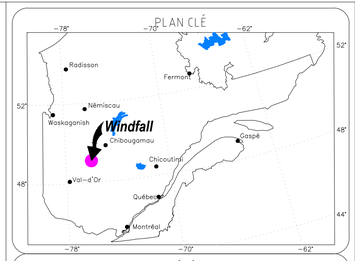



DÉTAIL TYPIQUE 37

FOSSÉ DE DRAINAGE
POUR PENTE D'ÉCOULEMENT > 3%

Échelle : Aucune

PLAN CLÉ




## NOTES GÉNÉRALES

À MOINS D'INDICATIONS CONTRAIRES, LES UNITÉS DE MESURES SONT EN MÈTRES.

SYSTÈME DE RÉFÉRENCE GÉODÉSIQUE UTILISÉ : UTMnad83 zone18

FICHIERS SOURCES:

- COURBES TOPOGRAPHIQUES, REPRÉSENTATION AU MÈTRE, DU RELEVÉ LIDAR EN DATE DU 01-04-2022
- RELEVÉ DE LA HALDE À STÉRILES EXISTANTES EN DATE DU 02-09-2022
- INFRASTRUCTURES EXISTANTES EN DATE DU 04-10-2020, PLAN DE SURFACE.dwg, TRANSMIS PAR LE CLIENT; MISE À JOUR REÇUE EN DATE D'AOÛT 2022.

NOTE 1 :

REMBLAI : MATÉRIAU GRANULAIRE COMPACTABLE NON GÉNÉRATEUR D'ACIDE, EXEMPT DE MATIÈRE ORGANIQUE ET DE PARTICULES SUPÉRIEURES À 200mm DE DIAMÈTRE MIS EN PLACE PAR COUCHE SUCCESSIVE DE 300mm D'ÉPAISSEUR ET COMPACTÉ À 95% DU P.M. LE DERNIER 150mm ADJACENT AUX GÉOSYNTHÉTIQUES DOIT ÊTRE EXEMPT DE PARTICULES SUPÉRIEURES À 20mm DE DIAMÈTRE.

«CES DOCUMENTS NE DOIVENT PAS ÊTRE UTILISÉS À DES FINS DE CONSTRUCTION»

| RÉV | DATE | DESCRIPTION | DES. | VÉR. | APP. |
|---|---|---|---|---|---|
| ZB | 2023-03-24 | FINAL | G.G. | K.B | F.C |
| ZA | 2023-03-23 | POUR COMMENTAIRES | G.G. | K.B | F.C |

SCEAU & SIGNATURE

wsp
1075, 3e AVENUE E
VAL-D'OR (QUÉBEC) CANADA J9P 6M1
PROJET : 201-11330-08 TÉL. : 1-819-825-4711 | WWW.WSP.COM

OSISKO MINIÈRE OSISKO

| | | |
|---|---|---|
| CONÇU : | Stéphane Tremblay, CPI. | 2023-03-24 |
| DESSINÉ : | Gail Godmaire, tech. | 2023-03-24 |
| VÉRIFIÉ : | Kristina Bondy, ing., M.ing. | 2023-03-24 |
| APPROUVÉ : | Frederic Choquet, ing. MScA, PMP | 2023-03-24 |
| CLIENT : | Kim-Quyên Nguyên, ing. MBA | 2023-03-24 |
| ÉCHELLE : | Indiquée | DATE |

PROJET :

ÉTUDE DE FAISABILITÉ

SOUS-PROJET :

CONCEPTION DES HALDES ET DES INFRASTRUTURES DE GESTION DES EAUX

TITRE :

# VUE EN PLAN, PROFILS ET DÉTAILS TYPIQUES DES BASSINS DE RÉTENSION D2 ET J PROPOSÉS

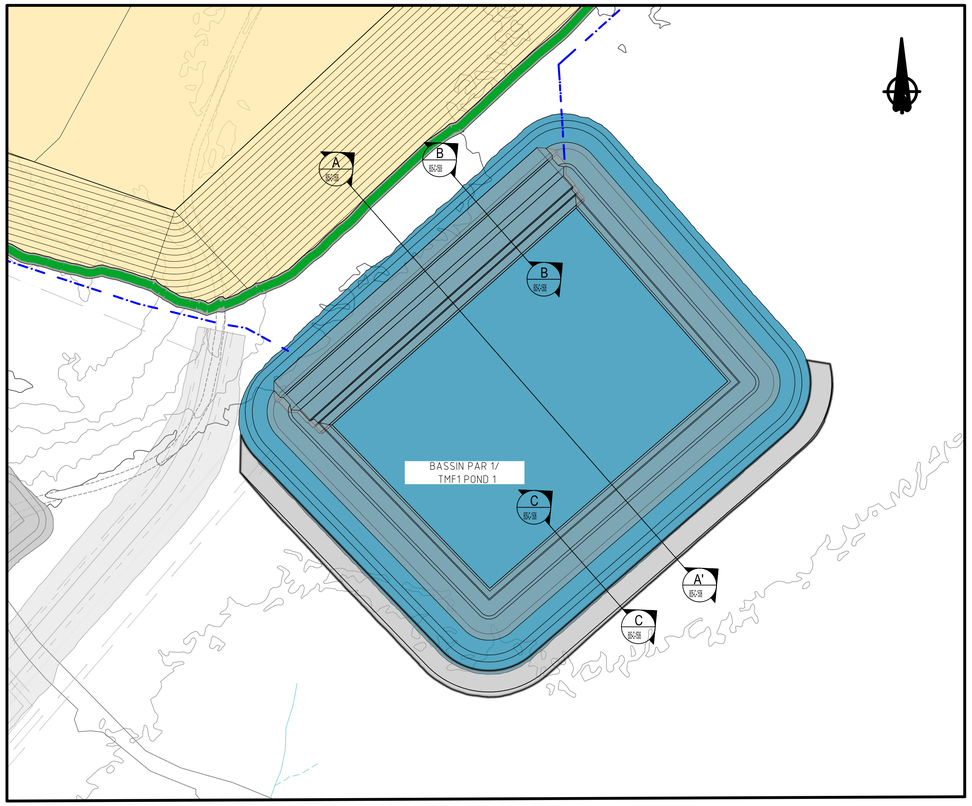
NUMÉRO DE DESSIN

840-C-0604-ZB

SECTEUR - DISCIPLINE - NO. SÉQUENTIEL - RÉVISION

DERNIÈRE SAUVEGARDE 2023-03-23
DATE D'IMPRESSION 2023-03-24
CHEMIN D'ACCÈS C:\PW_WORK\DMSOPSKA1\wi_840-C-0604-ZB.DWG

FORMAT A1 ( 841x594 )




VUE EN PLAN

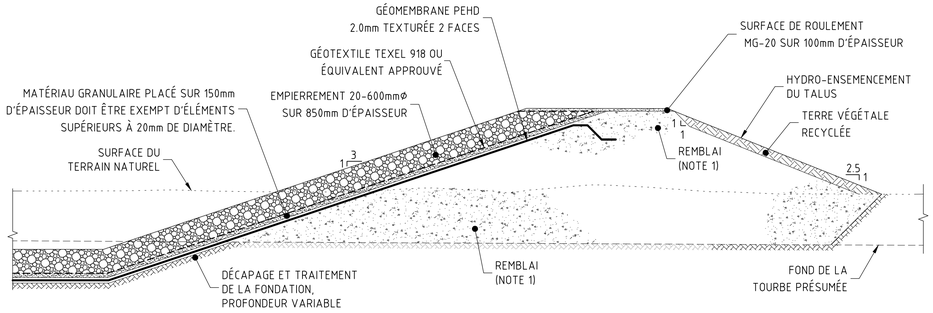
BASSIN DE TMF1 PROPOSÉ

Échelle 1:2000

Mètres

4 20 0 40 80

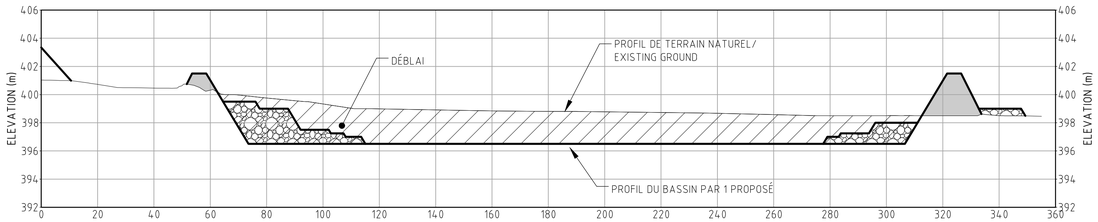
Échelle 1 : 2000




DÉTAIL TYPIQUE

BASSIN PAR 1 PROPOSÉ

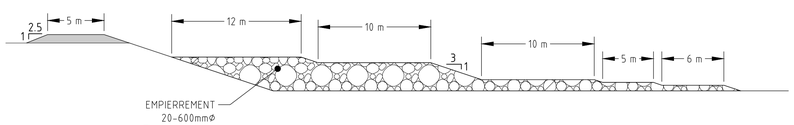
Échelle : Aucune




PROFIL LONGITUDINAL — A

BASSIN PAR 1 PROPOSÉ

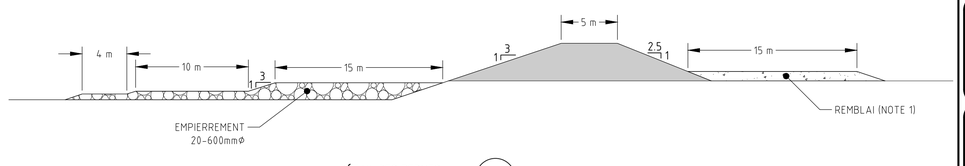
Échelle H=1:1000 / V=200




DÉTAIL DES BERMES — B

BASSIN PAR 1 PROPOSÉ

Échelle 1:250

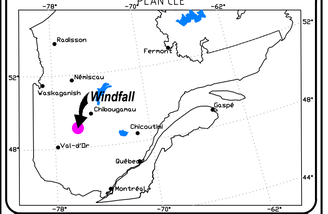



DÉTAIL DES BERMES — C

BASSIN PAR 1 PROPOSÉ

Échelle 1:250

PLAN CLÉ




NOTES GÉNÉRALES

À MOINS D'INDICATIONS CONTRAIRES, LES UNITÉS DE MESURES SONT EN MÈTRE.

SYSTÈME DE RÉFÉRENCE GÉODÉSIQUE UTILISÉ : UTMnad83 zone18

FICHIERS SOURCES:

- COURBES TOPOGRAPHIQUES, REPRÉSENTATION AU MÈTRE, DU RELEVÉ LIDAR EN DATE DE 2020.

NOTE 1 :
REMBLAI : MATÉRIAU GRANULAIRE COMPACTABLE NON GÉNÉRATEUR D'ACIDE, EXEMPT DE MATIÈRE ORGANIQUE ET DE PARTICULES SUPÉRIEURES À 200mm DE DIAMÈTRE MIS EN PLACE PAR COUCHE SUCCESSIVE DE 300mm D'ÉPAISSEUR ET COMPACTÉ À 95% DU P.M. LE DERNIER 150mm ADJACENT AUX GÉOSYNTHÉTIQUES DOIT ÊTRE EXEMPT DE PARTICULES SUPÉRIEURES À 20mm DE DIAMÈTRE.

«CES DOCUMENTS NE DOIVENT PAS ÊTRE UTILISÉS À DES FINS DE CONSTRUCTION»

| RÉV | DATE | DESCRIPTION | DES. | VÉR. | APP. |
|---|---|---|---|---|---|
| Z0 | 2023-03-24 | FINAL | R.G. | K.B. | F.C. |
| Z.A | 2023-03-02 | PRÉLIMINAIRE | R.G. | K.B. | F.C. |

SCEAU & SIGNATURE

**PAS POUR CONSTRUCTION**
**NOT FOR CONSTRUCTION**

wsp
7250, rue du Mile End, 3e étage
MONTRÉAL (QUÉBEC) CANADA H2R 3A4
TÉL. : 1-514-383-3990 | WWW.WSP.COM
PROJET : 201-11330-08

OSISKO MINIÈRE OSISKO

| | | |
|---|---|---|
| CONÇU : | Stéphane Tremblay, CPI | 2022-12-XX |
| DESSINÉ : | Rémi Gravel. tech. | 2023-01-XX |
| VÉRIFIÉ : | Kristina Bondy, ing., M.ing | 2023-01-XX |
| APPROUVÉ : | Frederic Choquet, ing. MScA. PMP | 2023-01-XX |
| CLIENT : | Kim-Quyên Nguyên, ing. MBA | 2023-02-XX |
| ÉCHELLE : | INDIQUÉE | DATE |

PROJET : ÉTUDE DE FAISABILITÉ/
FEASIBILITY STUDY

SOUS PROJET :
CONCEPTION DES INFRASTRUCTURES DE GESTION DES RÉSIDUS MINIERS
TAILINGS MANAGEMENT INFRASTUCTURE DESIGN

TITRE :

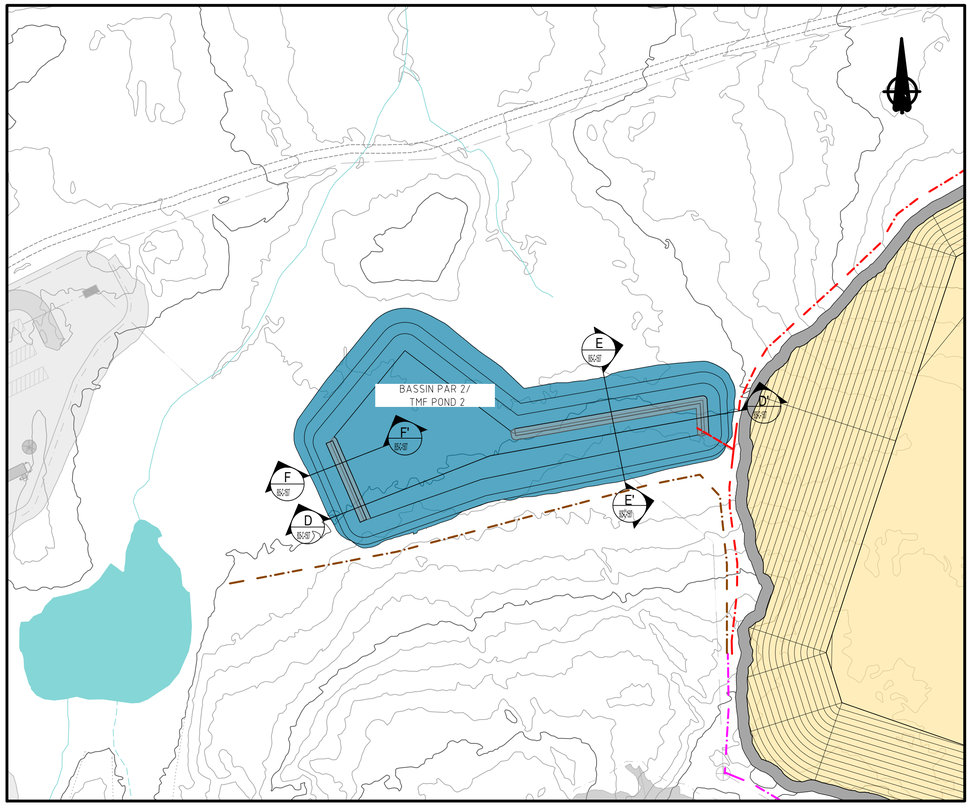
BASSIN PAR 1 PROPOSÉ
PROPOSED TMF POND 1

NUMÉRO DE DESSIN

805-C-1506-Z0

SECTEUR - DISCIPLINE - NO. SÉQUENTIEL - RÉVISION

DERNIÈRE SAUVEGARDE : 2023-03-24
DATE D'IMPRESSION : 2023-03-24
CHEMIN D'ACCÈS : V:\OSISKO\WINDFALL\CAD\PRODUCTION\214895706\09\214895706-09-001.DWG



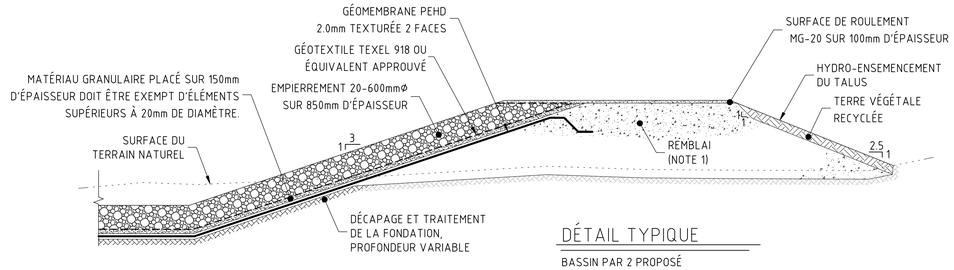

VUE EN PLAN

BASSIN TMF2 PROPOSÉ

Échelle 1:2000

Mètres 4 20 0 40 80

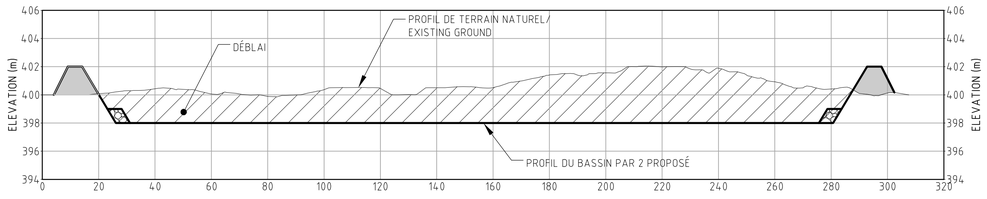
Échelle 1 : 2000




DÉTAIL TYPIQUE

BASSIN PAR 2 PROPOSÉ

Échelle : Aucune




PROFIL LONGITUDINAL D

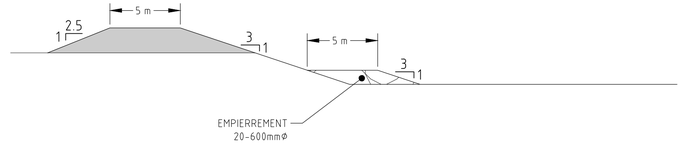
BASSIN PAR 2 PROPOSÉ

Échelle H=1:1000 / V=200

DÉTAIL DES BERMES E

BASSIN PAR 2 PROPOSÉ

Échelle 1:200

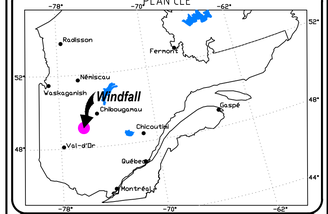



DÉTAIL DES BERMES F

BASSIN PAR 2 PROPOSÉ

Échelle 1:200

PLAN CLÉ




NOTES GÉNÉRALES

À MOINS D'INDICATIONS CONTRAIRES, LES UNITÉS DE MESURES SONT EN MÈTRE.

SYSTÈME DE RÉFÉRENCE GÉODÉSIQUE UTILISÉ : UTMnad83 zone18

FICHIERS SOURCES:

- COURBES TOPOGRAPHIQUES, REPRÉSENTATION AU MÈTRE, DU RELEVÉ LIDAR EN DATE DE 2020.

NOTE 1 :
REMBLAI : MATÉRIAU GRANULAIRE COMPACTABLE NON GÉNÉRATEUR D'ACIDE, EXEMPT DE MATIÈRE ORGANIQUE ET DE PARTICULES SUPÉRIEURES À 200mm DE DIAMÈTRE MIS EN PLACE PAR COUCHE SUCCESSIVE DE 300mm D'ÉPAISSEUR ET COMPACTÉ À 95% DU P.M. LE DERNIER 150mm ADJACENT AUX GÉOSYNTHÉTIQUES DOIT ÊTRE EXEMPT DE PARTICULES SUPÉRIEURES À 20mm DE DIAMÈTRE.

«CES DOCUMENTS NE DOIVENT PAS ÊTRE UTILISÉS À DES FINS DE CONSTRUCTION»

| RÉV | DATE | DESCRIPTION | DES. | VÉR. | APP. |
|---|---|---|---|---|---|
| Z0 | 2023-03-24 | FINAL | R.G. | K.B. | F.C. |
| ZA | 2023-03-02 | PRÉLIMINAIRE | R.G. | K.B. | F.C. |

SCEAU & SIGNATURE

PAS POUR CONSTRUCTION
NOT FOR CONSTRUCTION

wsp
7250, rue du Mile End, 3e étage
MONTRÉAL (QUÉBEC) CANADA H2R 3A4
TÉL. : 1-514-383-3990 | WWW.WSP.COM
PROJET : 201-11330-08

OSISKO
MINIÈRE OSISKO

| | | |
|---|---|---|
| CONÇU : | Stéphane Tremblay, CPI | 2022-12-XX |
| DESSINÉ : | Rémi Gravel. tech. | 2023-01-XX |
| VÉRIFIÉ : | Kristina Bondy, ing., M.ing | 2023-01-XX |
| APPROUVÉ : | Frederic Choquet, ing. MScA. PMP | 2023-01-XX |
| CLIENT : | Kim-Quyên Nguyên, ing. MBA | 2023-02-XX |
| ÉCHELLE : | INDIQUÉE | DATE |

PROJET : ÉTUDE DE FAISABILITÉ/
FEASIBILITY STUDY

SOUS PROJET :
CONCEPTION DES INFRASTRUCTURES DE GESTION DES RÉSIDUS MINIERS
TAILINGS MANAGEMENT INFRASTUCTURE DESIGN

TITRE :

BASSIN PAR 2 PROPOSÉ
PROPOSED TMF POND 2

NUMÉRO DE DESSIN

805-C-1507-Z0

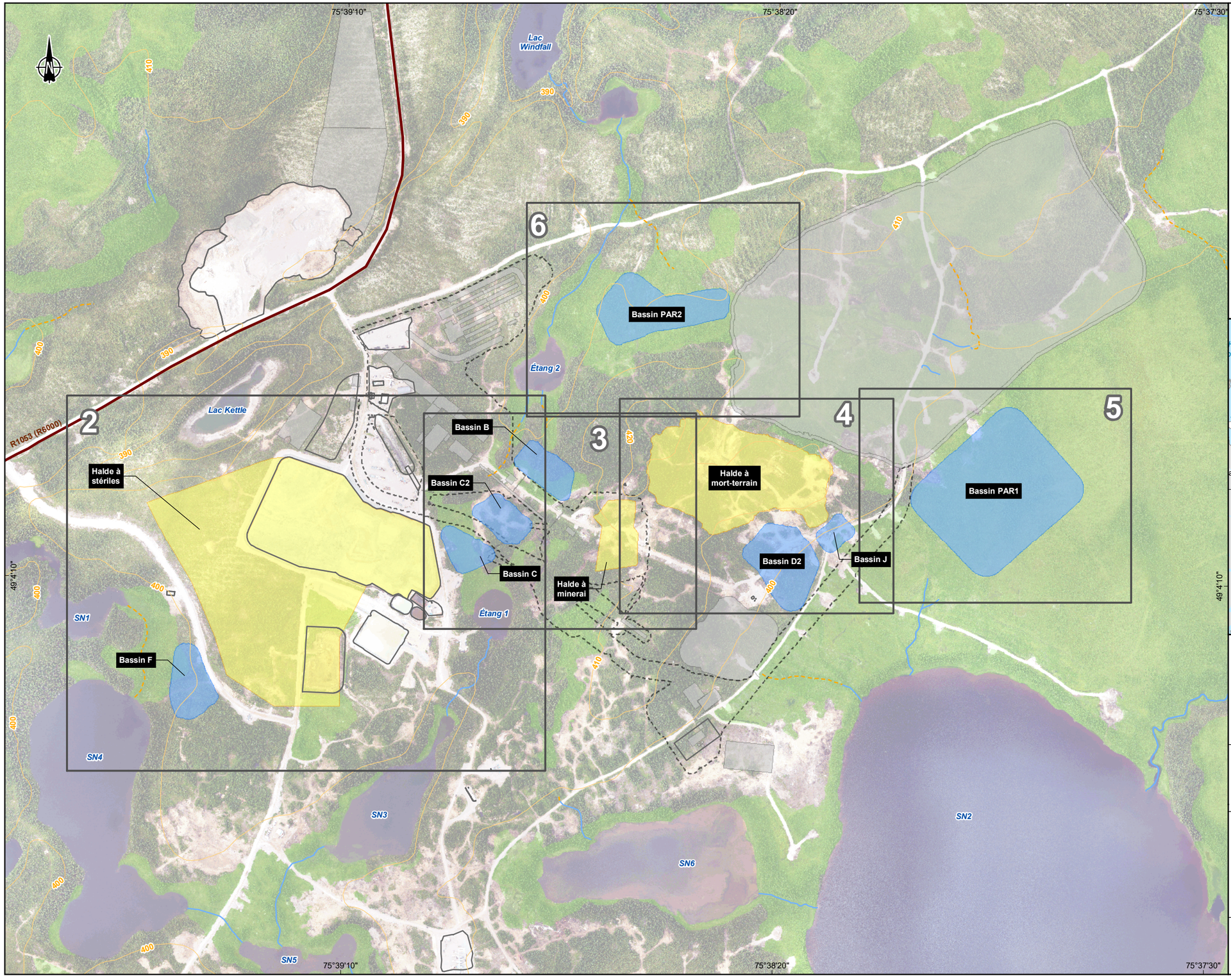
SECTEUR - DISCIPLINE - NO. SÉQUENTIEL - RÉVISION

DERNIÈRE SAUVEGARDE : 2023-03-24
DATE D'IMPRESSION : 2023-03-24
CHEMIN D'ACCÈS : V:\DOSSIERS\WINDFALL\CAD\PRODUCTION\214898706\09\214898706-09-001.DWG

# ANNEXE

# B

## CARTES




**Routes**

Route forestière secondaire

**Projet**

Infrastructure existante

**Infrastructures projetées**

Bassin

Halde

**Hypsométrie**

Courbe de niveau (10 m)

**Hydrographie**

Cours d'eau

Cours d'eau souterrain

**Végétation**

Milieu humide

OSISKO
MINIÈRE OSISKO

**Étude de faisabilité - Conception des haldes et des infrastructures de gestion des eaux**

Site minier Windfall, Eeyou Istchee Baie-James (Québec)

## Carte 1
## Secteurs d'étude

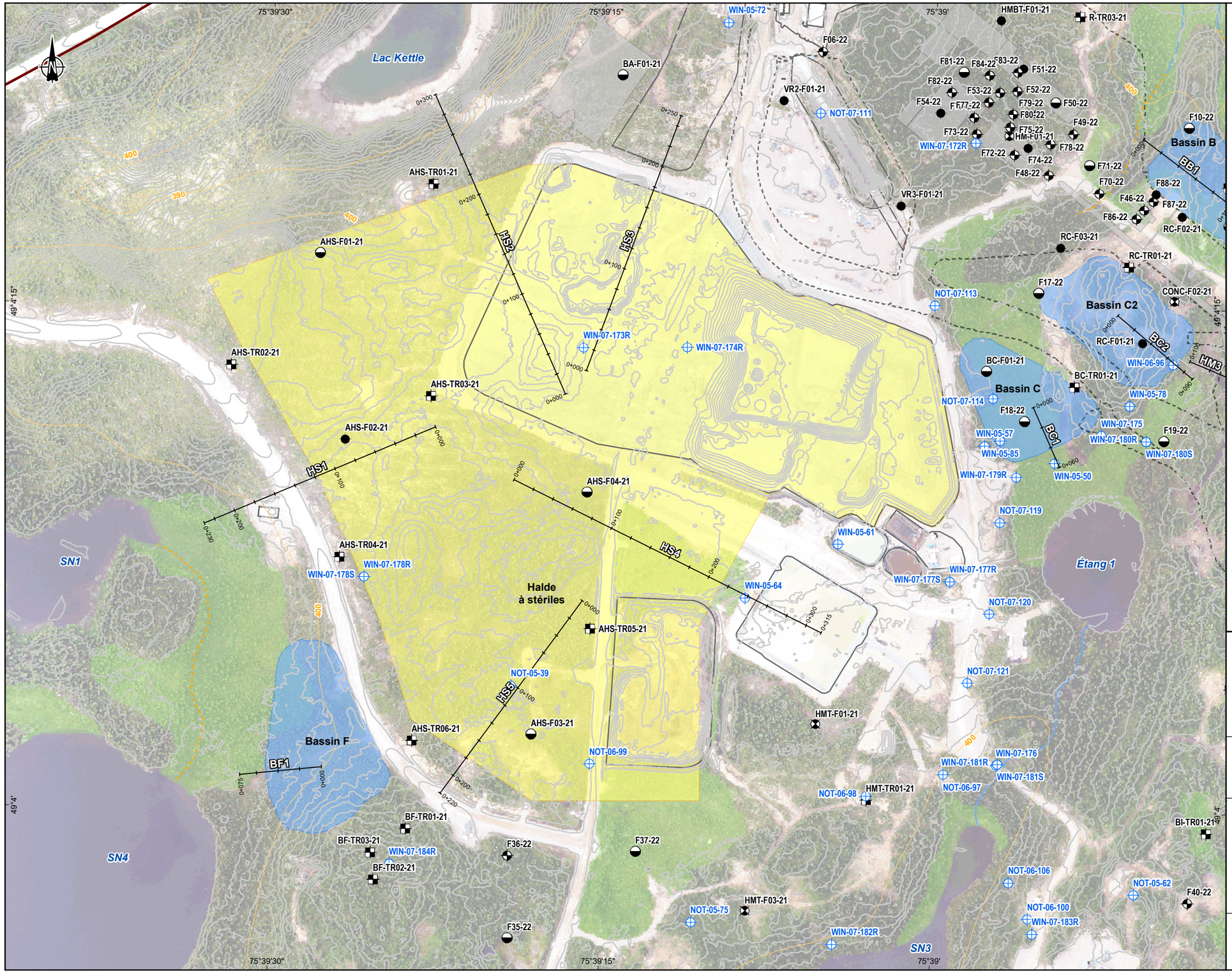
***Sources :***
*BDAT, 1/250 000, MRN Québec, 2002*
*BDTQ, 1/20 000, MRNF Québec, 2007*
*CanVec Plus, 1/50 000, RNCan, 2015*
*SDA, 1/20 000, MERN Québec, 2020*
*Orthophoto, résolution 80 cm, Osisko Mining inc., 2020-07*
*Osisko, Infrastructures CAWL-301-G-0602-ZJ, 2022-12-01*

0 90 180 m
UTM, fuseau 18N, NAD83

**2023-03-23**

*Préparée par / Preparation : J.-A. Douville*
*Dessinée par / Drawing : J. Roy*
*Vérifiée par / Verification : K. Bondy*
*_201_11330_08_efc1_170_PlanIndex_230323.mxd*

wsp




## Routes

Route forestière secondaire

## Coupe de profil

Coupe analysée

## Sondages

### WSP-Golder

Forage, 2022

Puits d'observation, 2022

### Qualitas

Puits d'observation, 2007

### WSP

Forage, 2021

Forage et puits d'observation, 2", 2021

Forage et puits d'observation, 3/4'', 2021

Tranchée d'exploration, 2021

Forage, 2022

## Projet

Infrastructure existante

## Infrastructures projetées

Bassin

Halde

Autres infrastructures

## Hydrographie

Cours d'eau

Cours d'eau souterrain

## Végétation

Milieu humide

## Hypsométrie

Courbe de niveau (10 m)

Courbe de niveau (1 m)

OSISKO
MINIÈRE OSISKO

**Étude de faisabilité - Conception des haldes et des infrastructures de gestion des eaux**

Site minier Windfall, Eeyou Istchee Baie-James (Québec)

# Carte 2
# Zone halde à stériles et bassin F

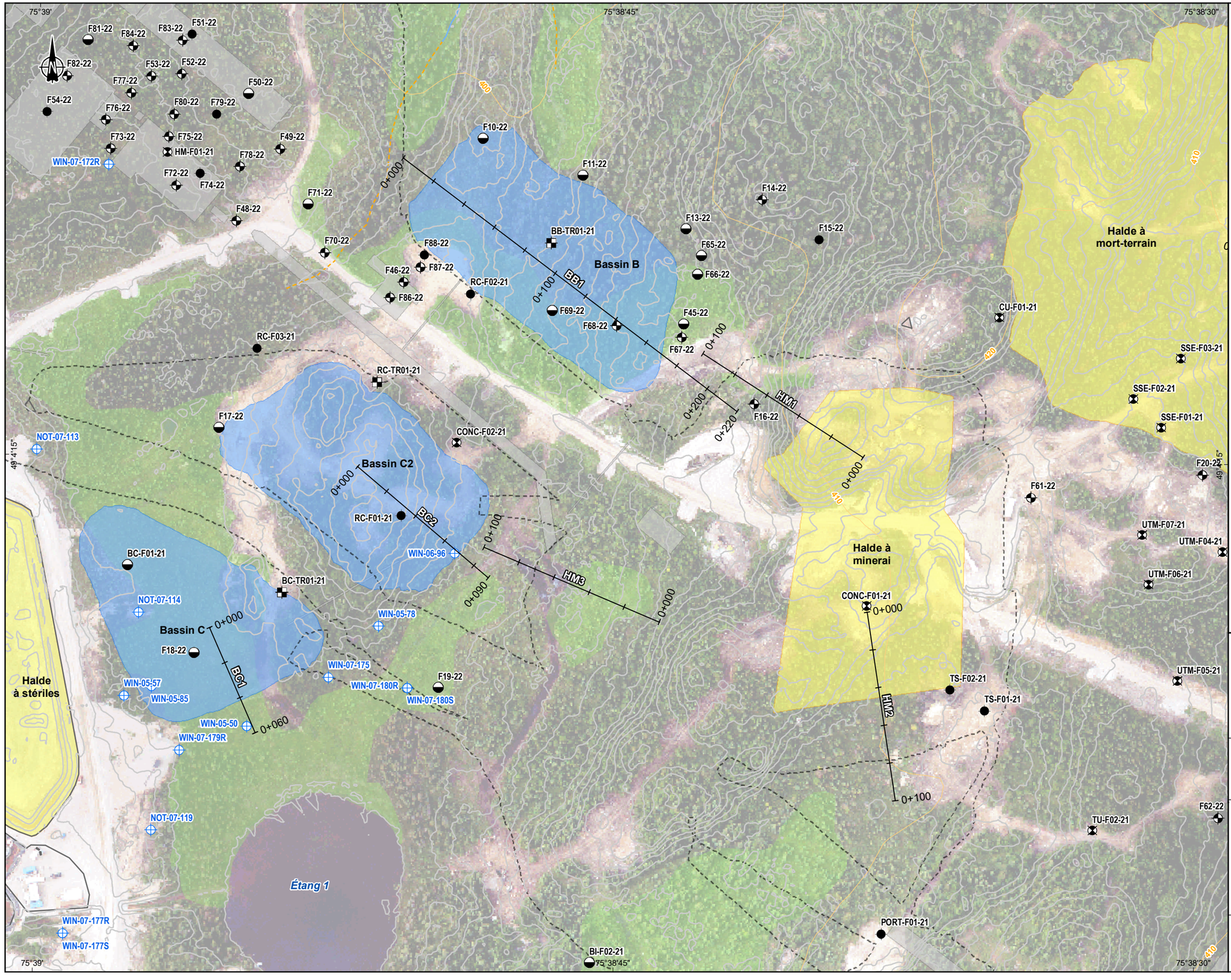
***Sources :***
*BDAT, 1/250 000, MRN Québec, 2002*
*BDTQ, 1/20 000, MRNF Québec, 2007*
*CanVec Plus, 1/50 000, RNCan, 2015*
*SDA, 1/20 000, MERN Québec, 2020*
*Orthophoto, résolution 80 cm, Osisko Mining inc., 2020-07*
*Osisko, Infrastructures CAWL-301-G-0602-ZJ, 2022-12-01*

0 20 40 m
UTM, fuseau 18N, NAD83

**2023-03-23**

*Préparée par / Preparation : J.-A. Douville*
*Dessinée par / Drawing : J. Roy*
*Vérifiée par / Verification : K. Bondy*
*_201_11330_08_efc2_171_Secteurs_230323.mxd*

wsp




**Routes**

Route forestière secondaire

**Coupe de profil**

Coupe analysée

**Sondages**

**WSP-Golder**

Forage, 2022

Puits d'observation, 2022

**Qualitas**

Puits d'observation, 2007

**WSP**

Forage, 2021

Forage et puits d'observation, 2", 2021

Forage et puits d'observation, 3/4'', 2021

Tranchée d'exploration, 2021

Forage, 2022

**Projet**

Infrastructure existante

**Infrastructures projetées**

Bassin

Halde

Autres infrastructures

**Hydrographie**

Cours d'eau

Cours d'eau souterrain

**Végétation**

Milieu humide

**Hypsométrie**

Courbe de niveau (10 m)

Courbe de niveau (1 m)

OSISKO
MINIÈRE OSISKO

**Étude de faisabilité - Conception des haldes et des infrastructures de gestion des eaux**

Site minier Windfall, Eeyou Istchee Baie-James (Québec)

## Carte 3
## Zone halde à minerai, bassins C, C2 et B

*Sources :*
*BDAT, 1/250 000, MRN Québec, 2002*
*BDTQ, 1/20 000, MRNF Québec, 2007*
*CanVec Plus, 1/50 000, RNCan, 2015*
*SDA, 1/20 000, MERN Québec, 2020*
*Orthophoto, résolution 80 cm, Osisko Mining inc., 2020-07*
*Osisko, Infrastructures CAWL-301-G-0602-ZJ, 2022-12-01*

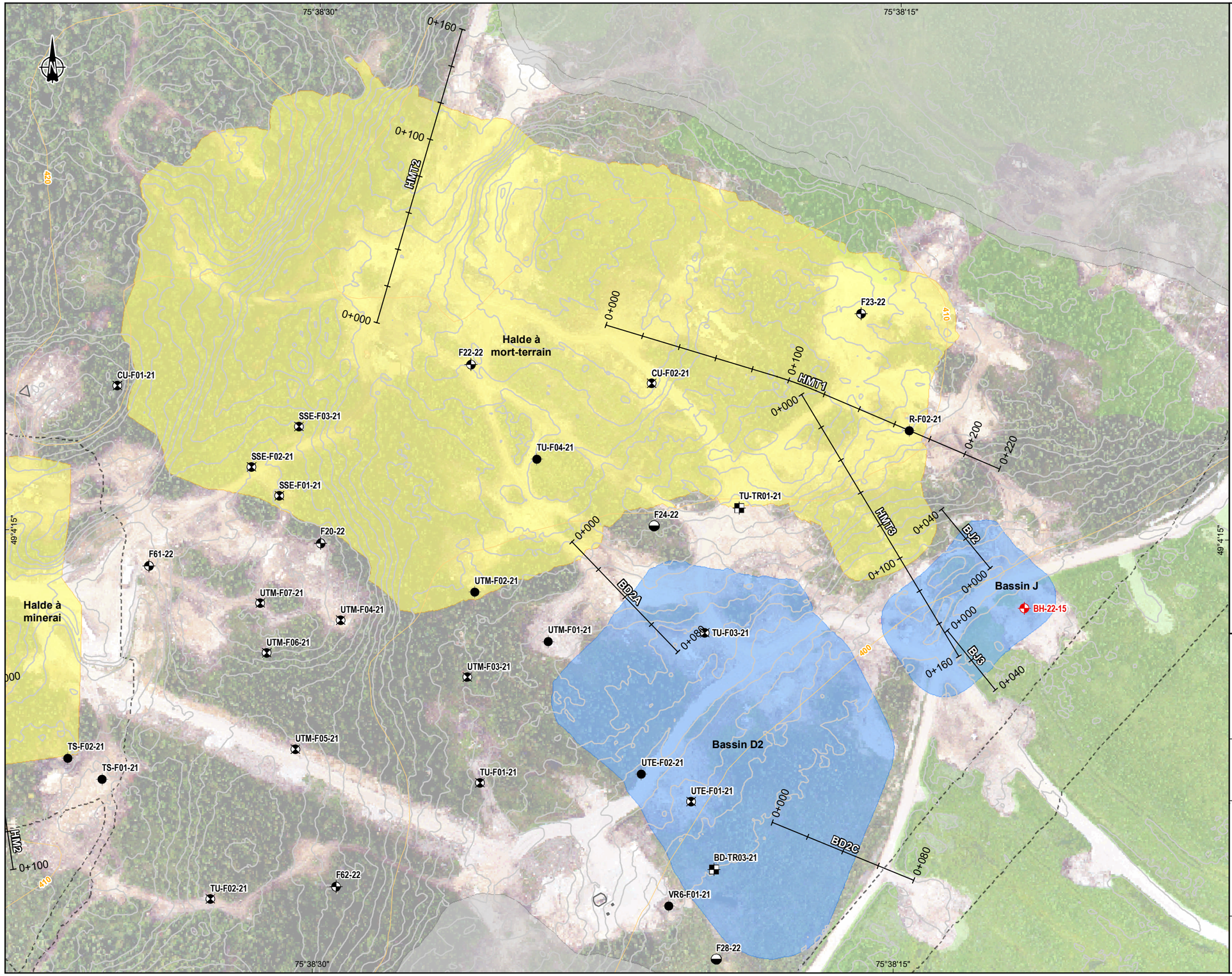
0 20 40 m
UTM, fuseau 18N, NAD83

**2023-03-23**

*Préparée par / Preparation : J.-A. Douville*
*Dessinée par / Drawing : J. Roy*
*Vérifiée par / Verification : K. Bondy*

*_201_11330_08_efc2_171_Secteurs_230323.mxd*

wsp




## Routes

Route forestière secondaire

## Coupe de profil

Coupe analysée

## Sondages

### WSP-Golder

Forage, 2022

Puits d'observation, 2022

### Qualitas

Puits d'observation, 2007

### WSP

Forage, 2021

Forage et puits d'observation, 2", 2021

Forage et puits d'observation, 3/4'', 2021

Tranchée d'exploration, 2021

Forage, 2022

## Projet

Infrastructure existante

## Infrastructures projetées

Bassin

Halde

Autres infrastructures

## Hydrographie

Cours d'eau

Cours d'eau souterrain

## Végétation

Milieu humide

## Hypsométrie

Courbe de niveau (10 m)

Courbe de niveau (1 m)

OSISKO
MINIÈRE OSISKO

**Étude de faisabilité - Conception des haldes et des infrastructures de gestion des eaux**

Site minier Windfall, Eeyou Istchee Baie-James (Québec)

# Carte 4
# Zone halde à mort-terrain et bassins D2 et J

***Sources :***
*BDAT, 1/250 000, MRN Québec, 2002*
*BDTQ, 1/20 000, MRNF Québec, 2007*
*CanVec Plus, 1/50 000, RNCan, 2015*
*SDA, 1/20 000, MERN Québec, 2020*
*Orthophoto, résolution 80 cm, Osisko Mining inc., 2020-07*
*Osisko, Infrastructures CAWL-301-G-0602-ZJ, 2022-12-01*

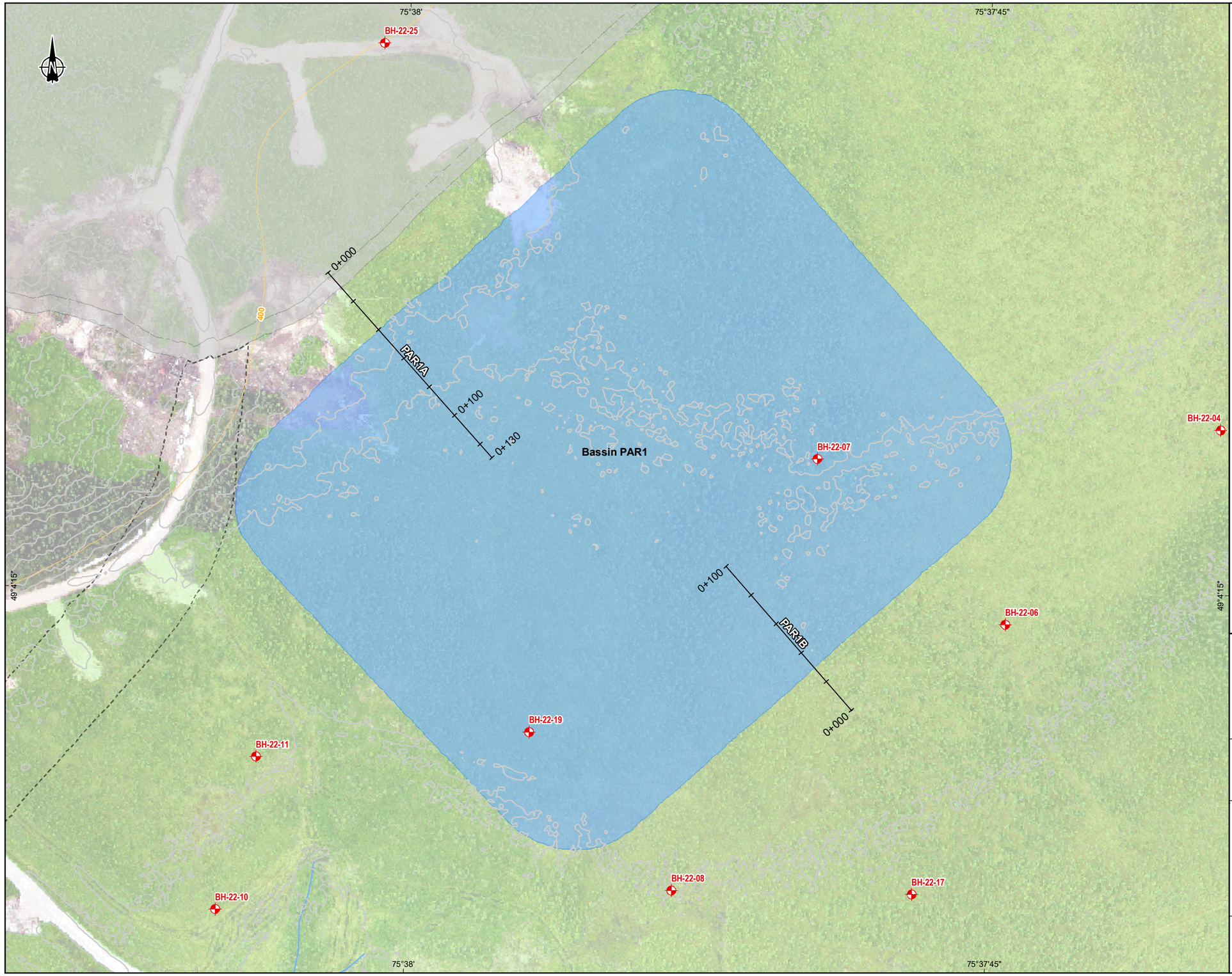
0 20 40 m
UTM, fuseau 18N, NAD83

**2023-03-23**

*Préparée par / Preparation : J.-A. Douville*
*Dessinée par / Drawing : J. Roy*
*Vérifiée par / Verification : K. Bondy*

*_201_11330_08_efc2_171_Secteurs_230323.mxd*

wsp




**Routes**

Route forestière secondaire

**Coupe de profil**

Coupe analysée

**Sondages**

**WSP-Golder**

Forage, 2022

Puits d'observation, 2022

**Qualitas**

Puits d'observation, 2007

**WSP**

Forage, 2021

Forage et puits d'observation, 2", 2021

Forage et puits d'observation, 3/4'', 2021

Tranchée d'exploration, 2021

Forage, 2022

**Projet**

Infrastructure existante

**Infrastructures projetées**

Bassin

Halde

Autres infrastructures

**Hydrographie**

Cours d'eau

Cours d'eau souterrain

**Végétation**

Milieu humide

**Hypsométrie**

Courbe de niveau (10 m)

Courbe de niveau (1 m)

OSISKO
MINIÈRE OSISKO

**Étude de faisabilité - Conception des haldes et des infrastructures de gestion des eaux**

Site minier Windfall, Eeyou Istchee Baie-James (Québec)

## Carte 5
## Zone bassin PAR1

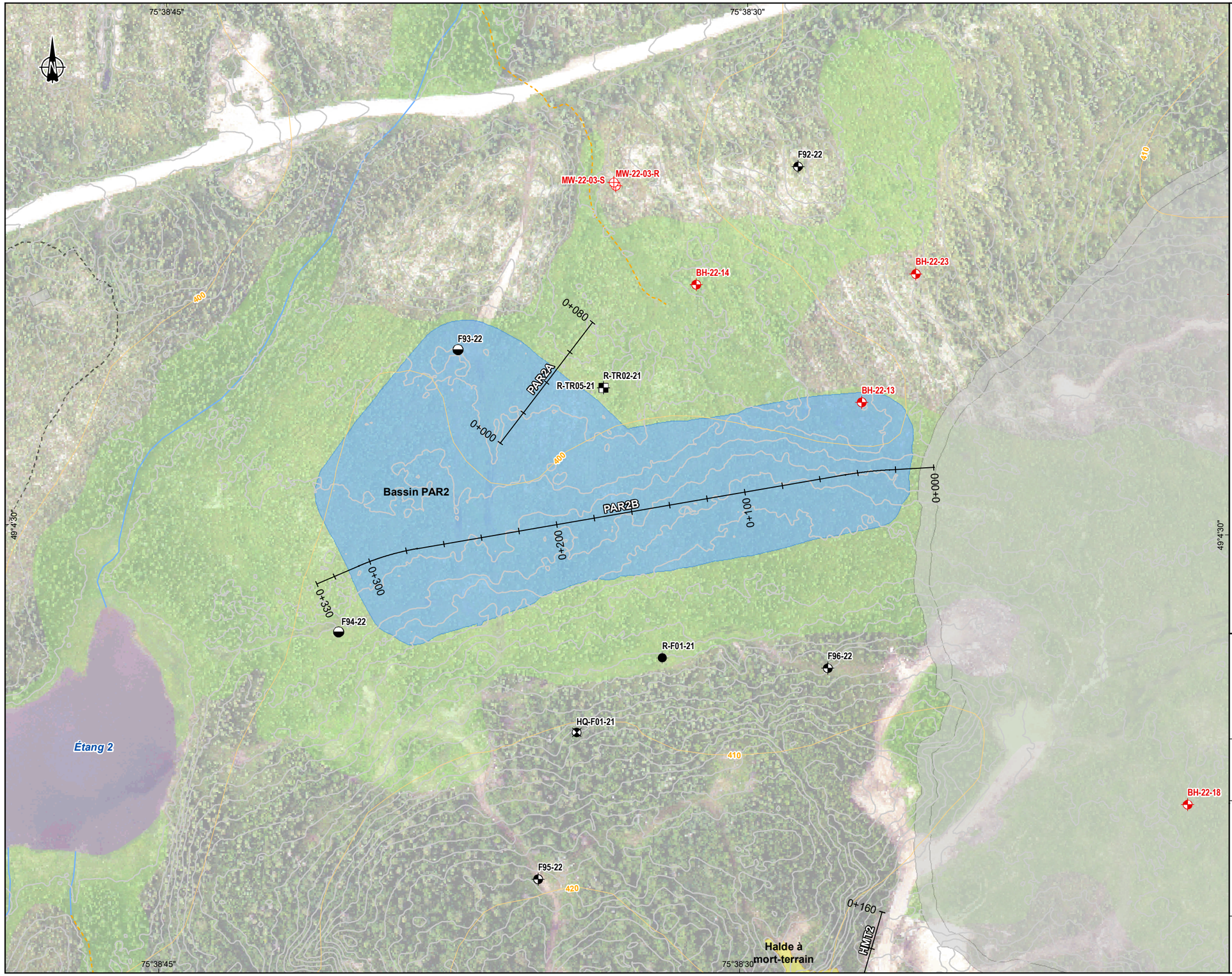
***Sources :***
*BDAT, 1/250 000, MRN Québec, 2002*
*BDTQ, 1/20 000, MRNF Québec, 2007*
*CanVec Plus, 1/50 000, RNCan, 2015*
*SDA, 1/20 000, MERN Québec, 2020*
*Orthophoto, résolution 80 cm, Osisko Mining inc., 2020-07*
*Osisko, Infrastructures CAWL-301-G-0602-ZJ, 2022-12-01*

0 20 40 m
UTM, fuseau 18N, NAD83

**2023-03-23**

*Préparée par / Preparation : J.-A. Douville*
*Dessinée par / Drawing : J. Roy*
*Vérifiée par / Verification : K. Bondy*

*_201_11330_08_efc2_171_Secteurs_230323.mxd*




**Routes**

Route forestière secondaire

**Coupe de profil**

Coupe analysée

**Sondages**

**WSP-Golder**

Forage, 2022

Puits d'observation, 2022

**Qualitas**

Puits d'observation, 2007

**WSP**

Forage, 2021

Forage et puits d'observation, 2", 2021

Forage et puits d'observation, 3/4'', 2021

Tranchée d'exploration, 2021

Forage, 2022

**Projet**

Infrastructure existante

**Infrastructures projetées**

Bassin

Halde

Autres infrastructures

**Hydrographie**

Cours d'eau

Cours d'eau souterrain

**Végétation**

Milieu humide

**Hypsométrie**

Courbe de niveau (10 m)

Courbe de niveau (1 m)

OSISKO
MINIÈRE OSISKO

**Étude de faisabilité - Conception des haldes et des infrastructures de gestion des eaux**

Site minier Windfall, Eeyou Istchee Baie-James (Québec)

## Carte 6
## Zone bassin PAR2

***Sources :***
*BDAT, 1/250 000, MRN Québec, 2002*
*BDTQ, 1/20 000, MRNF Québec, 2007*
*CanVec Plus, 1/50 000, RNCan, 2015*
*SDA, 1/20 000, MERN Québec, 2020*
*Orthophoto, résolution 80 cm, Osisko Mining inc., 2020-07*
*Osisko, Infrastructures CAWL-301-G-0602-ZJ, 2022-12-01*

0 20 40 m
UTM, fuseau 18N, NAD83

**2023-03-23**

*Préparée par / Preparation : J.-A. Douville*
*Dessinée par / Drawing : J. Roy*
*Vérifiée par / Verification : K. Bondy*

*_201_11330_08_efc2_171_Secteurs_230323.mxd*

# ANNEXE

# C

## ALÉA SISMIQUE

# 2015 National Building Code Seismic Hazard Calculation

**INFORMATION:** Eastern Canada English (613) 995-5548 français (613) 995-0600 Facsimile (613) 992-8836
Western Canada English (250) 363-6500 Facsimile (250) 363-6565

**Site:** 49.075N 75.652W

2021-09-28 15:38 UT

| Probability of exceedance per annum | 0.000404 | 0.001 | 0.0021 | 0.01 |
|---|---|---|---|---|
| Probability of exceedance in 50 years | 2 % | 5 % | 10 % | 40 % |
| Sa (0.05) | 0.063 | 0.040 | 0.027 | 0.011 |
| Sa (0.1) | 0.089 | 0.058 | 0.041 | 0.017 |
| Sa (0.2) | 0.090 | 0.063 | 0.045 | 0.020 |
| Sa (0.3) | 0.081 | 0.058 | 0.043 | 0.019 |
| Sa (0.5) | 0.072 | 0.052 | 0.038 | 0.016 |
| Sa (1.0) | 0.048 | 0.034 | 0.024 | 0.009 |
| Sa (2.0) | 0.027 | 0.018 | 0.012 | 0.004 |
| Sa (5.0) | 0.007 | 0.004 | 0.003 | 0.001 |
| Sa (10.0) | 0.003 | 0.002 | 0.001 | 0.001 |
| PGA (g) | 0.052 | 0.035 | 0.024 | 0.010 |
| PGV (m/s) | 0.063 | 0.042 | 0.029 | 0.010 |

**Notes:** Spectral (Sa(T), where T is the period in seconds) and peak ground acceleration (PGA) values are given in units of g (9.81 $m/s^2$). Peak ground velocity is given in m/s. Values are for "firm ground" (NBCC2015 Site Class C, average shear wave velocity 450 m/s). NBCC2015 and CSAS6-14 values are highlighted in yellow. Three additional periods are provided - their use is discussed in the NBCC2015 Commentary. Only 2 significant figures are to be used. **These values have been interpolated from a 10-km-spaced grid of points. Depending on the gradient of the nearby points, values at this location calculated directly from the hazard program may vary. More than 95 percent of interpolated values are within 2 percent of the directly calculated values.**

## References

**National Building Code of Canada 2015 NRCC no. 56190;** Appendix C: Table C-3, Seismic Design Data for Selected Locations in Canada

**Structural Commentaries (User's Guide - NBC 2015: Part 4 of Division B)**
**Commentary J**: Design for Seismic Effects

**Geological Survey of Canada Open File 7893** Fifth Generation Seismic Hazard Model for Canada: Grid values of mean hazard to be used with the 2015 National Building Code of Canada

See the websites www.EarthquakesCanada.ca and www.nationalcodes.ca for more information

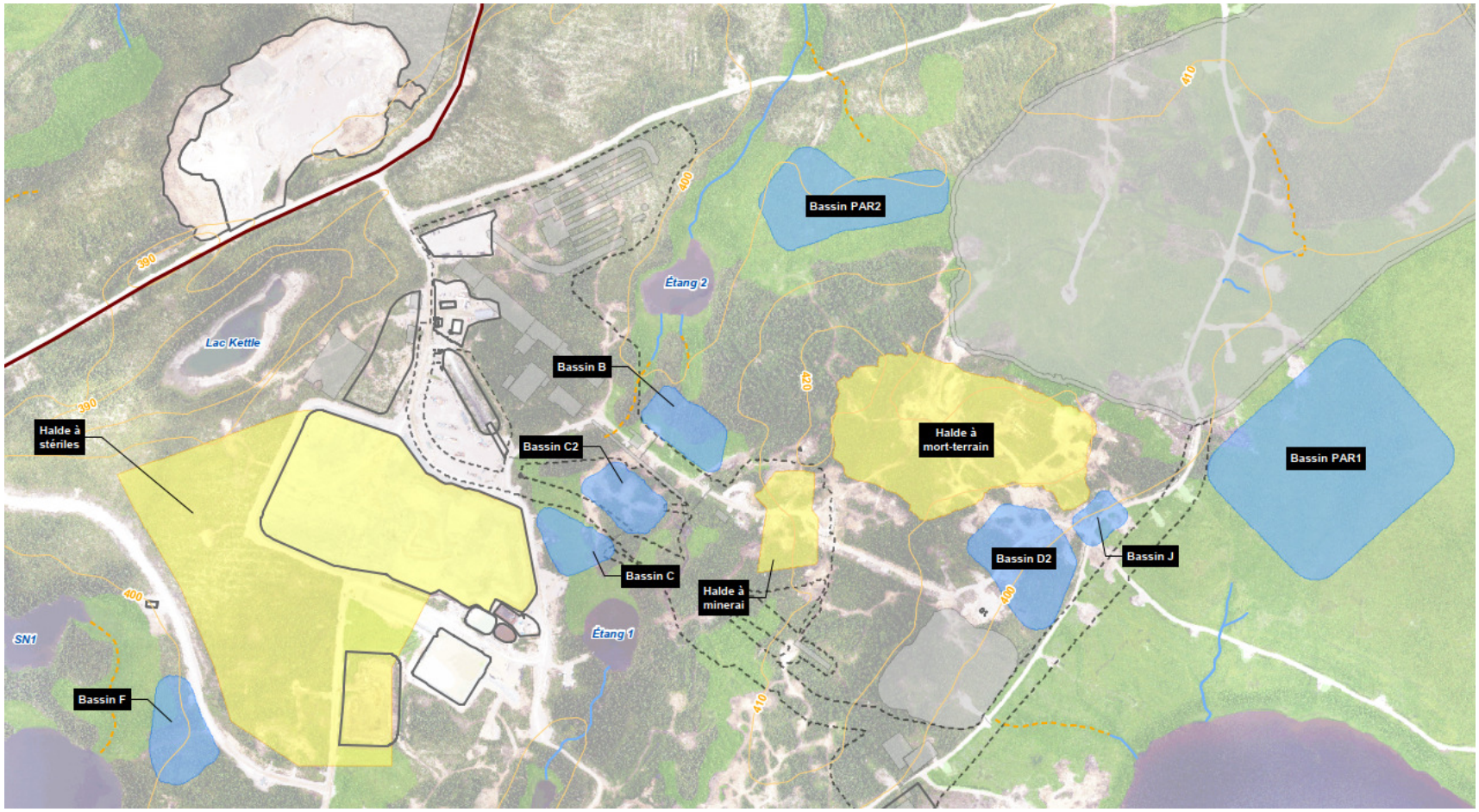
# ANNEXE

# D

## RÉSULTATS DES ANALYSES DE STABILITÉ

# Analyses de stabilité
## Haldes et infrastructures de gestion des eaux

Date: 2023-03-23




Client : Minière Osisko Inc.

Projet : Étude de faisabilité – Conception des haldes et des infrastructures de gestion des eaux

Localisation : Site minier Windfall, QC

Préparé par : Josy-Anne Douville CPI.
Camille Marois CPI.
Saleck Khnafer CPI.

Révisé par : Kristina Bondy, ing., M.ing.

Vue générale actuelle de la zone à l'étude

No. Projet : 201-11330-08

ANNEXE D – Figure 1

# Propriétés de résistance des matériaux

Date: 2023-03-23

| Couleur | Nom | Modèle de matériau de stabilité de pente | Poids volumique (kN/m³) | Cohésion effective (kPa) | Angle de frottement effectif (°) | Ligne piézométrique |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | A.1. Terre végétale | Mohr-Coulomb | 13,5 | 0 | 27 | 1 |
| | B.1. Sable avec traces de silt et gravier, lâche à très lâche | Mohr-Coulomb | 18 | 0 | 27 | 1 |
| | B.2. Sable, un peu à traces de gravier et traces de silt, compact | Mohr-Coulomb | 18,5 | 0 | 32 | 1 |
| | B.3. Sable silteux à traces de silt et gravier, dense | Mohr-Coulomb | 19,5 | 0 | 34 | 1 |
| | B.4. Sable, un peu de gravier et traces de silt, devenant très dense | Mohr-Coulomb | 19,5 | 0 | 36 | 1 |
| | B.5. Sable silteux à un peu de silt, traces d'argile, compact | Mohr-Coulomb | 18,5 | 0 | 32 | 1 |
| | B.6. Silt sableux à sable silteux, traces de gravier, dense | Mohr-Coulomb | 17,5 | 0 | 34 | 1 |
| | B.7 Silt sableux, compact | Mohr-Coulomb | 17,5 | 0 | 30 | 1 |
| | B.8 Silt sableux à un peu de sable, lâche | Mohr-Coulomb | 17,5 | 0 | 28 | 1 |
| | B.9. Sable un peu de silt à sable et silt, lâche. | Mohr-Coulomb | 17 | 0 | 28 | 1 |

Client : Minière Osisko Inc.

Projet : Étude de faisabilité – Conception des haldes et des infrastructures de gestion des eaux

Localisation : Site minier Windfall, QC

Préparé par : Josy-Anne Douville CPI.
Camille Marois CPI.
Saleck Khnafer CPI.

Révisé par : Kristina Bondy, ing., M.ing.

Propriétés des matériaux – Analyse de stabilité

No. Projet : 201-11330-08

ANNEXE D – Figure 2

# Propriétés de résistance des matériaux

Date: 2023-03-23

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | C.1. Sable et gravier à graveleux, un peu à traces de silt, compact | Mohr-Coulomb | 20 | 0 | 32 | 1 |
| | C.2. Sable et gravier à graveleux, un peu à traces de silt, dense | Mohr-Coulomb | 20 | 0 | 36 | 1 |
| | C.3 Gravier, un peu de sable, lâche | Mohr-Coulomb | 20 | 0 | 30 | 1 |
| | D. Stériles miniers | Mohr-Coulomb | 19 | 0 | 35 | 1 |
| | E. Minerai | Mohr-Coulomb | 20 | 0 | 36 | 1 |
| | F.1. Système d'imperméabilisation avec PEHD lisse | Mohr-Coulomb | 9,5 | 0 | 16 | 1 |
| | F.2. Système d'imperméabilisation avec PEHD texturé | Mohr-Coulomb | 9,5 | 0 | 24 | 1 |
| | G.1. Remblai compacté | Mohr-Coulomb | 20 | 0 | 34 | 1 |
| | G.1. Remblai compacté digue | Mohr-Coulomb | 20 | 0 | 32 | 1 |
| | H. Enrochement de protection | Mohr-Coulomb | 21 | 0 | 38 | 1 |
| | I. Sable et gravier - Filtre | Mohr-Coulomb | 21 | 0 | 34 | 1 |
| | J. Mort-terrain | Mohr-Coulomb | 17 | 0 | 26 | 1 |
| | Roc | Substratum (impénétrable) | | | | 1 |

Client : Minière Osisko Inc.

Projet : Étude de faisabilité – Conception des haldes et des infrastructures de gestion des eaux

Localisation : Site minier Windfall, QC

Préparé par : Josy-Anne Douville CPI.
Camille Marois CPI.
Saleck Khnafer CPI.

Révisé par : Kristina Bondy, ing., M.ing.

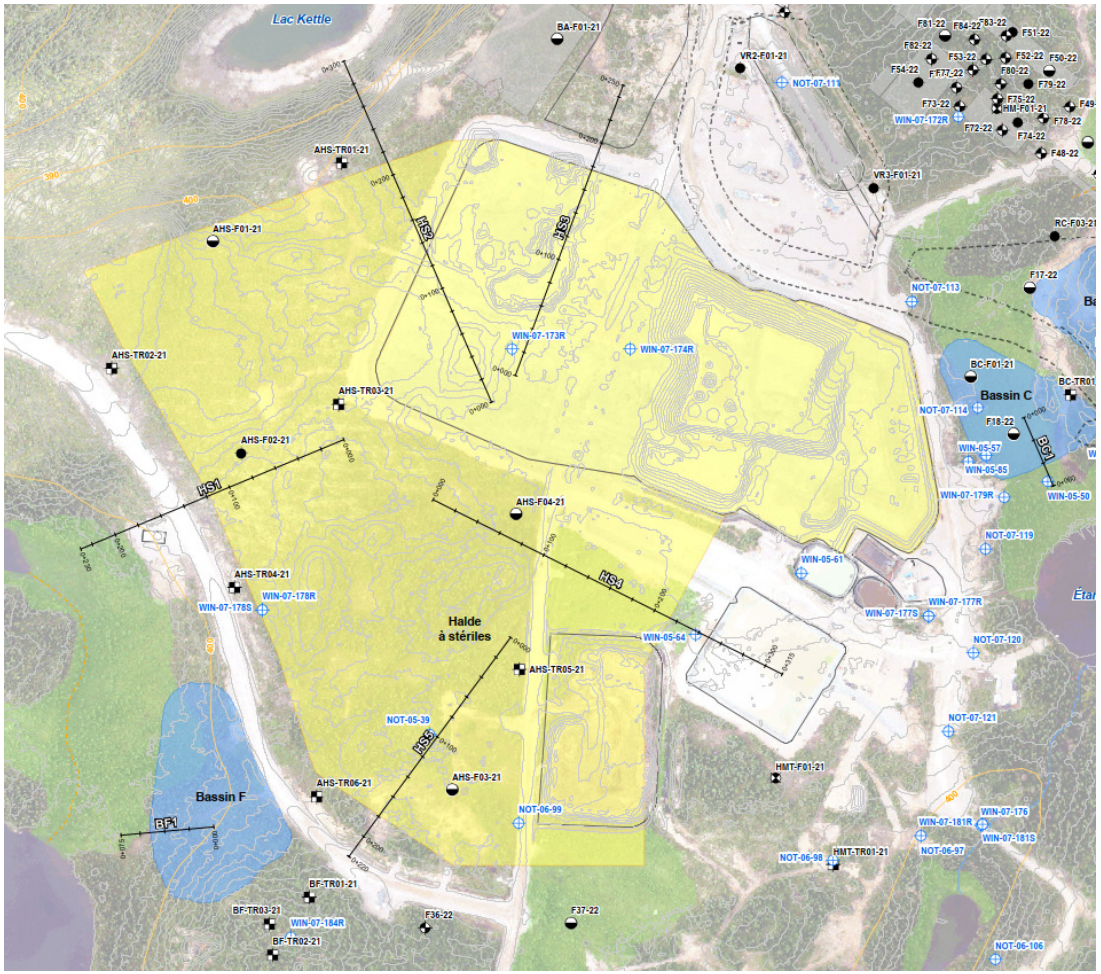
Propriétés des matériaux – Analyse de stabilité

No. Projet : 201-11330-08

ANNEXE D – Figure 3

# Analyses de stabilité
# Halde à stériles

Date: 2023-03-23




Client : Minière Osisko Inc.

Projet : Étude de faisabilité – Conception des haldes et des infrastructures de gestion des eaux

Localisation : Site minier Windfall, QC

Préparé par : Josy-Anne Douville CPI.
Camille Marois CPI.
Saleck Khnafer CPI.

Révisé par : Kristina Bondy, ing., M.ing.

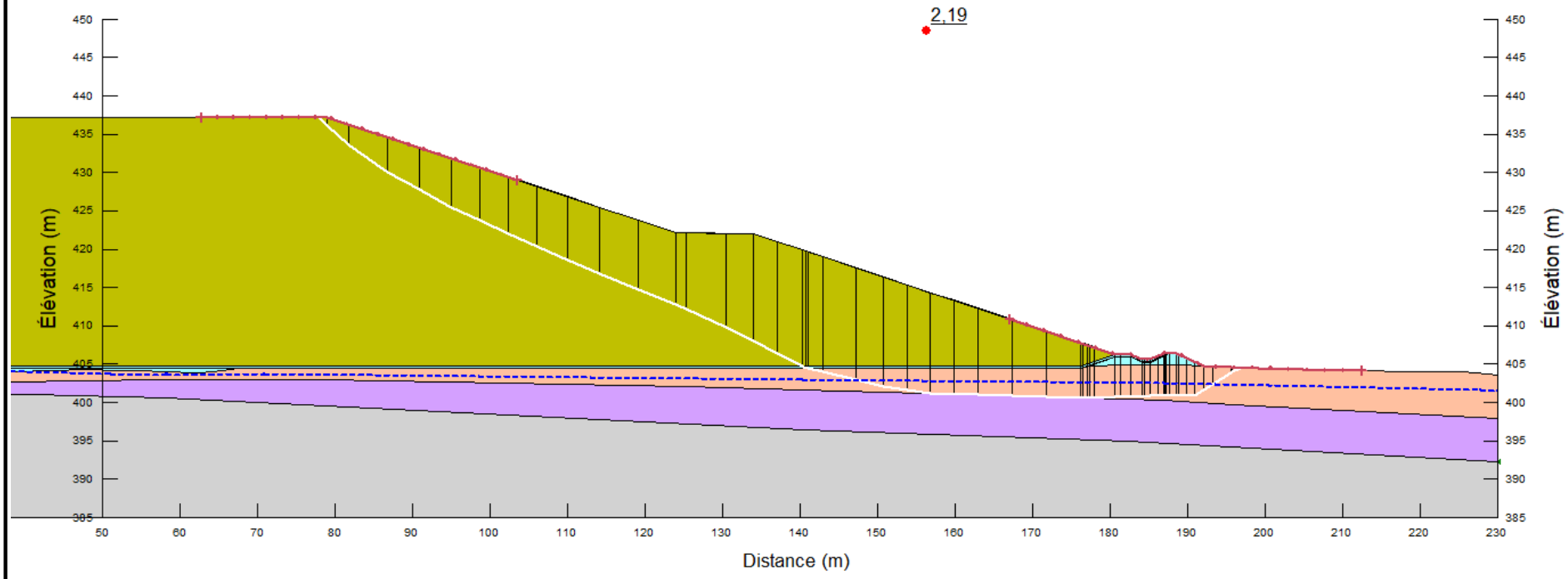
Emplacement des coupes analysées de la halde à stériles

No. Projet : 201-11330-08

ANNEXE D – Figure 4

# Coupe HS1 – Analyse de stabilité
## Statique – Rupture globale
## Halde à stériles

Date: 2023-03-23




Client : Minière Osisko Inc.

Projet : Étude de faisabilité – Conception des haldes et des infrastructures de gestion des eaux

Localisation : Site minier Windfall, QC

Préparé par : Josy-Anne Douville CPI.
Camille Marois CPI.
Saleck Khnafer CPI.

Révisé par : Kristina Bondy, ing., M.ing.

Cas de chargement : Statique

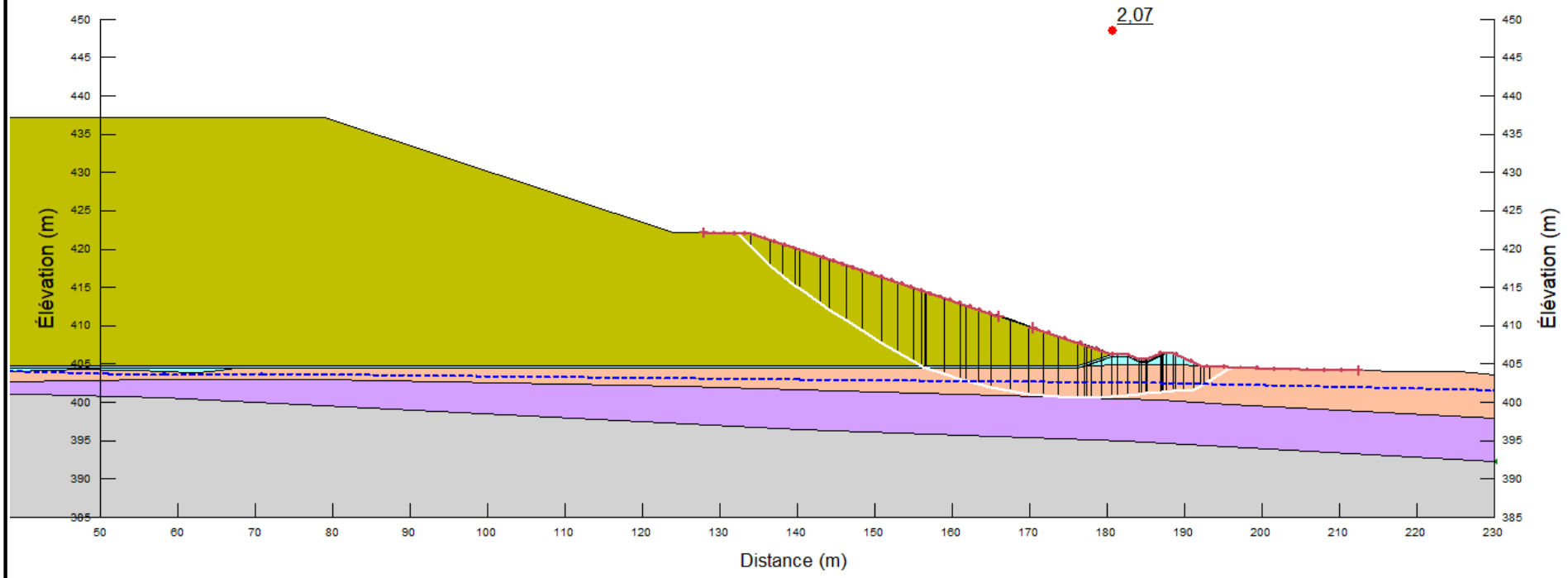
FS : 2,19 FS requis : 1,50

No. Projet : 201-11330-08

ANNEXE D – Figure 5

# Coupe HS1 – Analyse de stabilité
## Statique – Rupture locale - Palier inférieur
## Halde à stériles

Date: 2023-03-23




Client : Minière Osisko Inc.

Projet : Étude de faisabilité – Conception des haldes et des infrastructures de gestion des eaux

Localisation : Site minier Windfall, QC

Préparé par : Josy-Anne Douville CPI.
Camille Marois CPI.
Saleck Khnafer CPI.

Révisé par : Kristina Bondy, ing., M.ing.

Cas de chargement : Statique

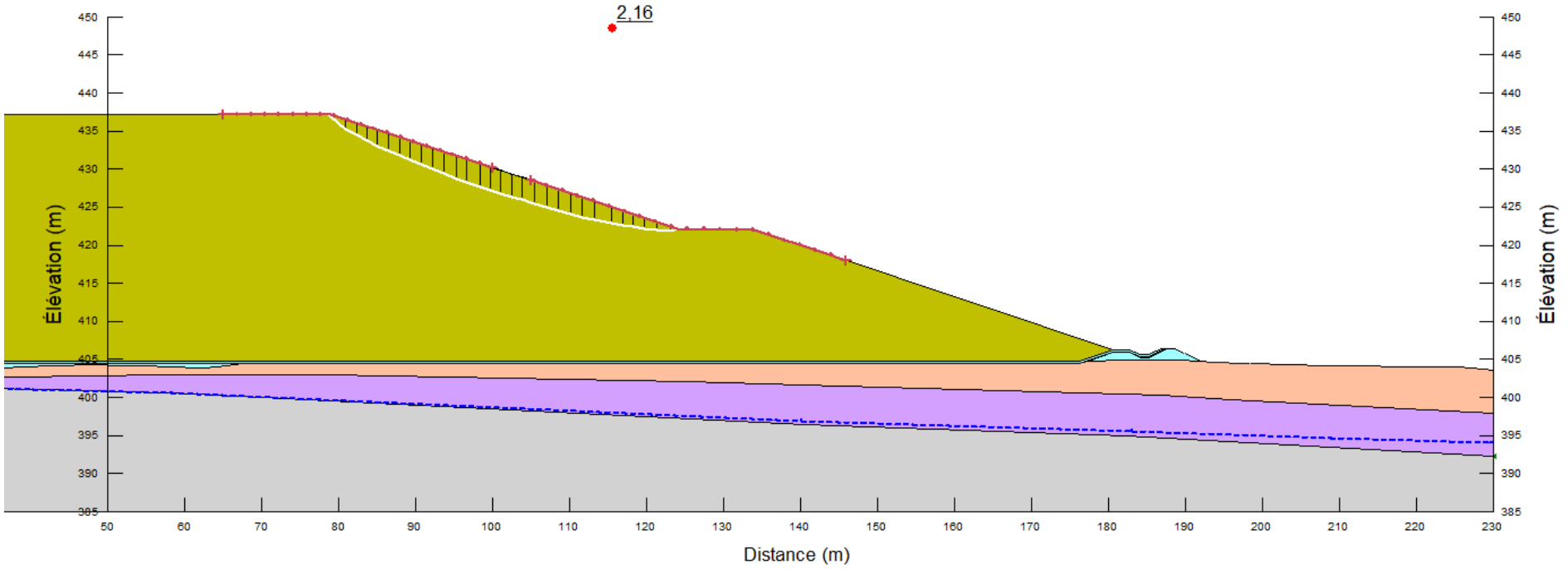
FS : 2,07 FS requis : 1,50

No. Projet : 201-11330-08

ANNEXE D – Figure 6

# Coupe HS1 – Analyse de stabilité
## Statique – Rupture locale - Palier supérieur
## Halde à stériles

Date: 2023-03-23




Client : Minière Osisko Inc.

Projet : Étude de faisabilité – Conception des haldes et des infrastructures de gestion des eaux

Localisation : Site minier Windfall, QC

Préparé par : Josy-Anne Douville CPI.
Camille Marois CPI.
Saleck Khnafer CPI.

Révisé par : Kristina Bondy, ing., M.ing.

Cas de chargement : Statique

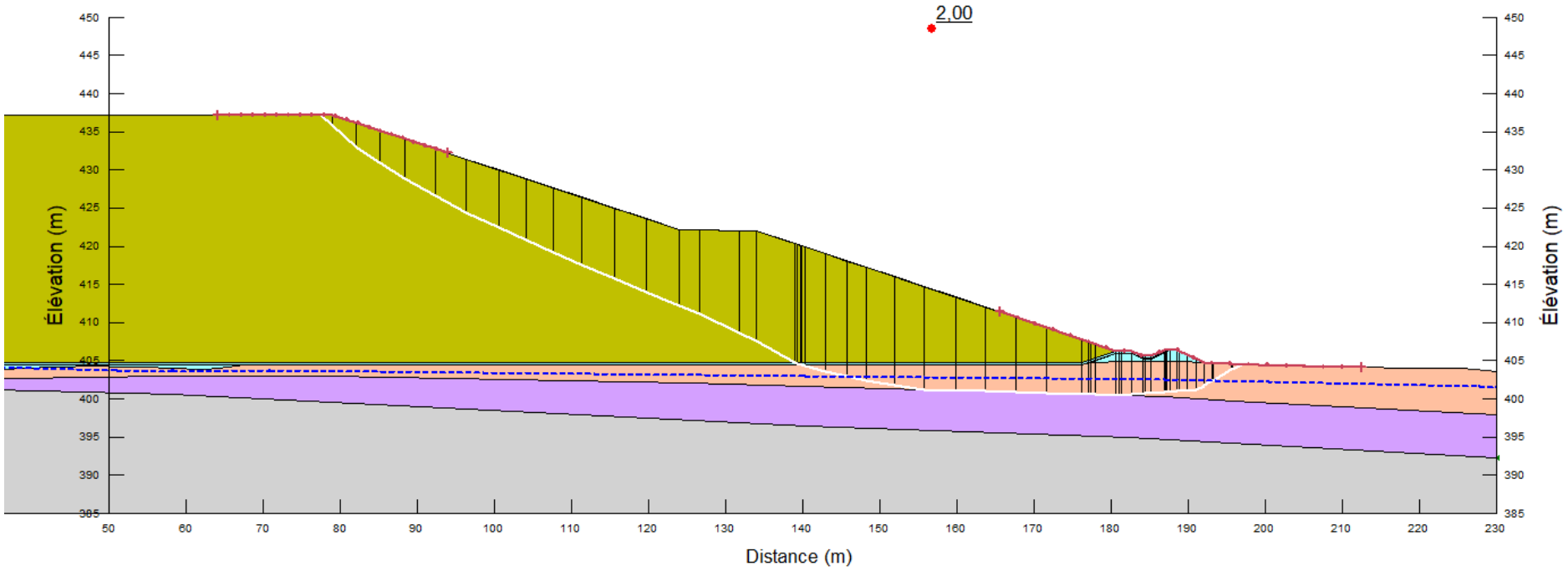
FS : 2,16 FS requis : 1,20

No. Projet : 201-11330-08

ANNEXE D – Figure 7

# Coupe HS1 – Analyse de stabilité
## Pseudostatique – Rupture globale
## Halde à stériles

Date: 2023-03-23




Client : Minière Osisko Inc.

Projet : Étude de faisabilité – Conception des haldes et des infrastructures de gestion des eaux

Localisation : Site minier Windfall, QC

Préparé par : Josy-Anne Douville CPI.
Camille Marois CPI.
Saleck Khnafer CPI.

Révisé par : Kristina Bondy, ing., M.ing.

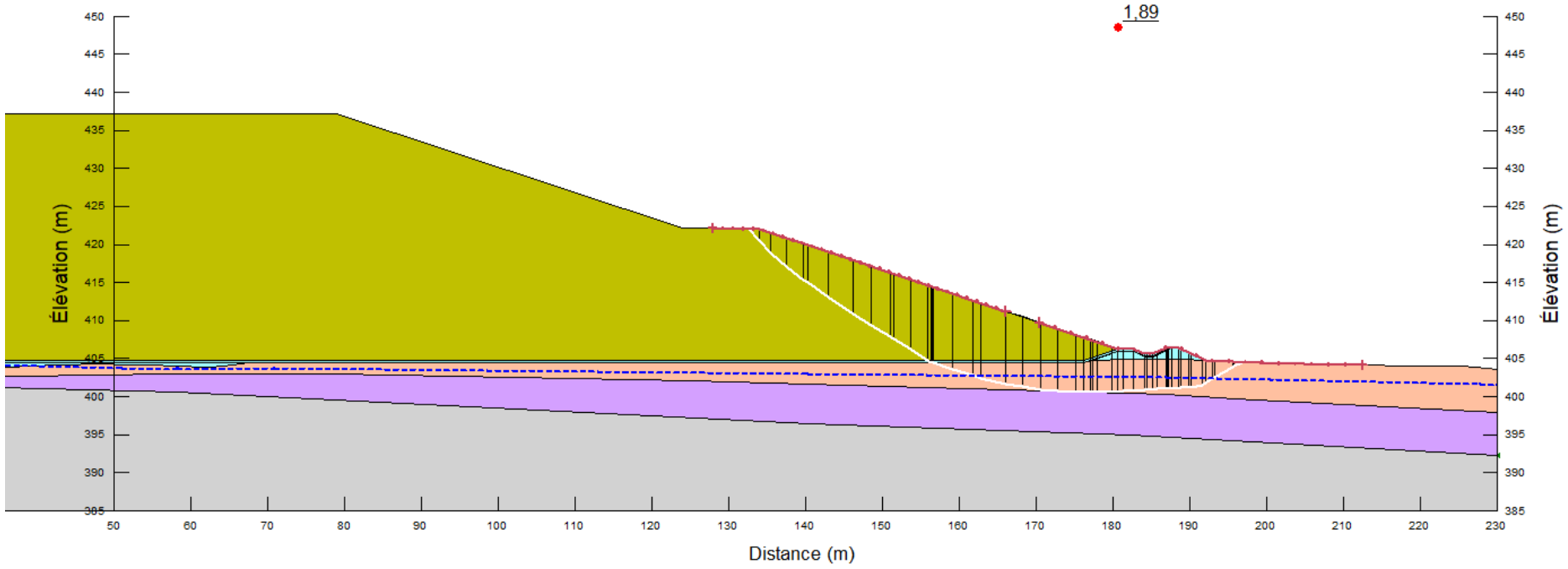
Cas de chargement : Pseudostatique

FS : 2,00 FS requis : 1,10

No. Projet : 201-11330-08

ANNEXE D – Figure 8

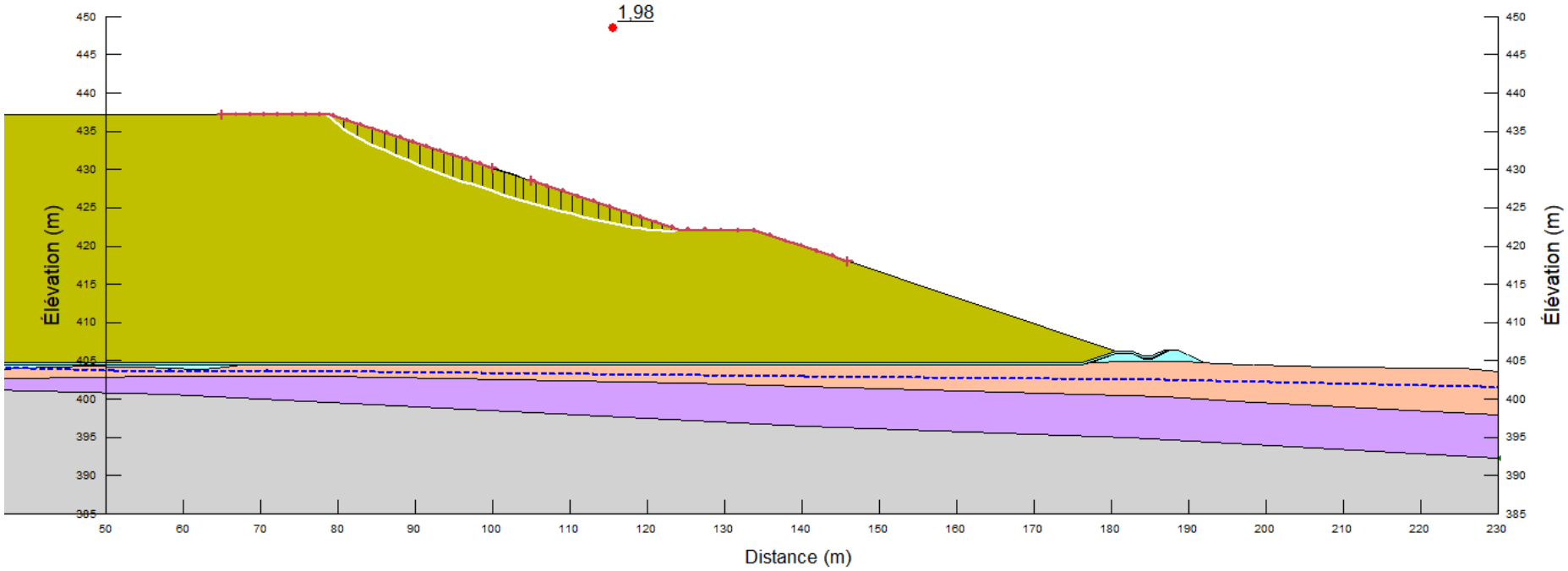
| | | |
|---|---|---|
| wsp | Coupe HS1 – Analyse de stabilité<br>Pseudostatique – Rupture locale - Palier inférieur<br>Halde à stériles | Date: 2023-03-23 |




| | |
|---|---|
| Client : Minière Osisko Inc.<br>Projet : Étude de faisabilité – Conception des haldes et des infrastructures de gestion des eaux<br>Localisation : Site minier Windfall, QC | Préparé par : Josy-Anne Douville CPI.<br>Camille Marois CPI.<br>Saleck Khnafer CPI.<br><br>Révisé par : Kristina Bondy, ing., M.ing. |
| Cas de chargement : Pseudostatique<br>FS : 1,89 FS requis : 1,10 | No. Projet : 201-11330-08<br>ANNEXE D – Figure 9 |

# Coupe HS1 – Analyse de stabilité
## Pseudostatique – Rupture locale - Palier supérieur
## Halde à stériles

Date: 2023-03-23




Client : Minière Osisko Inc.

Projet : Étude de faisabilité – Conception des haldes et des infrastructures de gestion des eaux

Localisation : Site minier Windfall, QC

Préparé par : Josy-Anne Douville CPI.
Camille Marois CPI.
Saleck Khnafer CPI.

Révisé par : Kristina Bondy, ing., M.ing.

Cas de chargement : Pseudostatique

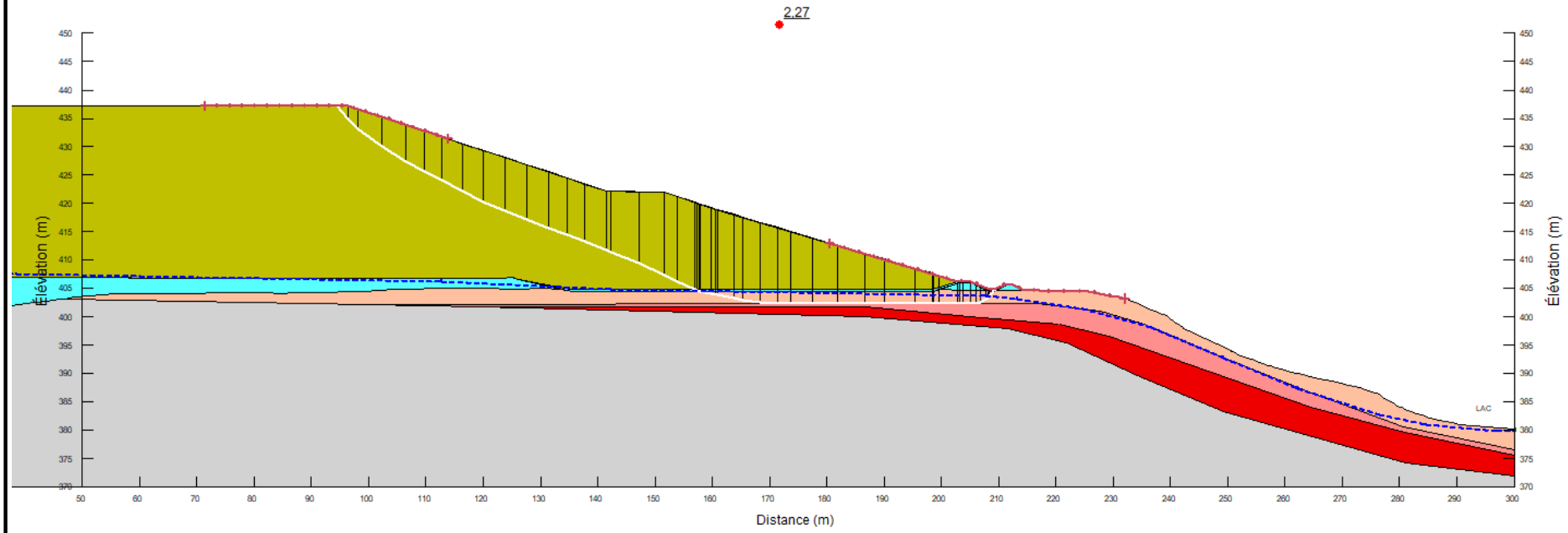
FS : 1,98 FS requis : 1,10

No. Projet : 201-11330-08

ANNEXE D – Figure 10

# Coupe HS2 – Analyse de stabilité
## Statique – Rupture globale
## Halde à stériles

Date: 2023-03-23




Client : Minière Osisko Inc.

Projet : Étude de faisabilité – Conception des haldes et des infrastructures de gestion des eaux

Localisation : Site minier Windfall, QC

Préparé par : Josy-Anne Douville CPI.
Camille Marois CPI.
Saleck Khnafer CPI.

Révisé par : Kristina Bondy, ing., M.ing.

Cas de chargement : Statique

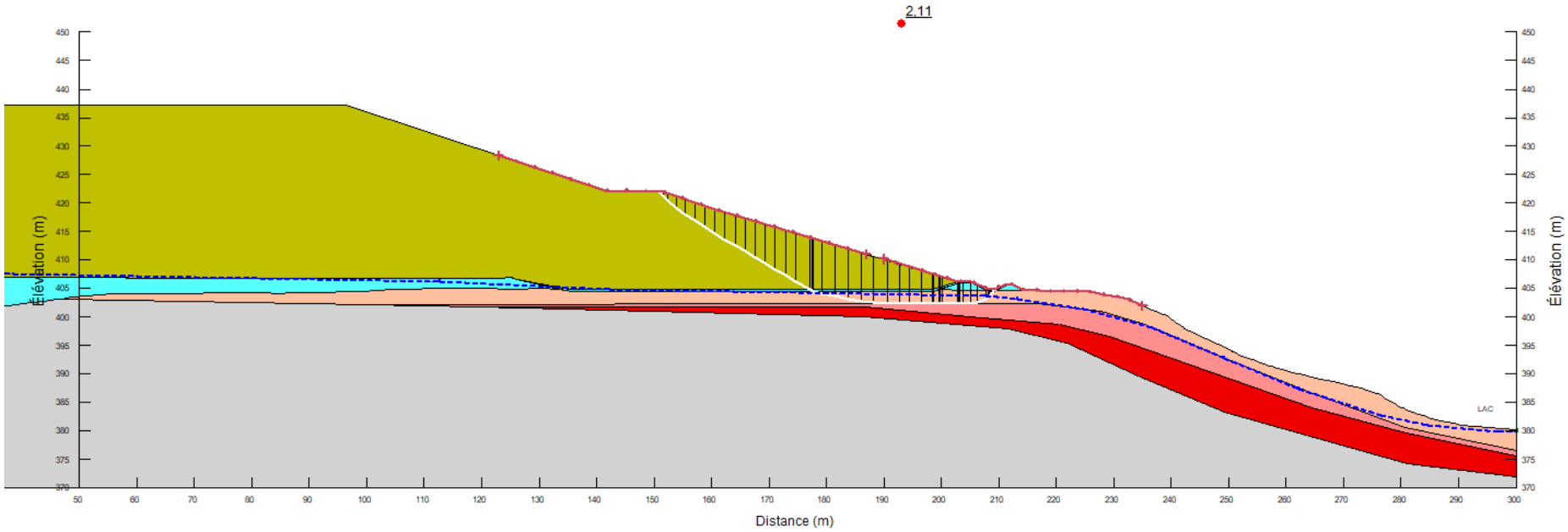
FS : 2,27 FS requis : 1,50

No. Projet : 201-11330-08

ANNEXE D – Figure 11

# Coupe HS2 – Analyse de stabilité
## Statique – Rupture locale - Palier inférieur
## Halde à stériles

Date: 2023-03-23




Client : Minière Osisko Inc.

Projet : Étude de faisabilité – Conception des haldes et des infrastructures de gestion des eaux

Localisation : Site minier Windfall, QC

Préparé par : Josy-Anne Douville CPI.
Camille Marois CPI.
Saleck Khnafer CPI.

Révisé par : Kristina Bondy, ing., M.ing.

Cas de chargement : Statique

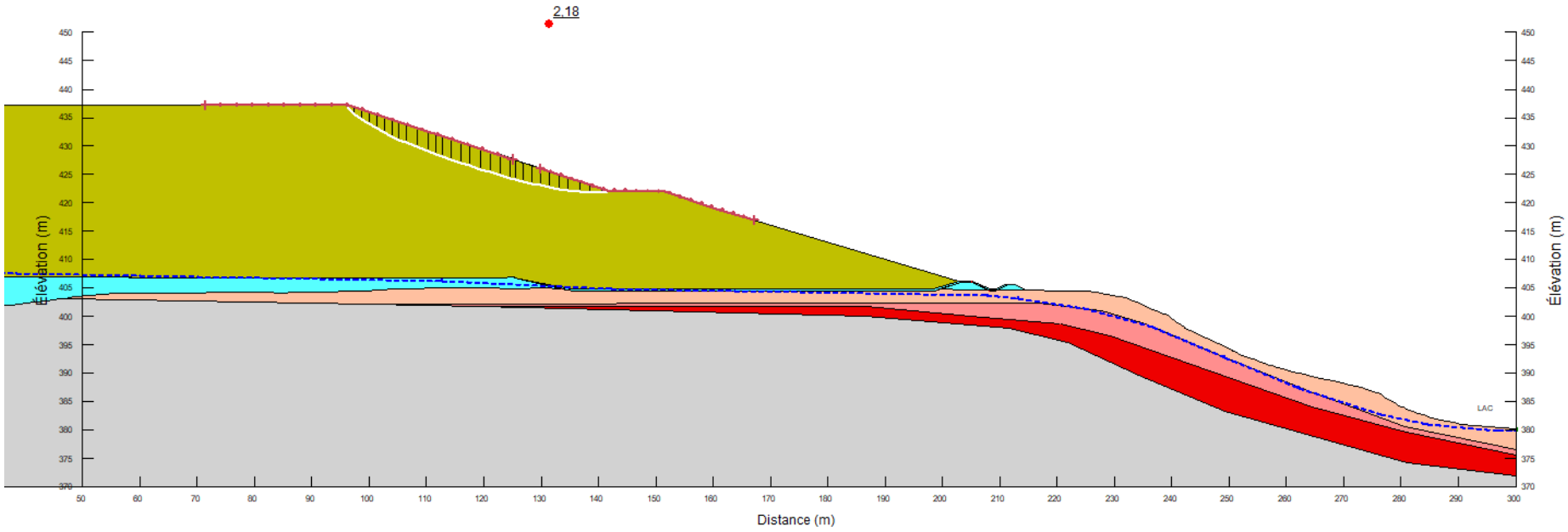
FS : 2,11 FS requis : 1,50

No. Projet : 201-11330-08

ANNEXE D – Figure 12

# Coupe HS2 – Analyse de stabilité
## Statique – Rupture locale - Palier supérieur
## Halde à stériles

Date: 2023-03-23




Client : Minière Osisko Inc.

Projet : Étude de faisabilité – Conception des haldes et des infrastructures de gestion des eaux

Localisation : Site minier Windfall, QC

Préparé par : Josy-Anne Douville CPI.
Camille Marois CPI.
Saleck Khnafer CPI.

Révisé par : Kristina Bondy, ing., M.ing.

Cas de chargement : Statique

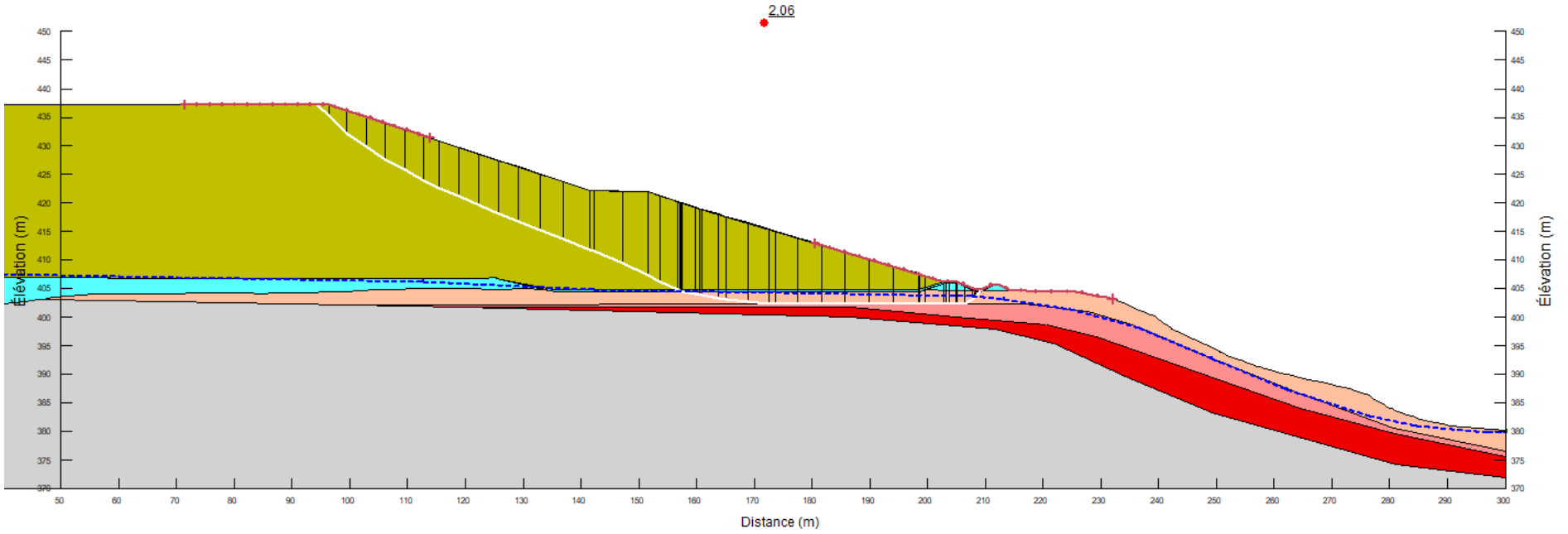
FS : 2,18 FS requis : 1,20

No. Projet : 201-11330-08

ANNEXE D – Figure 13

# Coupe HS2 – Analyse de stabilité
## Pseudostatique – Rupture globale
## Halde à stériles

Date: 2023-03-23




Client : Minière Osisko Inc.

Projet : Étude de faisabilité – Conception des haldes et des infrastructures de gestion des eaux

Localisation : Site minier Windfall, QC

Préparé par : Josy-Anne Douville CPI.
Camille Marois CPI.
Saleck Khnafer CPI.

Révisé par : Kristina Bondy, ing., M.ing.

Cas de chargement : Pseudostatique

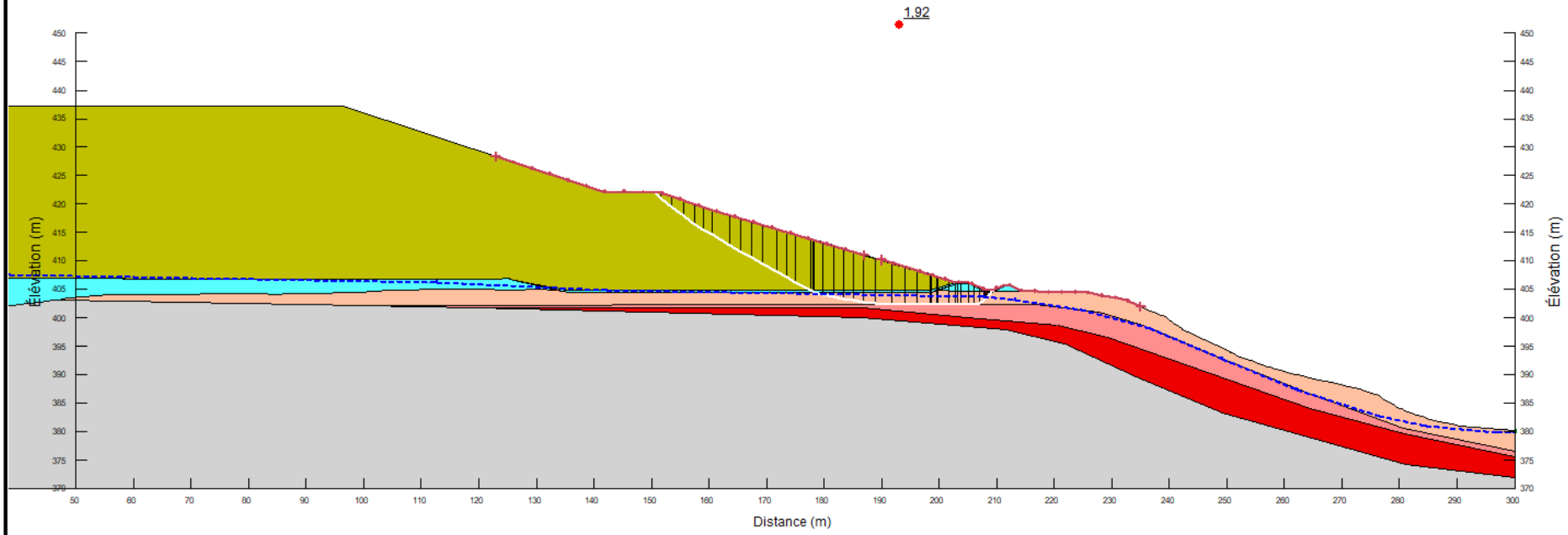
FS : 2,06 FS requis : 1,10

No. Projet : 201-11330-08

ANNEXE D – Figure 14

# Coupe HS2 – Analyse de stabilité
## Pseudostatique – Rupture locale - Palier inférieur
## Halde à stériles

Date: 2023-03-23




Client : Minière Osisko Inc.

Projet : Étude de faisabilité – Conception des haldes et des infrastructures de gestion des eaux

Localisation : Site minier Windfall, QC

Préparé par : Josy-Anne Douville CPI.
Camille Marois CPI.
Saleck Khnafer CPI.

Révisé par : Kristina Bondy, ing., M.ing.

Cas de chargement : Pseudostatique

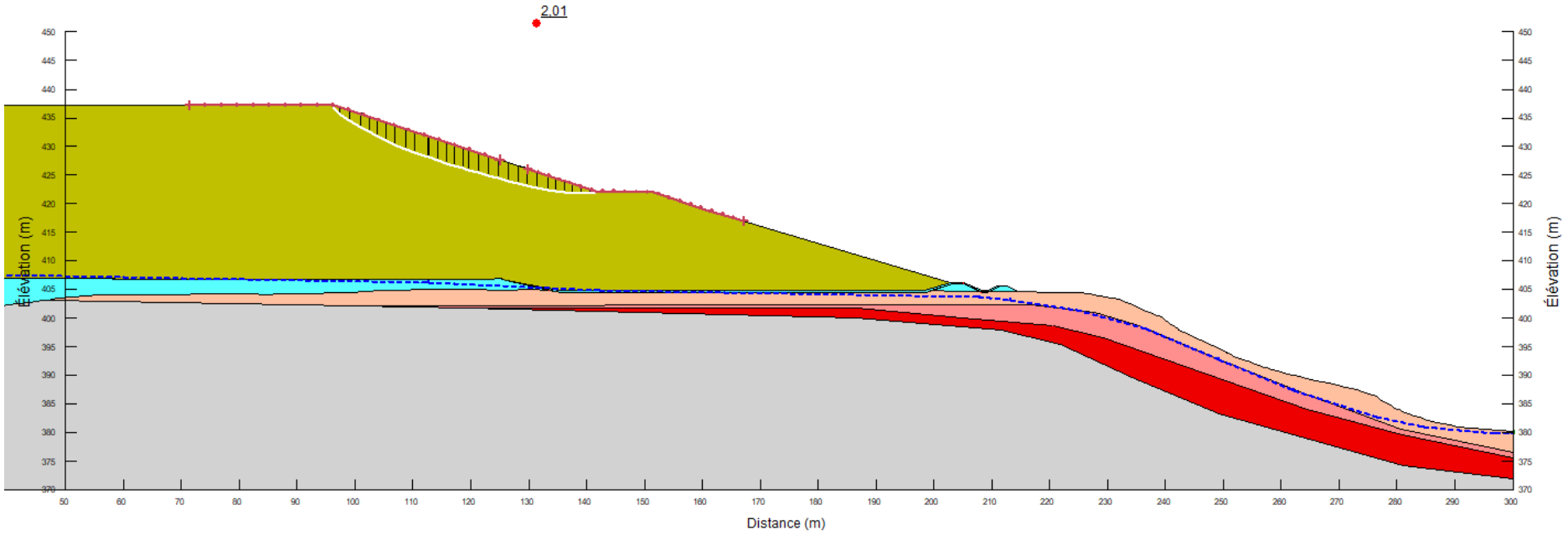
FS : 1,92 FS requis : 1,10

No. Projet : 201-11330-08

ANNEXE D – Figure 15

# Coupe HS2 – Analyse de stabilité
## Pseudostatique – Rupture locale - Palier supérieur
## Halde à stériles

Date: 2023-03-23




Client : Minière Osisko Inc.

Projet : Étude de faisabilité – Conception des haldes et des infrastructures de gestion des eaux

Localisation : Site minier Windfall, QC

Préparé par : Josy-Anne Douville CPI.
Camille Marois CPI.
Saleck Khnafer CPI.

Révisé par : Kristina Bondy, ing., M.ing.

Cas de chargement : Pseudostatique

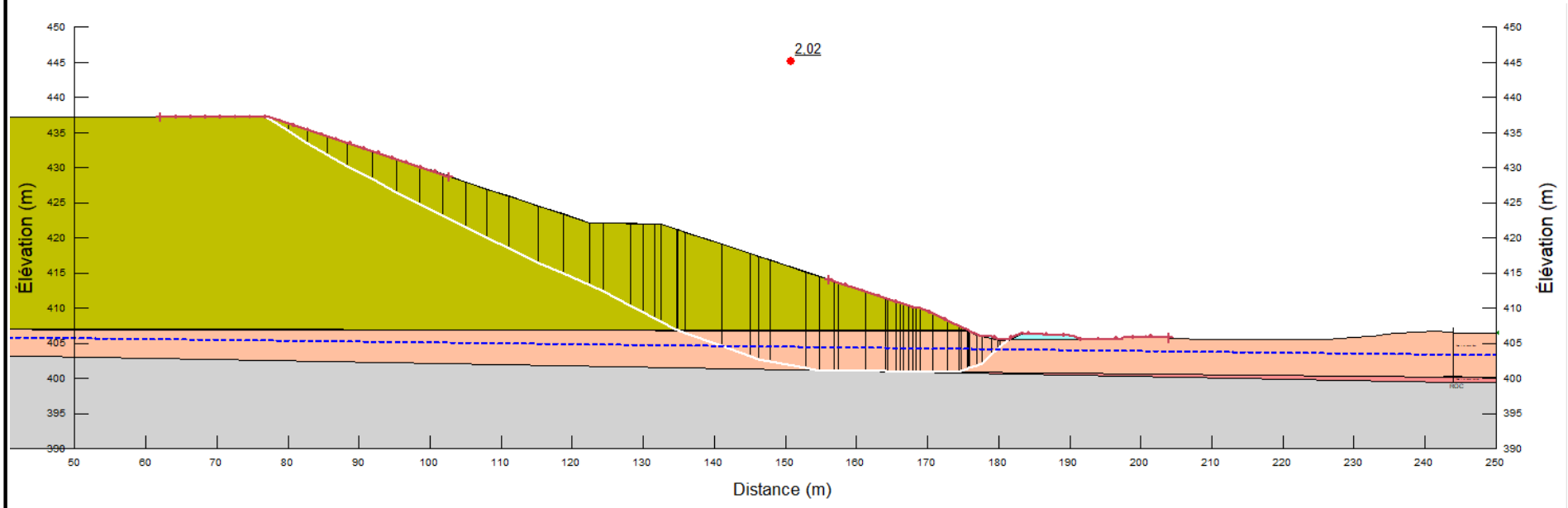
FS : 2,01 FS requis : 1,10

No. Projet : 201-11330-08

ANNEXE D – Figure 16

# Coupe HS3– Analyse de stabilité
## Statique – Rupture globale
## Halde à stériles

Date: 2023-03-23




Client : Minière Osisko Inc.

Projet : Étude de faisabilité – Conception des haldes et des infrastructures de gestion des eaux

Localisation : Site minier Windfall, QC

Préparé par : Josy-Anne Douville CPI.
Camille Marois CPI.
Saleck Khnafer CPI.

Révisé par : Kristina Bondy, ing., M.ing.

Cas de chargement : Statique

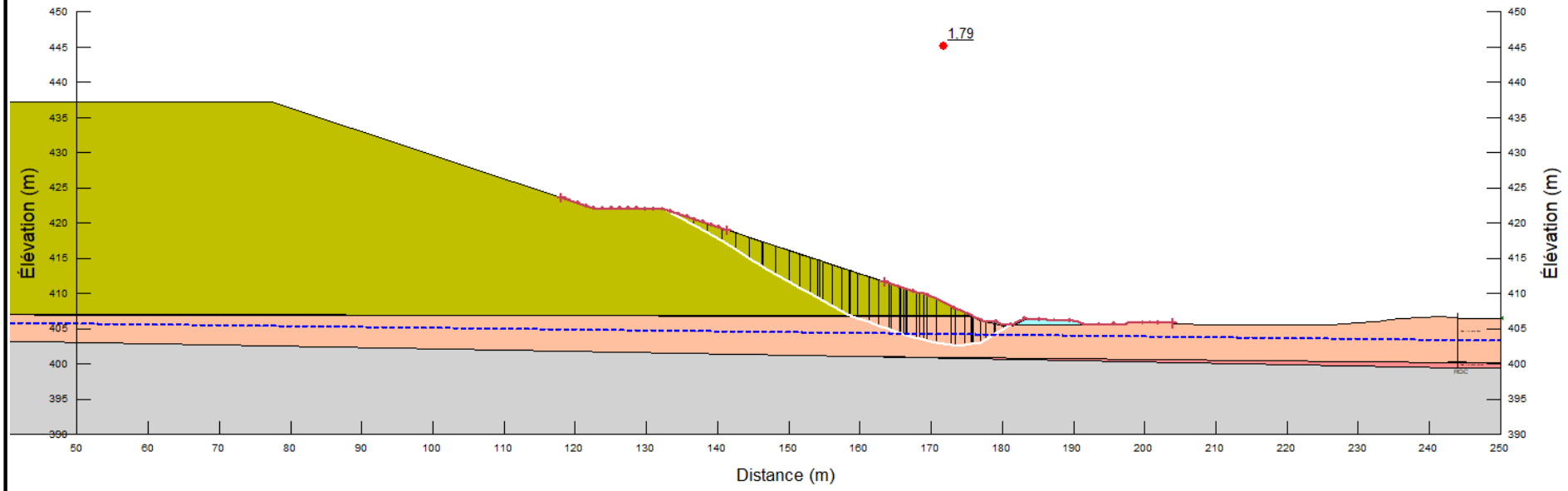
FS : 2,02 FS requis : 1,50

No. Projet : 201-11330-08

ANNEXE D – Figure 17

# Coupe HS3 – Analyse de stabilité
## Statique – Rupture locale - Palier inférieur
## Halde à stériles

Date: 2023-03-23




Client : Minière Osisko Inc.

Projet : Étude de faisabilité – Conception des haldes et des infrastructures de gestion des eaux

Localisation : Site minier Windfall, QC

Préparé par : Josy-Anne Douville CPI.
Camille Marois CPI.
Saleck Khnafer CPI.

Révisé par : Kristina Bondy, ing., M.ing.

Cas de chargement : Statique

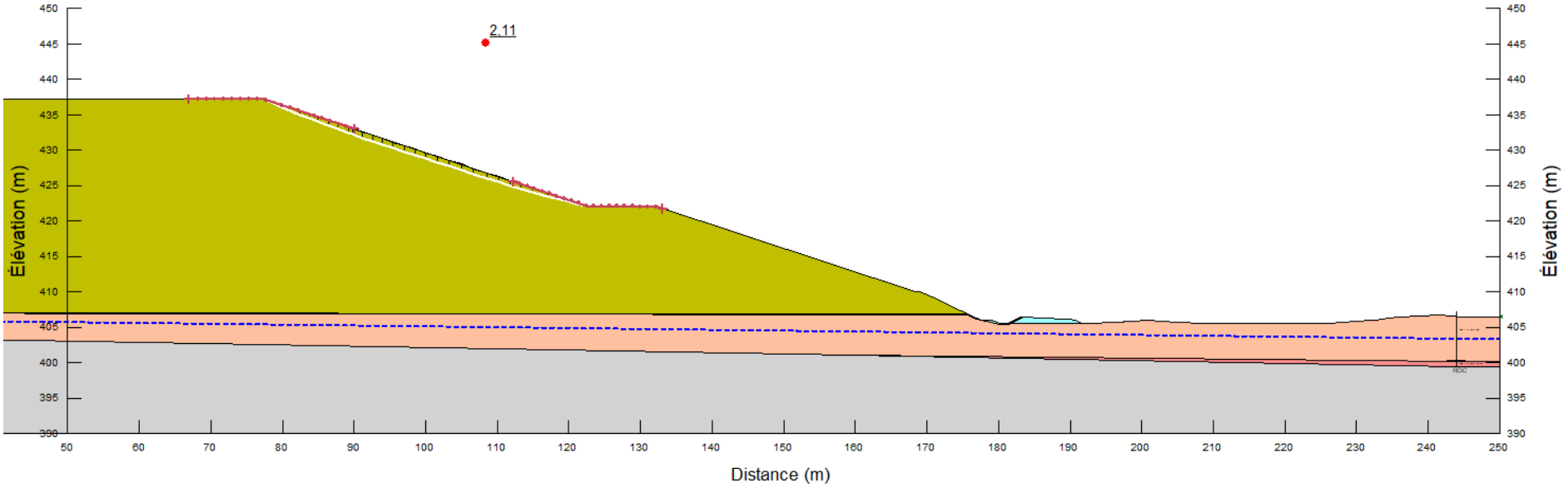
FS : 1,79 FS requis : 1,50

No. Projet : 201-11330-08

ANNEXE D – Figure 18

# Coupe HS3 – Analyse de stabilité
## Statique – Rupture locale - Palier supérieur
## Halde à stériles

Date: 2023-03-23




Client : Minière Osisko Inc.

Projet : Étude de faisabilité – Conception des haldes et des infrastructures de gestion des eaux

Localisation : Site minier Windfall, QC

Préparé par : Josy-Anne Douville CPI.
Camille Marois CPI.
Saleck Khnafer CPI.

Révisé par : Kristina Bondy, ing., M.ing.

Cas de chargement : Statique

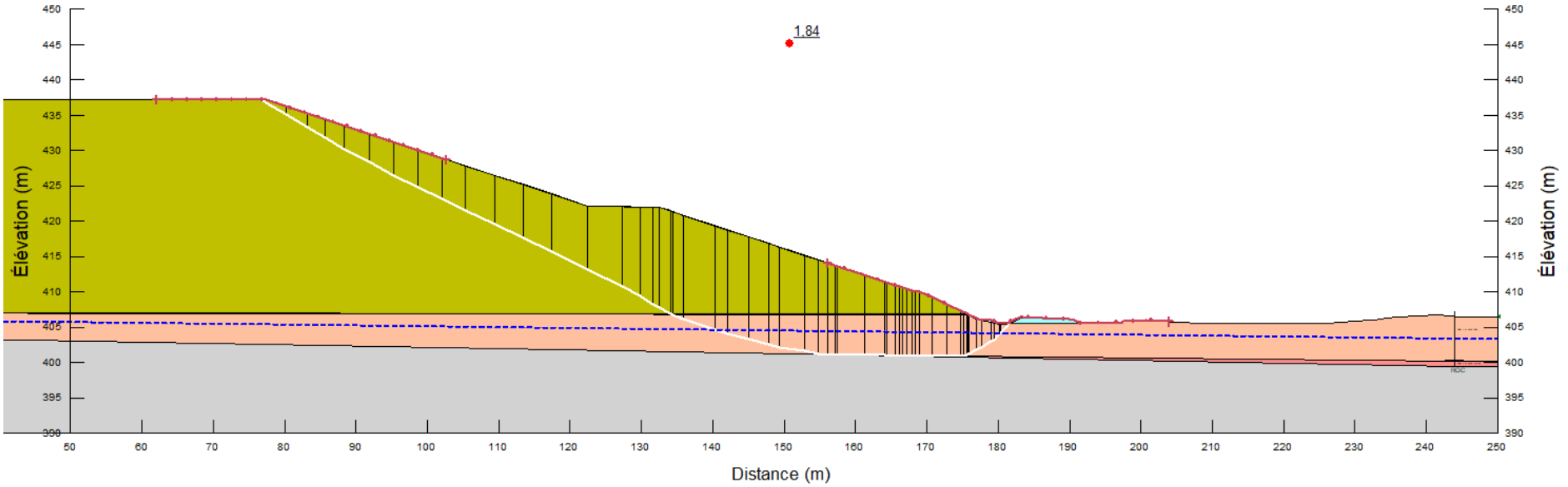
FS : 2,11 FS requis : 1,20

No. Projet : 201-11330-08

ANNEXE D – Figure 19

# Coupe HS3 – Analyse de stabilité
## Pseudostatique – Rupture globale
## Halde à stériles

Date: 2023-03-23




Client : Minière Osisko Inc.

Projet : Étude de faisabilité – Conception des haldes et des infrastructures de gestion des eaux

Localisation : Site minier Windfall, QC

Préparé par : Josy-Anne Douville CPI.
Camille Marois CPI.
Saleck Khnafer CPI.

Révisé par : Kristina Bondy, ing., M.ing.

Cas de chargement : Pseudostatique

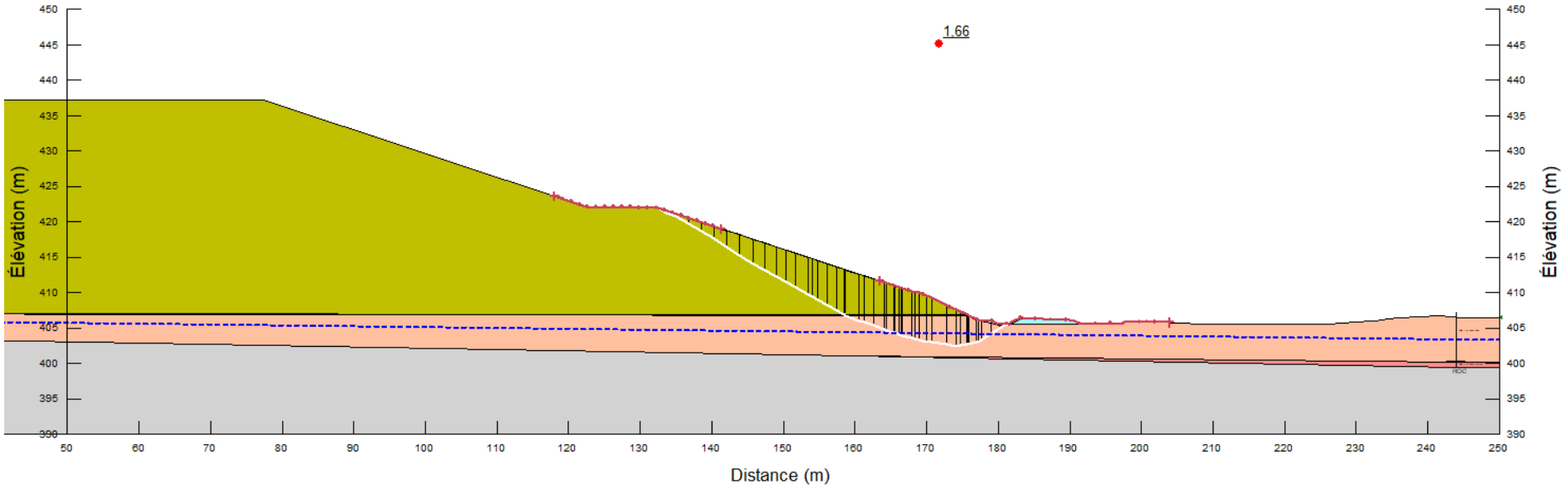
FS : 1,84 FS requis : 1,10

No. Projet : 201-11330-08

ANNEXE D – Figure 20

# Coupe HS3 – Analyse de stabilité
## Pseudostatique – Rupture locale - Palier inférieur
## Halde à stériles

Date: 2023-03-23




Client : Minière Osisko Inc.

Projet : Étude de faisabilité – Conception des haldes et des infrastructures de gestion des eaux

Localisation : Site minier Windfall, QC

Préparé par : Josy-Anne Douville CPI.
Camille Marois CPI.
Saleck Khnafer CPI.

Révisé par : Kristina Bondy, ing., M.ing.

Cas de chargement : Pseudostatique

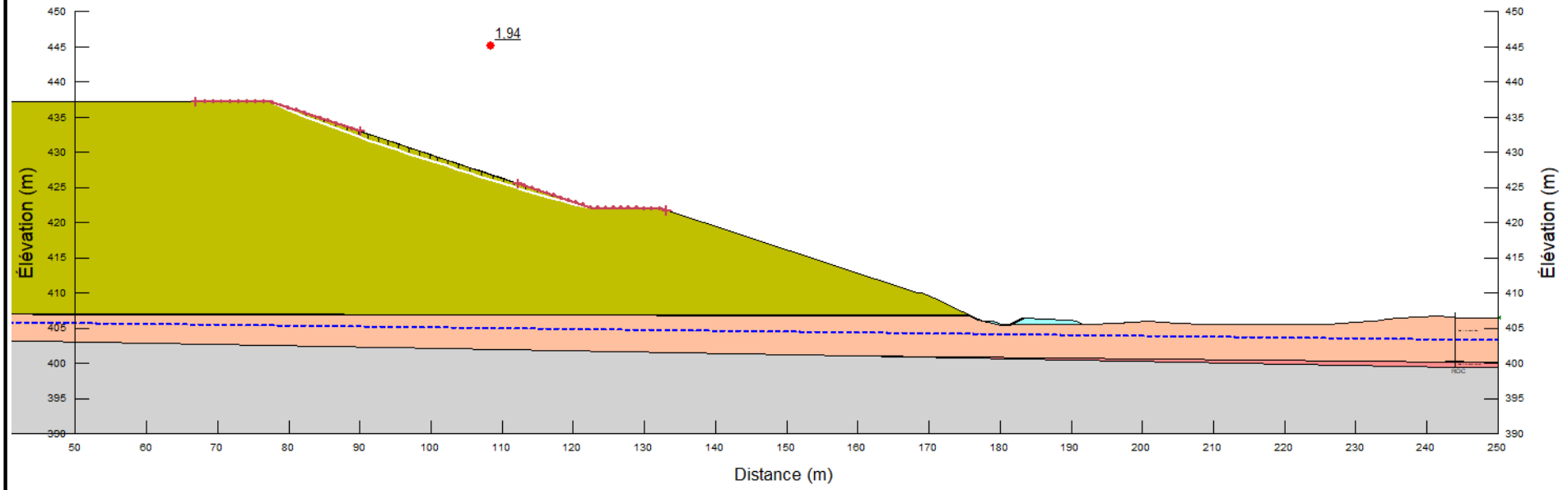
FS : 1,66 FS requis : 1,10

No. Projet : 201-11330-08

ANNEXE D – Figure 21

# Coupe HS3 – Analyse de stabilité
## Pseudostatique – Rupture locale - Palier supérieur
## Halde à stériles

Date: 2023-03-23




Client : Minière Osisko Inc.

Projet : Étude de faisabilité – Conception des haldes et des infrastructures de gestion des eaux

Localisation : Site minier Windfall, QC

Préparé par : Josy-Anne Douville CPI.
Camille Marois CPI.
Saleck Khnafer CPI.

Révisé par : Kristina Bondy, ing., M.ing.

Cas de chargement : Pseudostatique

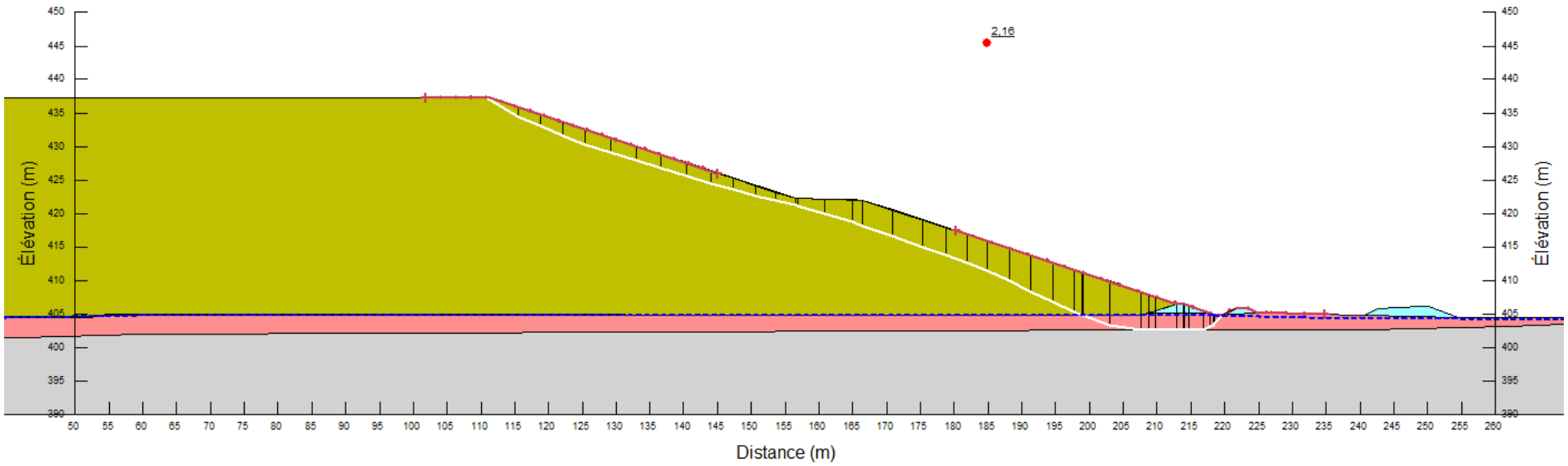
FS : 1,94 FS requis : 1,10

No. Projet : 201-11330-08

ANNEXE D – Figure 22

# Coupe HS4 – Analyse de stabilité
## Statique – Rupture globale
## Halde à stériles

Date: 2023-03-23




Client : Minière Osisko Inc.

Projet : Étude de faisabilité – Conception des haldes et des infrastructures de gestion des eaux

Localisation : Site minier Windfall, QC

Préparé par : Josy-Anne Douville CPI.
Camille Marois CPI.
Saleck Khnafer CPI.

Révisé par : Kristina Bondy, ing., M.ing.

Cas de chargement : Statique

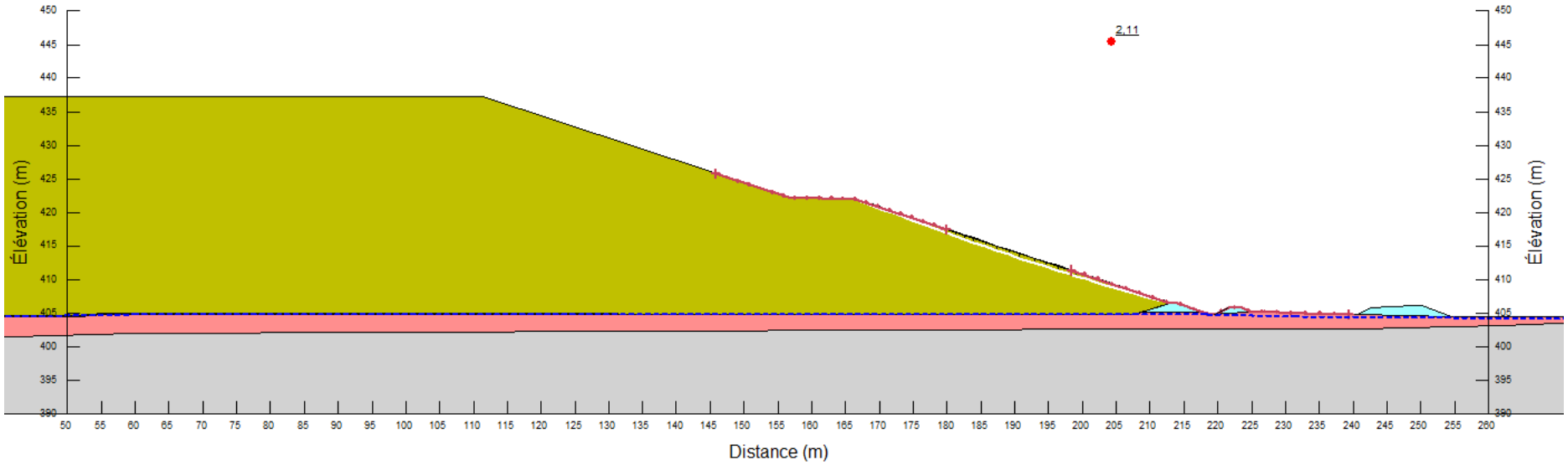
FS : 2,16 FS requis : 1,50

No. Projet : 201-11330-08

ANNEXE D – Figure 23

# Coupe HS4 – Analyse de stabilité
## Statique – Rupture locale - Palier inférieur
## Halde à stériles

Date: 2023-03-23




Client : Minière Osisko Inc.

Projet : Étude de faisabilité – Conception des haldes et des infrastructures de gestion des eaux

Localisation : Site minier Windfall, QC

Préparé par : Josy-Anne Douville CPI.
Camille Marois CPI.
Saleck Khnafer CPI.

Révisé par : Kristina Bondy, ing., M.ing.

Cas de chargement : Statique

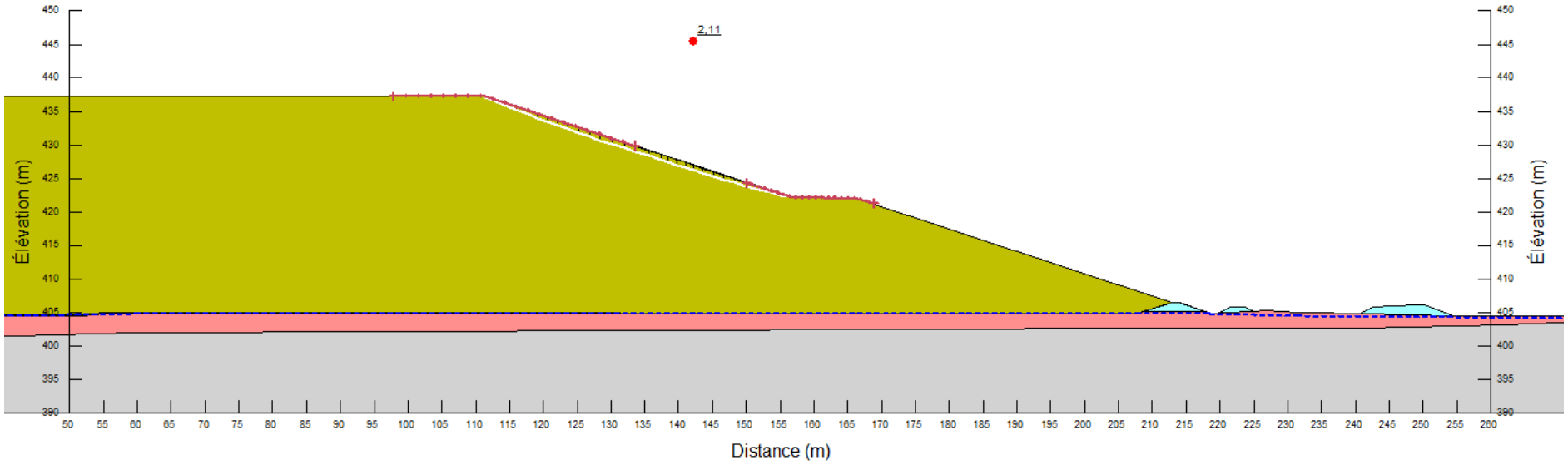
FS : 2,11 FS requis : 1,50

No. Projet : 201-11330-08

ANNEXE D – Figure 24

# Coupe HS4 – Analyse de stabilité
## Statique – Rupture locale - Palier supérieur
## Halde à stériles

Date: 2023-03-23




Client : Minière Osisko Inc.

Projet : Étude de faisabilité – Conception des haldes et des infrastructures de gestion des eaux

Localisation : Site minier Windfall, QC

Préparé par : Josy-Anne Douville CPI.
Camille Marois CPI.
Saleck Khnafer CPI.

Révisé par : Kristina Bondy, ing., M.ing.

Cas de chargement : Statique

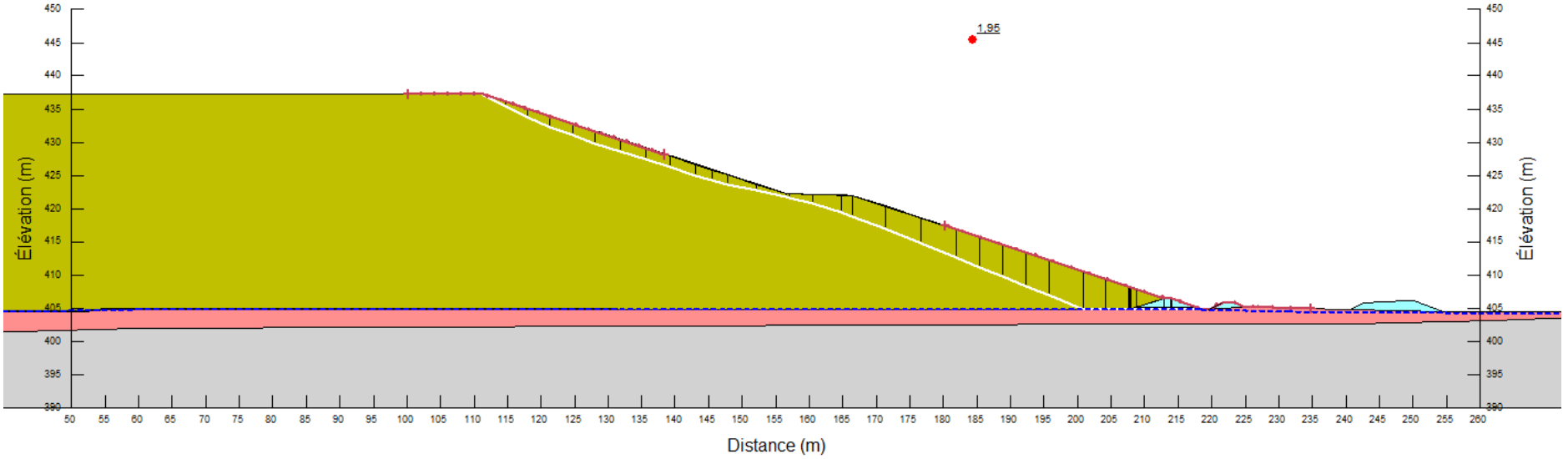
FS : 2,11 FS requis : 1,20

No. Projet : 201-11330-08

ANNEXE D – Figure 25

# Coupe HS4 – Analyse de stabilité
## Pseudostatique – Rupture globale
## Halde à stériles

Date: 2023-03-23




Client : Minière Osisko Inc.

Projet : Étude de faisabilité – Conception des haldes et des infrastructures de gestion des eaux

Localisation : Site minier Windfall, QC

Préparé par : Josy-Anne Douville CPI.
Camille Marois CPI.
Saleck Khnafer CPI.

Révisé par : Kristina Bondy, ing., M.ing.

Cas de chargement : Pseudostatique

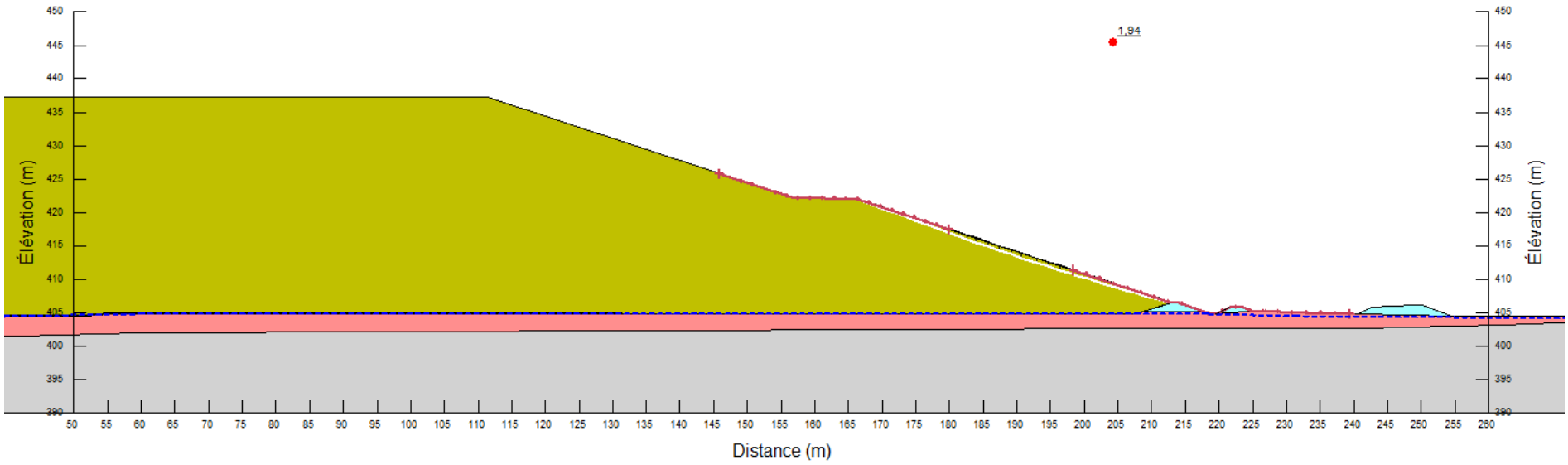
FS : 1,95 FS requis : 1,10

No. Projet : 201-11330-08

ANNEXE D – Figure 26

# Coupe HS4 – Analyse de stabilité
## Pseudostatique – Rupture locale - Palier inférieur
## Halde à stériles

Date: 2023-03-23




Client : Minière Osisko Inc.

Projet : Étude de faisabilité – Conception des haldes et des infrastructures de gestion des eaux

Localisation : Site minier Windfall, QC

Préparé par : Josy-Anne Douville CPI.
Camille Marois CPI.
Saleck Khnafer CPI.

Révisé par : Kristina Bondy, ing., M.ing.

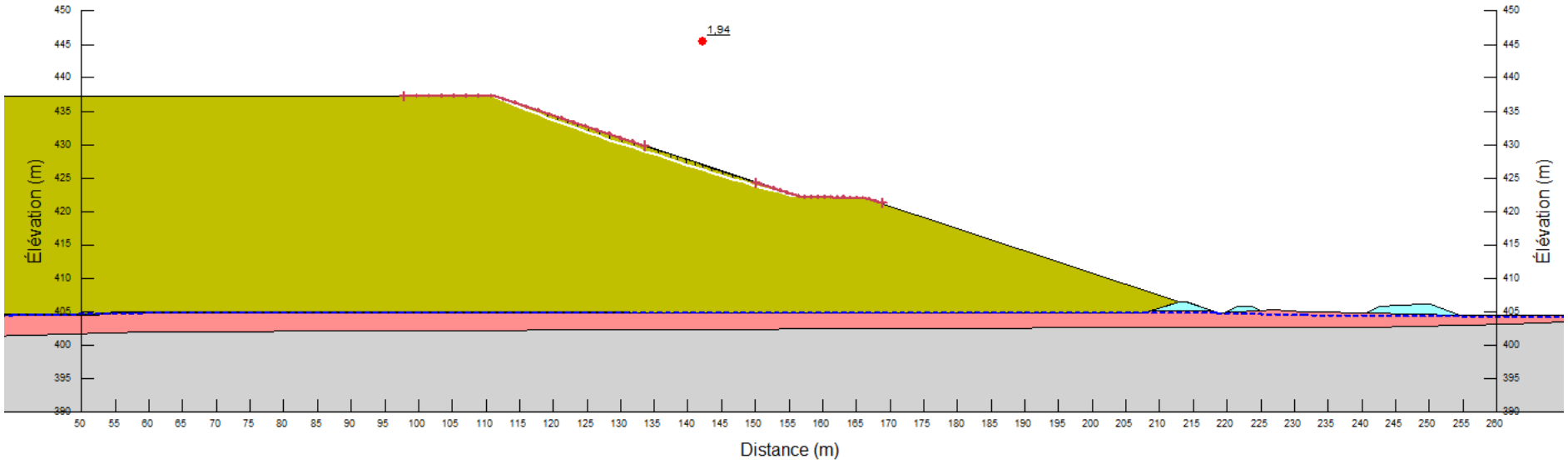
Cas de chargement : Pseudostatique

FS : 1,94 FS requis : 1,10

No. Projet : 201-11330-08

ANNEXE D – Figure 27

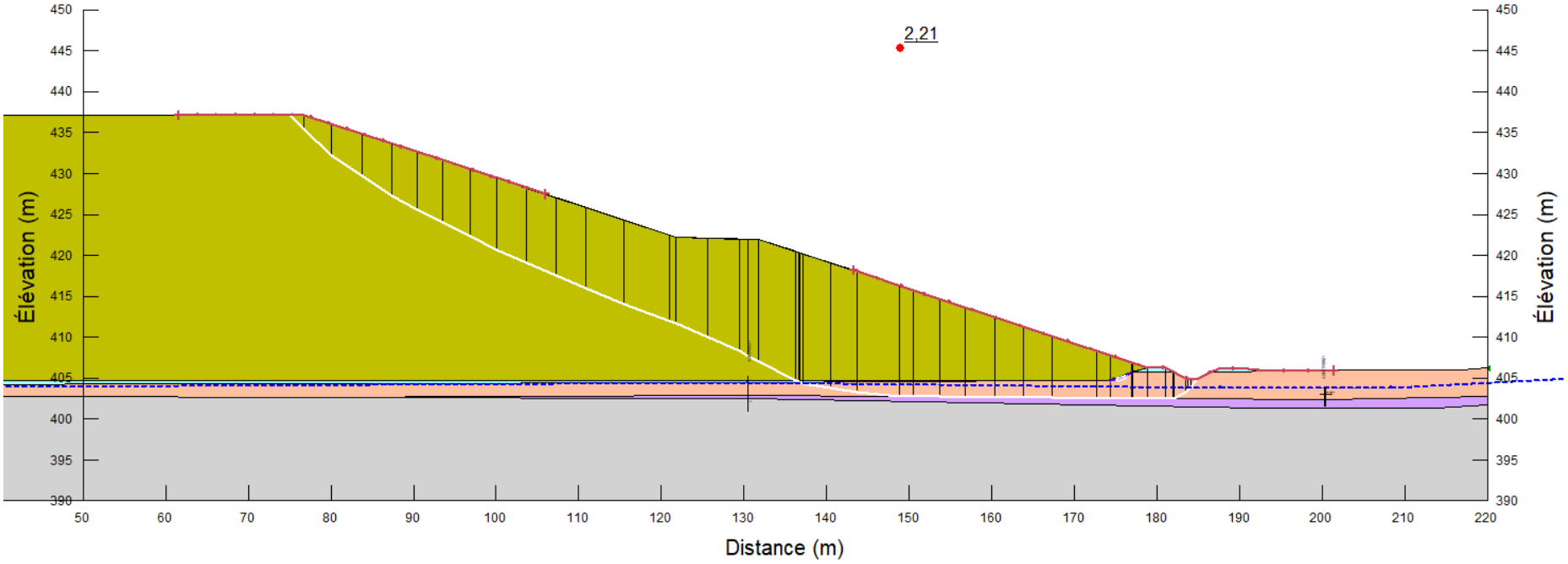
| | | |
|---|---|---|
| wsp | Coupe HS4 – Analyse de stabilité<br>Pseudostatique – Rupture locale - Palier supérieur<br>Halde à stériles | Date: 2023-03-23 |




| | |
|---|---|
| Client : Minière Osisko Inc.<br>Projet : Étude de faisabilité – Conception des haldes et des infrastructures de gestion des eaux<br>Localisation : Site minier Windfall, QC | Préparé par : Josy-Anne Douville CPI.<br>Camille Marois CPI.<br>Saleck Khnafer CPI.<br><br>Révisé par : Kristina Bondy, ing., M.ing. |
| Cas de chargement : Pseudostatique<br>FS : 1,94 FS requis : 1,10 | No. Projet : 201-11330-08<br>ANNEXE D – Figure 28 |

# Coupe HS5 – Analyse de stabilité
## Statique – Rupture globale
## Halde à stériles

Date: 2023-03-23




Client : Minière Osisko Inc.

Projet : Étude de faisabilité – Conception des haldes et des infrastructures de gestion des eaux

Localisation : Site minier Windfall, QC

Préparé par : Josy-Anne Douville CPI.
Camille Marois CPI.
Saleck Khnafer CPI.

Révisé par : Kristina Bondy, ing., M.ing.

Cas de chargement : Statique

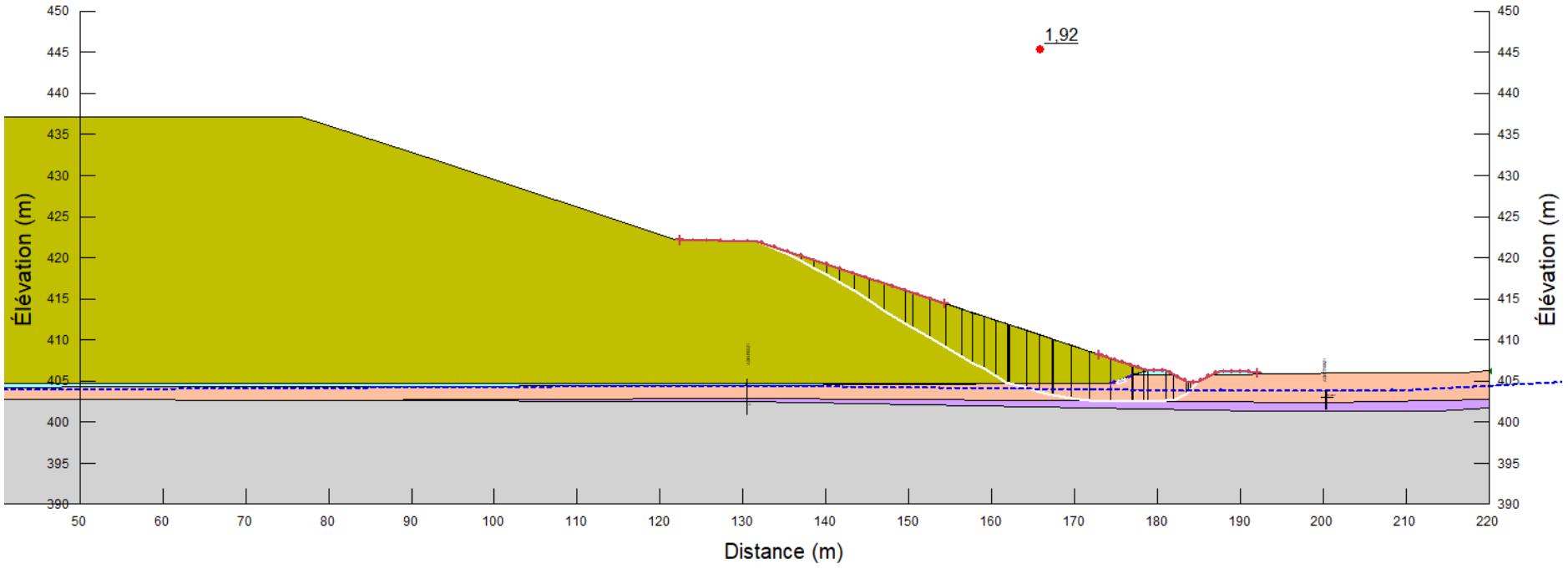
FS : 2,21 FS requis : 1,50

No. Projet : 201-11330-08

ANNEXE D – Figure 29

# Coupe HS5 – Analyse de stabilité
## Statique – Rupture locale - Palier inférieur
## Halde à stériles

Date: 2023-03-23




Client : Minière Osisko Inc.

Projet : Étude de faisabilité – Conception des haldes et des infrastructures de gestion des eaux

Localisation : Site minier Windfall, QC

Préparé par : Josy-Anne Douville CPI.
Camille Marois CPI.
Saleck Khnafer CPI.

Révisé par : Kristina Bondy, ing., M.ing.

Cas de chargement : Statique

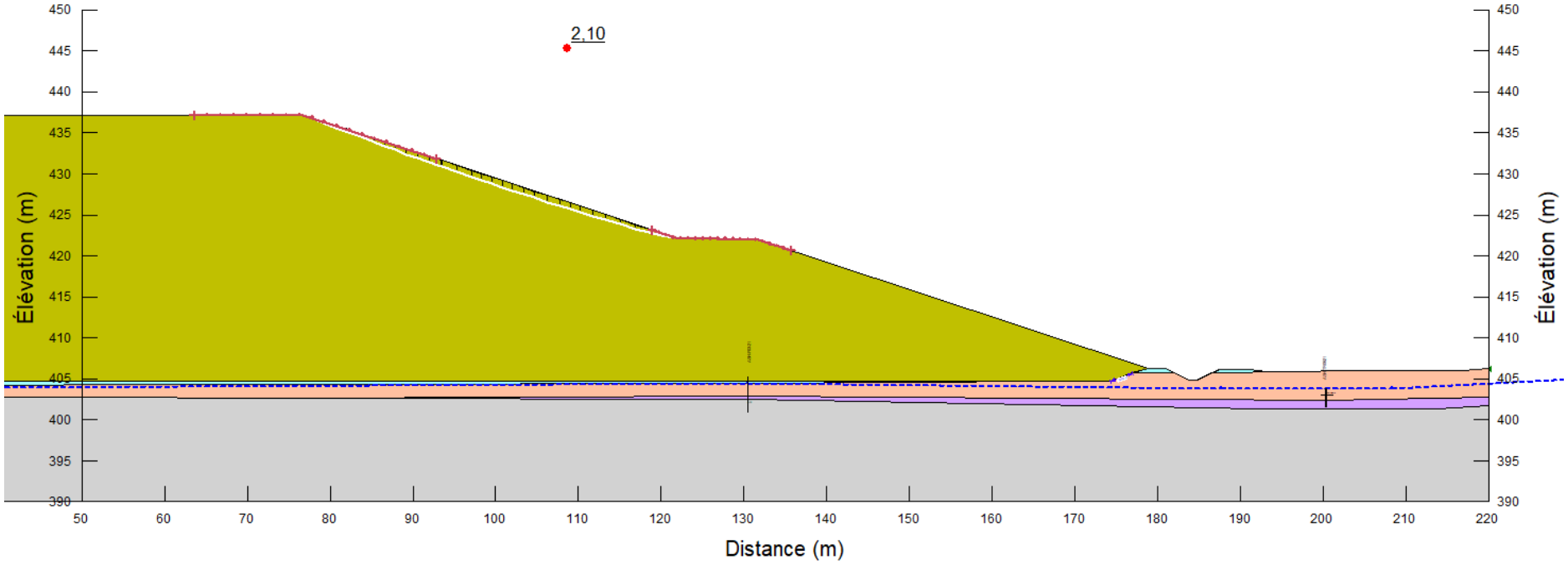
FS : 1,92 FS requis : 1,50

No. Projet : 201-11330-08

ANNEXE D – Figure 30

# Coupe HS5 – Analyse de stabilité
## Statique – Rupture locale - Palier supérieur
## Halde à stériles

Date: 2023-03-23




Client : Minière Osisko Inc.

Projet : Étude de faisabilité – Conception des haldes et des infrastructures de gestion des eaux

Localisation : Site minier Windfall, QC

Préparé par : Josy-Anne Douville CPI.
Camille Marois CPI.
Saleck Khnafer CPI.

Révisé par : Kristina Bondy, ing., M.ing.

Cas de chargement : Statique

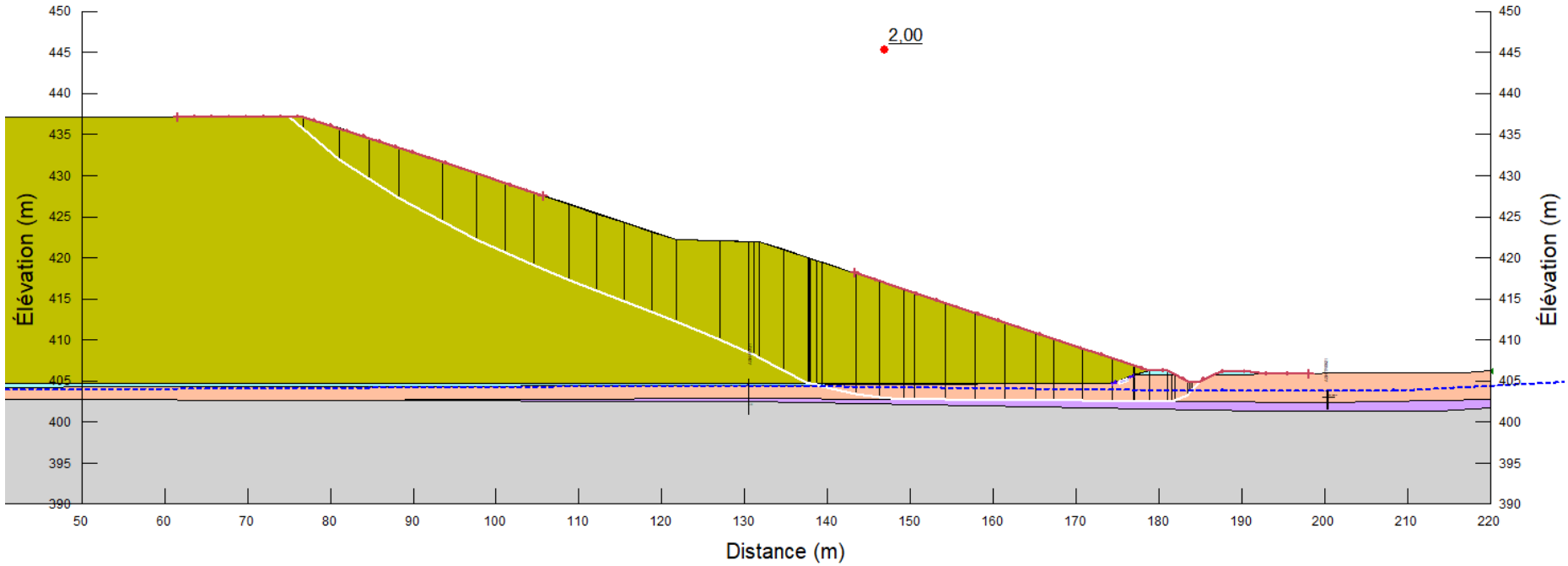
FS : 2,10 FS requis : 1,20

No. Projet : 201-11330-08

ANNEXE D – Figure 31

# Coupe HS5 – Analyse de stabilité
## Pseudostatique – Rupture globale
## Halde à stériles

Date: 2023-03-23




Client : Minière Osisko Inc.

Projet : Étude de faisabilité – Conception des haldes et des infrastructures de gestion des eaux

Localisation : Site minier Windfall, QC

Préparé par : Josy-Anne Douville CPI.
Camille Marois CPI.
Saleck Khnafer CPI.

Révisé par : Kristina Bondy, ing., M.ing.

Cas de chargement : Pseudostatique

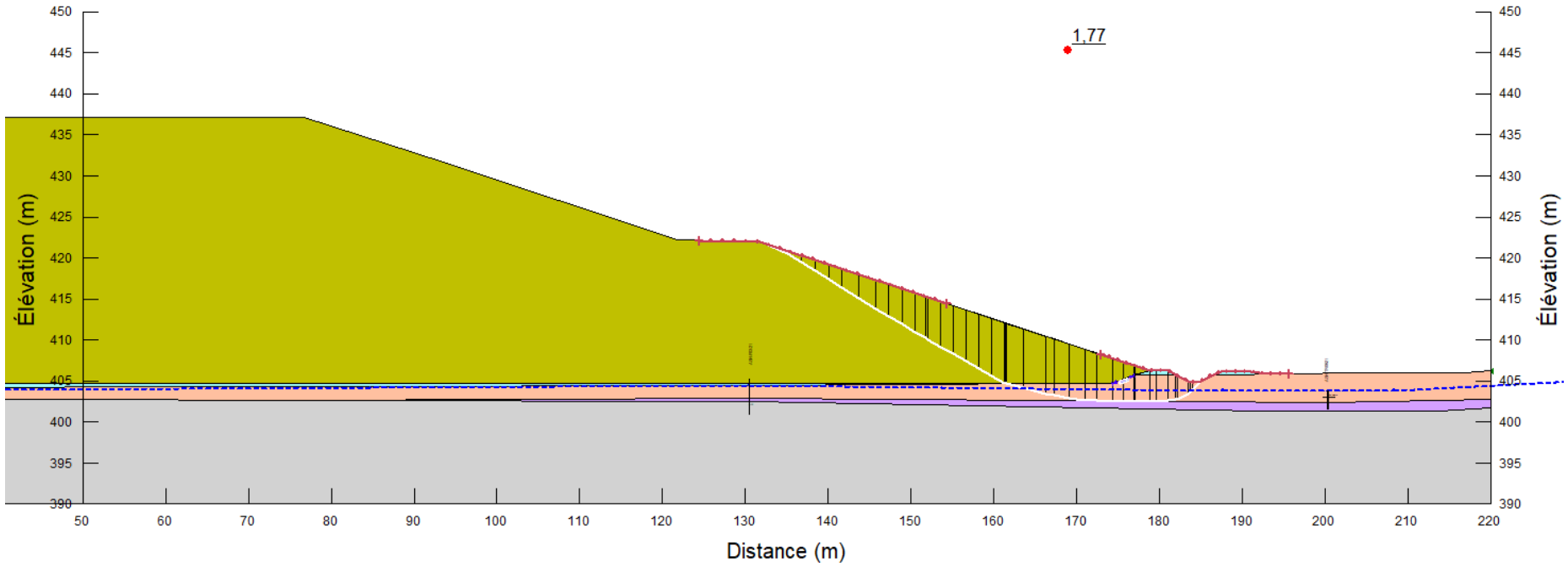
FS : 2,00 FS requis : 1,10

No. Projet : 201-11330-08

ANNEXE D – Figure 32

# Coupe HS5 – Analyse de stabilité
## Pseudostatique – Rupture locale - Palier inférieur
## Halde à stériles

Date: 2023-03-23




Client : Minière Osisko Inc.

Projet : Étude de faisabilité – Conception des haldes et des infrastructures de gestion des eaux

Localisation : Site minier Windfall, QC

Préparé par : Josy-Anne Douville CPI.
Camille Marois CPI.
Saleck Khnafer CPI.

Révisé par : Kristina Bondy, ing., M.ing.

Cas de chargement : Pseudostatique

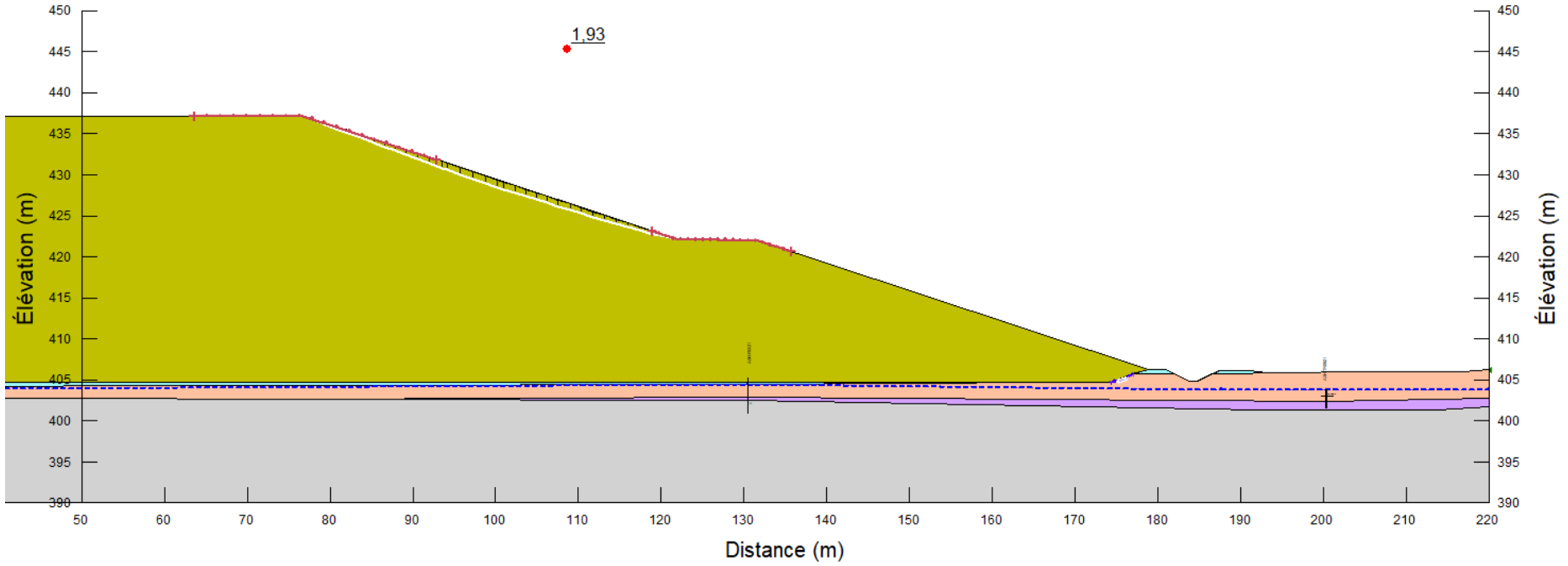
FS : 1,77 FS requis : 1,10

No. Projet : 201-11330-08

ANNEXE D – Figure 33

# Coupe HS5 – Analyse de stabilité
## Pseudostatique – Rupture locale - Palier supérieur
## Halde à stériles

Date: 2023-03-23




Client : Minière Osisko Inc.

Projet : Étude de faisabilité – Conception des haldes et des infrastructures de gestion des eaux

Localisation : Site minier Windfall, QC

Préparé par : Josy-Anne Douville CPI.
Camille Marois CPI.
Saleck Khnafer CPI.

Révisé par : Kristina Bondy, ing., M.ing.

Cas de chargement : Pseudostatique

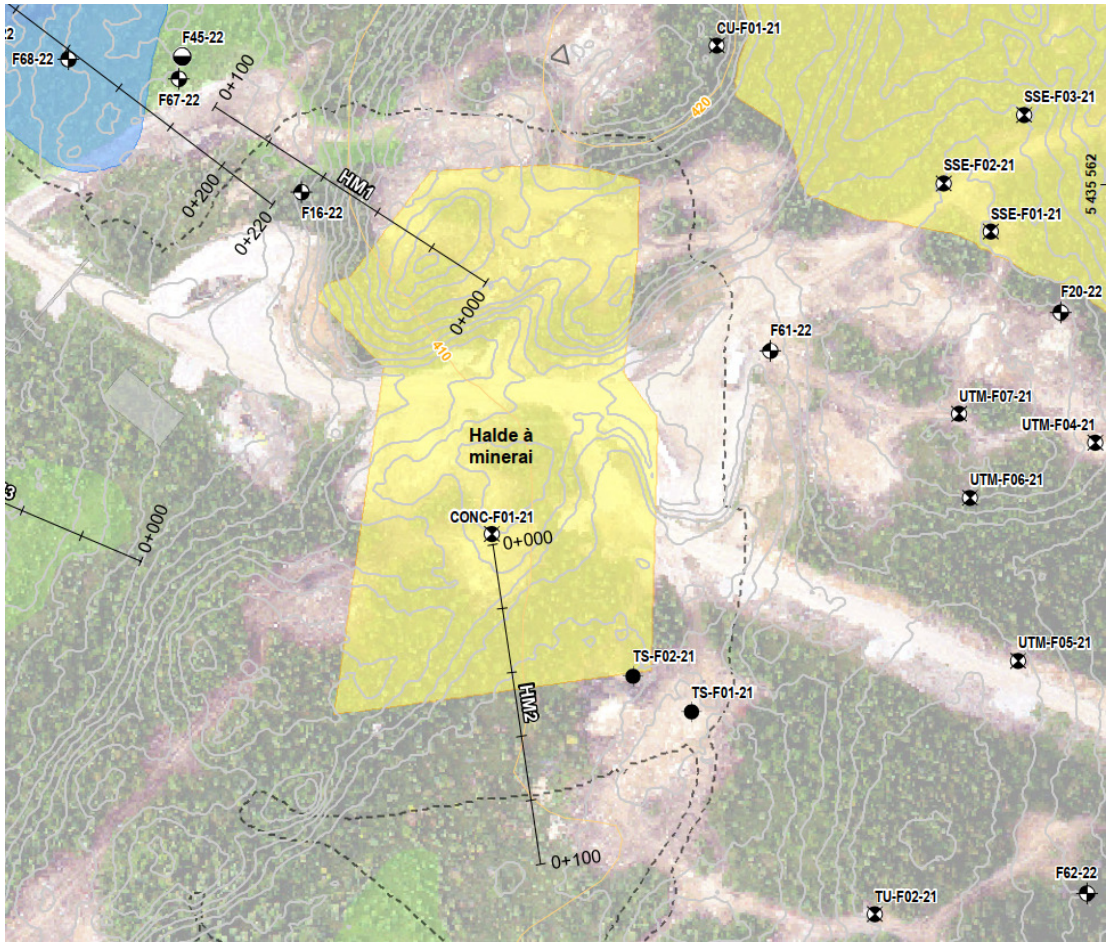
FS : 1,93 FS requis : 1,10

No. Projet : 201-11330-08

ANNEXE D – Figure 34

# Analyses de stabilité
# Halde à minerai

Date: 2023-03-23




Client : Minière Osisko Inc.

Projet : Étude de faisabilité – Conception des haldes et des infrastructures de gestion des eaux

Localisation : Site minier Windfall, QC

Préparé par : Josy-Anne Douville CPI.
Camille Marois CPI.
Saleck Khnafer CPI.

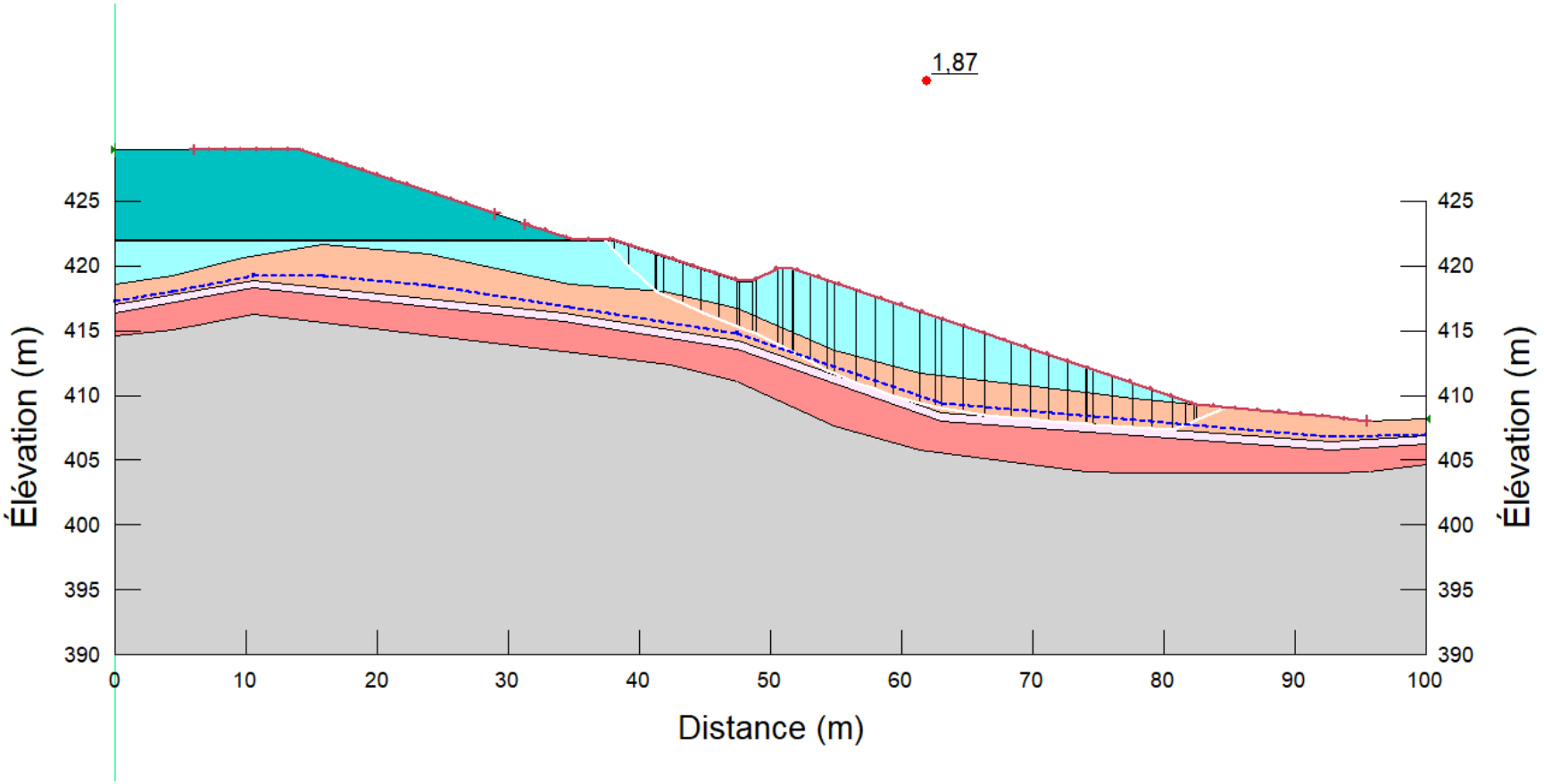
Révisé par : Kristina Bondy, ing., M.ing.

Emplacement des coupes analysées de la halde à minerai

No. Projet : 201-11330-08

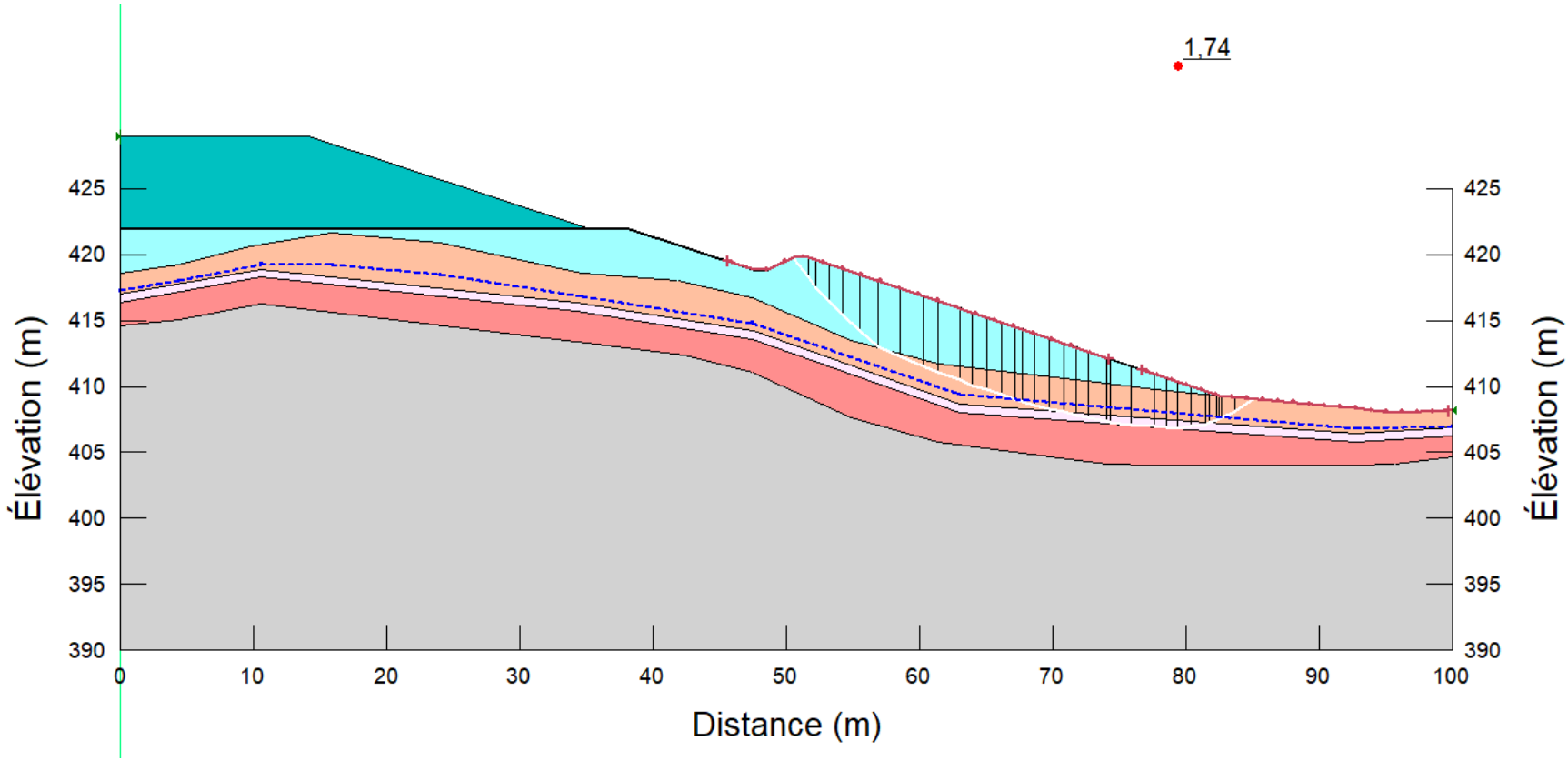
ANNEXE D – Figure 35

| | | |
|---|---|---|
| wsp | Coupe HM1 – Analyse de stabilité<br>Statique – Rupture globale<br>Halde à minerai | Date: 2023-03-23 |



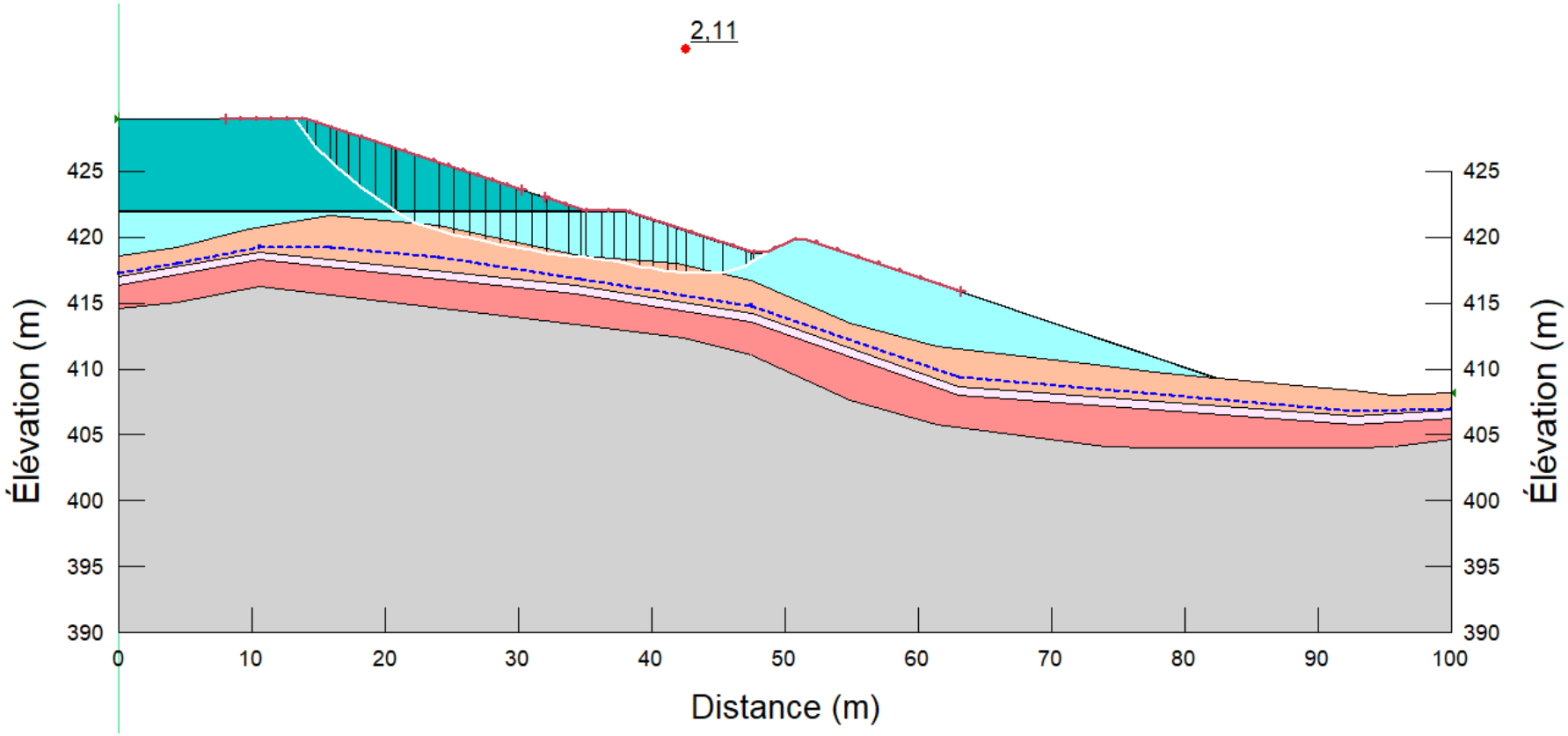

| | |
|---|---|
| Client : Minière Osisko Inc.<br>Projet : Étude de faisabilité – Conception des haldes et des infrastructures de gestion des eaux<br>Localisation : Site minier Windfall, QC | Préparé par : Josy-Anne Douville CPI.<br>Camille Marois CPI.<br>Saleck Khnafer CPI.<br><br>Révisé par : Kristina Bondy, ing., M.ing. |
| Cas de chargement : Statique<br>FS : 1,87 FS requis : 1,50 | No. Projet : 201-11330-08<br>ANNEXE D – Figure 36 |

| | | |
|---|---|---|
| wsp | Coupe HM1 – Analyse de stabilité<br>Statique – Rupture locale - Remblai de fondation<br>Halde à minerai | Date: 2023-03-23 |



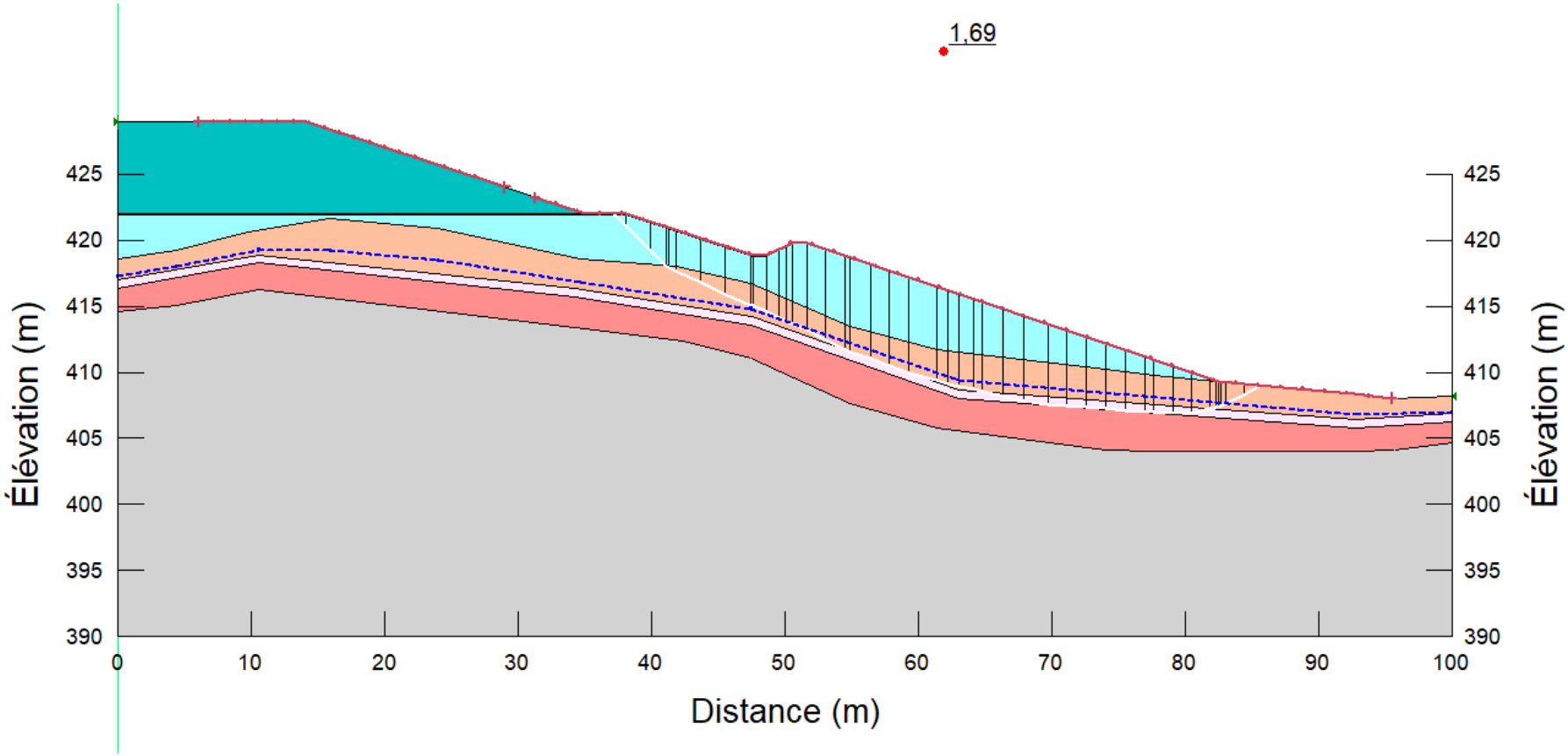

| | |
|---|---|
| Client : Minière Osisko Inc.<br>Projet : Étude de faisabilité – Conception des haldes et des infrastructures de gestion des eaux<br>Localisation : Site minier Windfall, QC | Préparé par : Josy-Anne Douville CPI.<br>Camille Marois CPI.<br>Saleck Khnafer CPI.<br><br>Révisé par : Kristina Bondy, ing., M.ing. |
| Cas de chargement : Statique<br>FS : 1,74 FS requis : 1,50 | No. Projet : 201-11330-08<br>ANNEXE D – Figure 37 |

| | | |
|---|---|---|
| wsp | Coupe HM1 – Analyse de stabilité<br>Statique – Rupture locale - Minerai<br>Halde à minerai | Date: 2023-03-23 |




| | |
|---|---|
| Client : Minière Osisko Inc.<br>Projet : Étude de faisabilité – Conception des haldes et des infrastructures de gestion des eaux<br>Localisation : Site minier Windfall, QC | Préparé par : Josy-Anne Douville CPI.<br>Camille Marois CPI.<br>Saleck Khnafer CPI.<br><br>Révisé par : Kristina Bondy, ing., M.ing. |
| Cas de chargement : Statique<br>FS : 2,11 FS requis : 1,50 | No. Projet : 201-11330-08<br>ANNEXE D – Figure 38 |

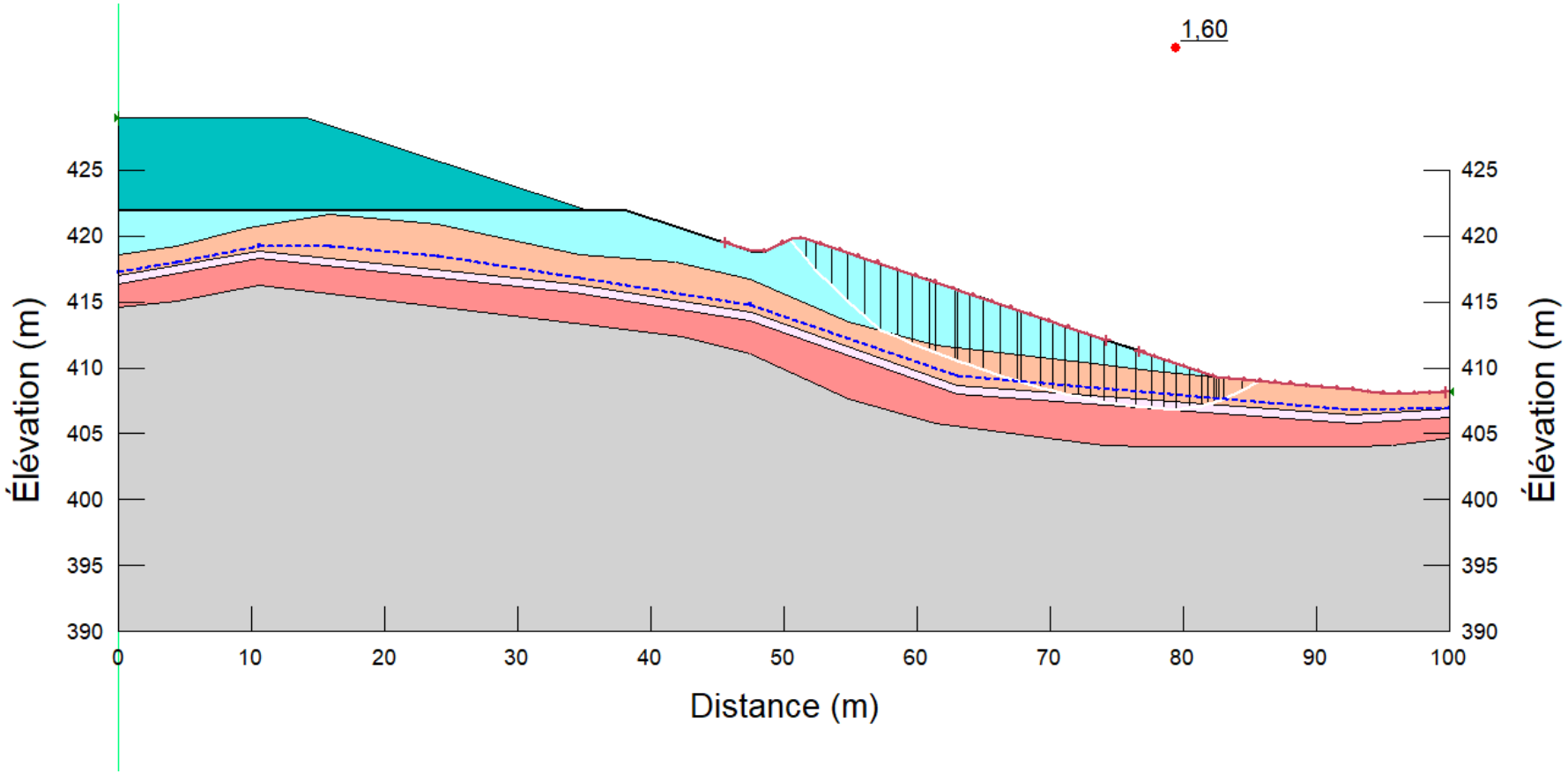
| | | |
|---|---|---|
| wsp | Coupe HM1 – Analyse de stabilité<br>Pseudostatique – Rupture globale<br>Halde à minerai | Date: 2023-03-23 |




| | |
|---|---|
| Client : Minière Osisko Inc.<br>Projet : Étude de faisabilité – Conception des haldes et des infrastructures de gestion des eaux<br>Localisation : Site minier Windfall, QC | Préparé par : Josy-Anne Douville CPI.<br>Camille Marois CPI.<br>Saleck Khnafer CPI.<br><br>Révisé par : Kristina Bondy, ing., M.ing. |
| Cas de chargement : Pseudostatique<br>FS : 1,69 FS requis : 1,10 | No. Projet : 201-11330-08<br>ANNEXE D – Figure 39 |

# Coupe HM1 – Analyse de stabilité
## Pseudostatique – Rupture locale - Remblai de fondation
## Halde à minerai

Date: 2023-03-23




Client : Minière Osisko Inc.

Projet : Étude de faisabilité – Conception des haldes et des infrastructures de gestion des eaux

Localisation : Site minier Windfall, QC

Préparé par : Josy-Anne Douville CPI.
Camille Marois CPI.
Saleck Khnafer CPI.

Révisé par : Kristina Bondy, ing., M.ing.

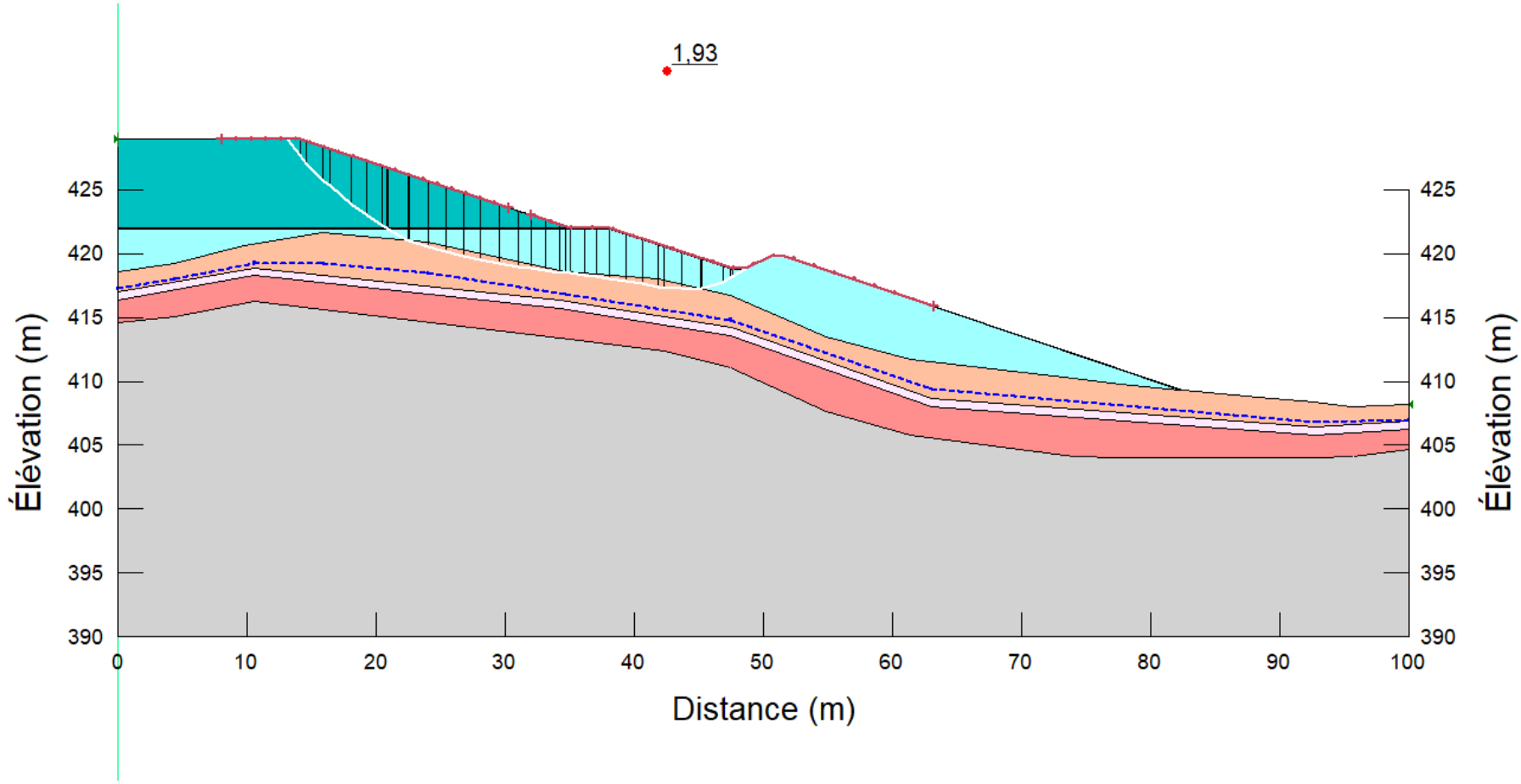
Cas de chargement : Pseudostatique

FS : 1,60 FS requis : 1,10

No. Projet : 201-11330-08

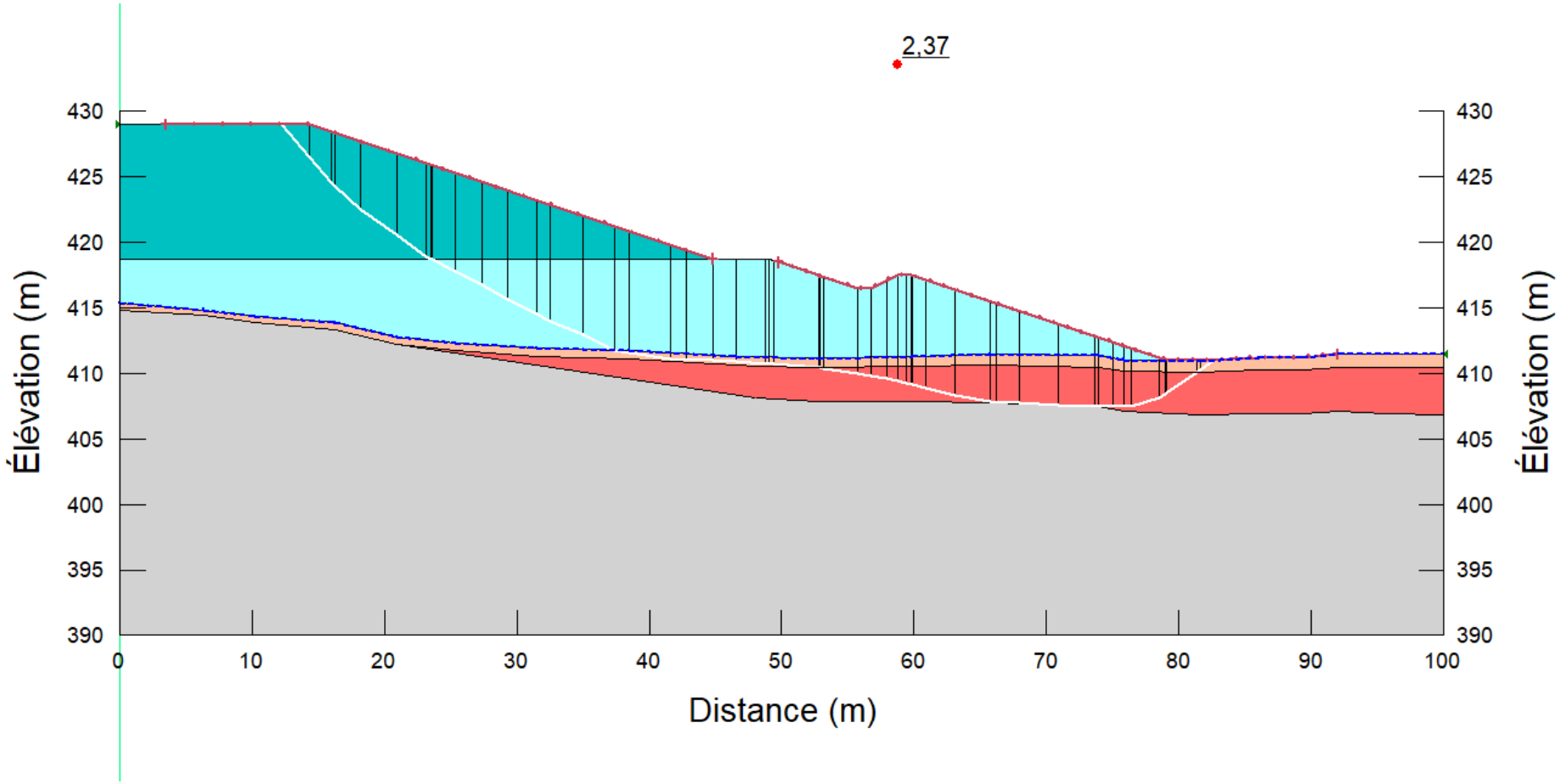
ANNEXE D – Figure 40

| | | |
|---|---|---|
| wsp | Coupe HM1 – Analyse de stabilité<br>Pseudostatique – Rupture locale - Minerai<br>Halde à minerai | Date: 2023-03-23 |




| | |
|---|---|
| Client : Minière Osisko Inc.<br>Projet : Étude de faisabilité – Conception des haldes et des infrastructures de gestion des eaux<br>Localisation : Site minier Windfall, QC | Préparé par : Josy-Anne Douville CPI.<br>Camille Marois CPI.<br>Saleck Khnafer CPI.<br><br>Révisé par : Kristina Bondy, ing., M.ing. |
| Cas de chargement : Pseudostatique<br>FS : 1,93 FS requis : 1,10 | No. Projet : 201-11330-08<br>ANNEXE D – Figure 41 |

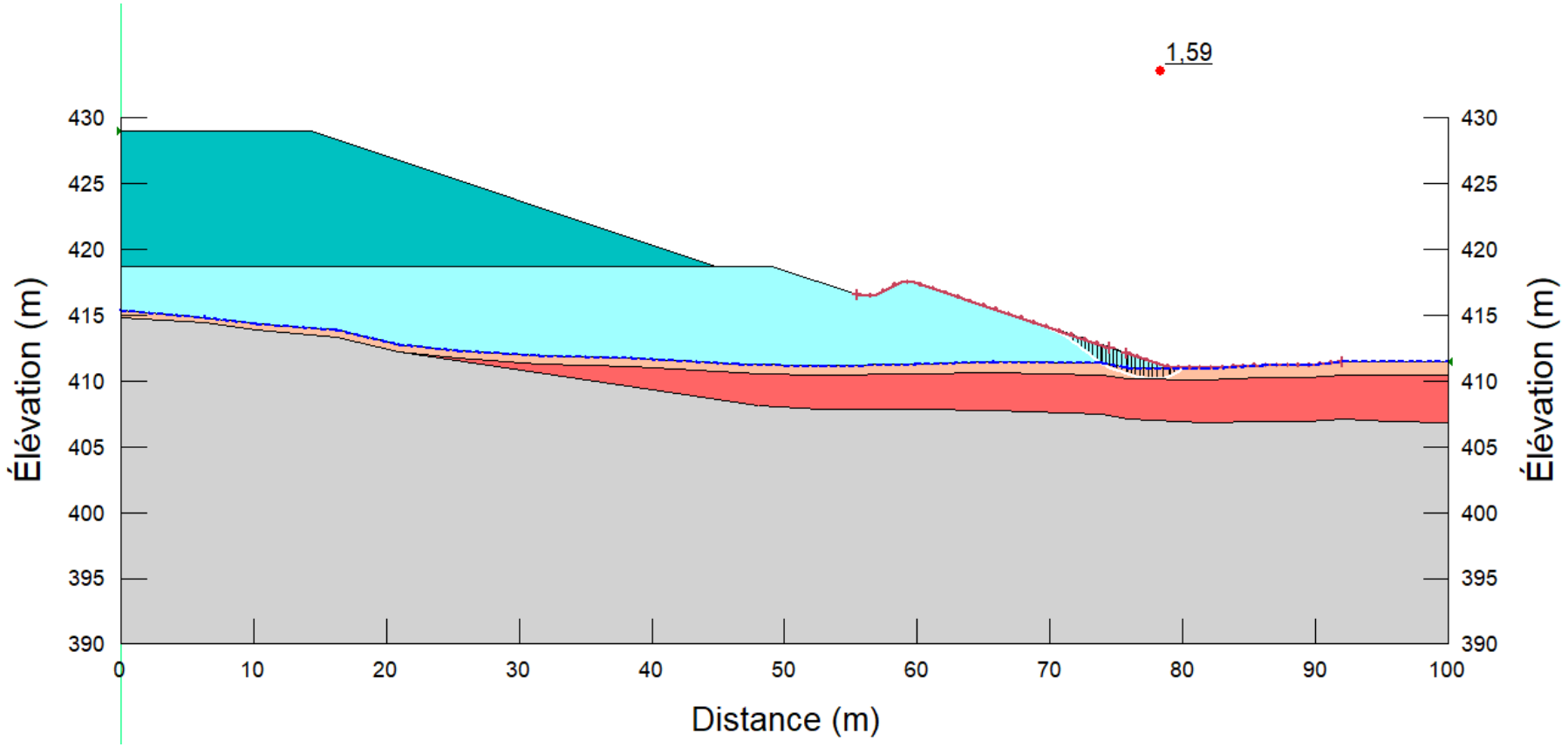
| | | |
|---|---|---|
| wsp | Coupe HM2 – Analyse de stabilité<br>Statique – Rupture globale<br>Halde à minerai | Date: 2023-03-23 |




| | |
|---|---|
| Client : Minière Osisko Inc.<br>Projet : Étude de faisabilité – Conception des haldes et des infrastructures de gestion des eaux<br>Localisation : Site minier Windfall, QC | Préparé par : Josy-Anne Douville CPI.<br>Camille Marois CPI.<br>Saleck Khnafer CPI.<br><br>Révisé par : Kristina Bondy, ing., M.ing. |
| Cas de chargement : Statique<br>FS : 2,37 FS requis : 1,50 | No. Projet : 201-11330-08<br>ANNEXE D – Figure 42 |

# Coupe HM2 – Analyse de stabilité
## Statique – Rupture locale - Remblai de fondation
## Halde à minerai

Date: 2023-03-23




Client : Minière Osisko Inc.

Projet : Étude de faisabilité – Conception des haldes et des infrastructures de gestion des eaux

Localisation : Site minier Windfall, QC

Préparé par : Josy-Anne Douville CPI.
Camille Marois CPI.
Saleck Khnafer CPI.

Révisé par : Kristina Bondy, ing., M.ing.

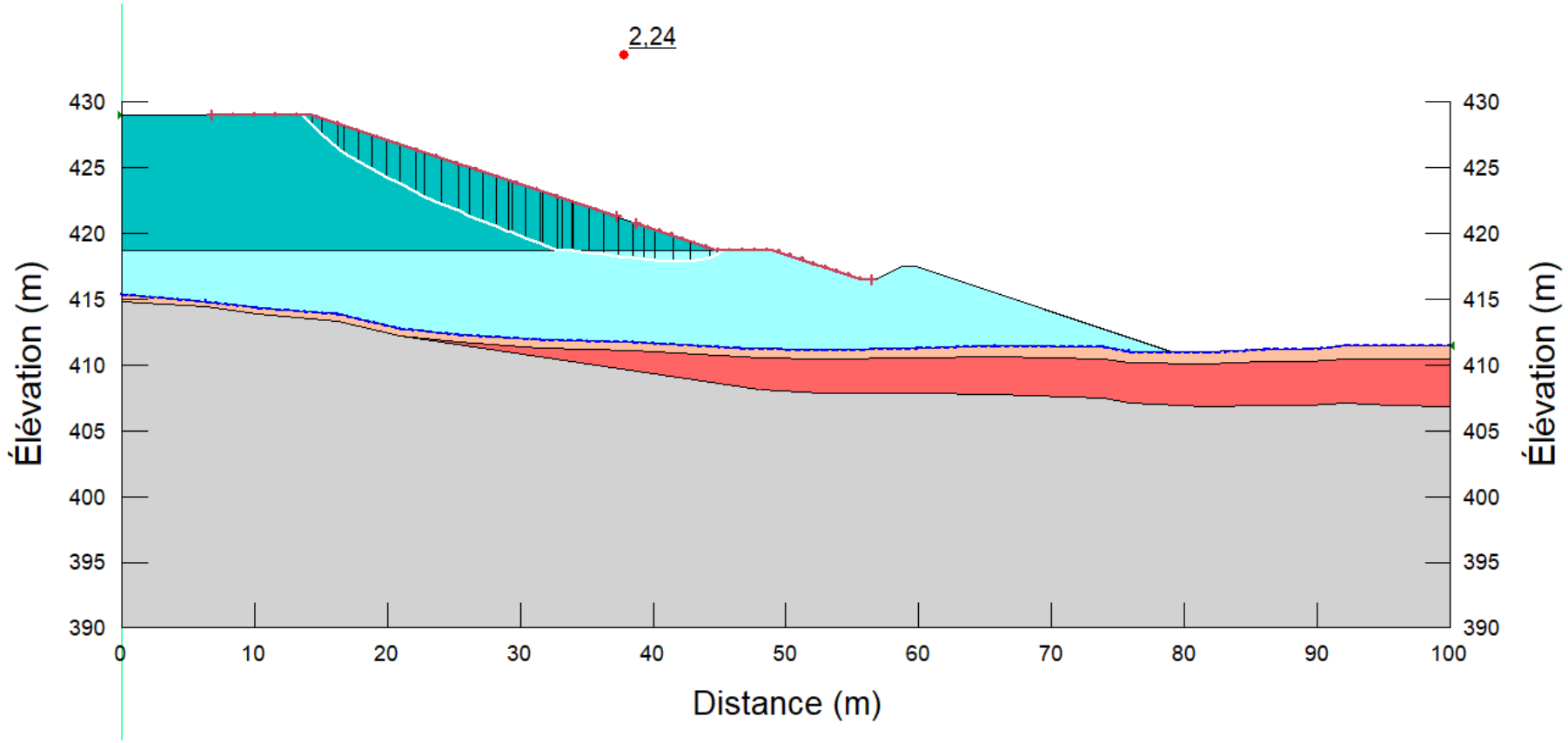
Cas de chargement : Statique

FS : 1,59 FS requis : 1,50

No. Projet : 201-11330-08

ANNEXE D – Figure 43

| | | |
|---|---|---|
| wsp | Coupe HM2 – Analyse de stabilité<br>Statique – Rupture locale - Minerai<br>Halde à minerai | Date: 2023-03-23 |




Client : Minière Osisko Inc.

Projet : Étude de faisabilité – Conception des haldes et des infrastructures de gestion des eaux

Localisation : Site minier Windfall, QC

Préparé par : Josy-Anne Douville CPI.
Camille Marois CPI.
Saleck Khnafer CPI.

Révisé par : Kristina Bondy, ing., M.ing.

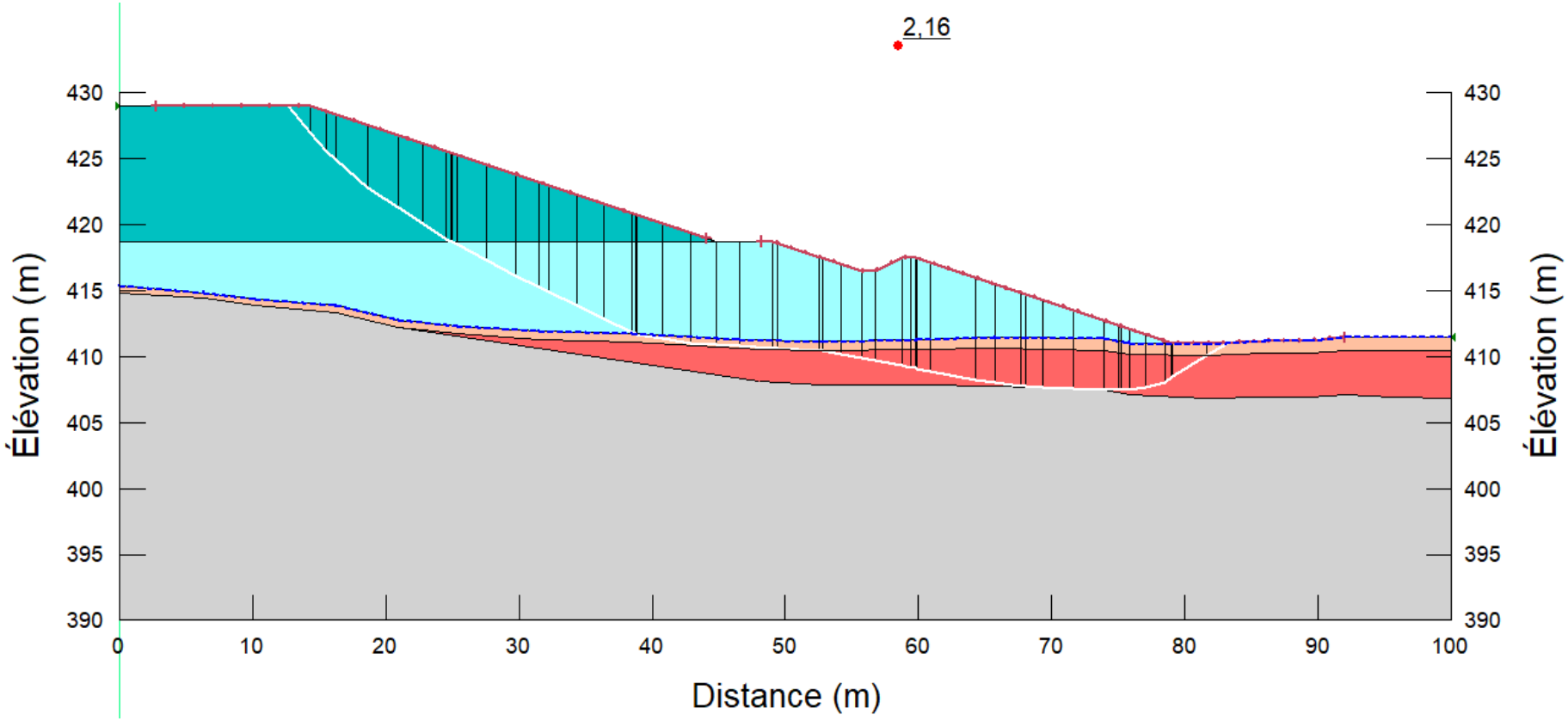
Cas de chargement : Statique

FS : 2,24 FS requis : 1,20

No. Projet : 201-11330-08

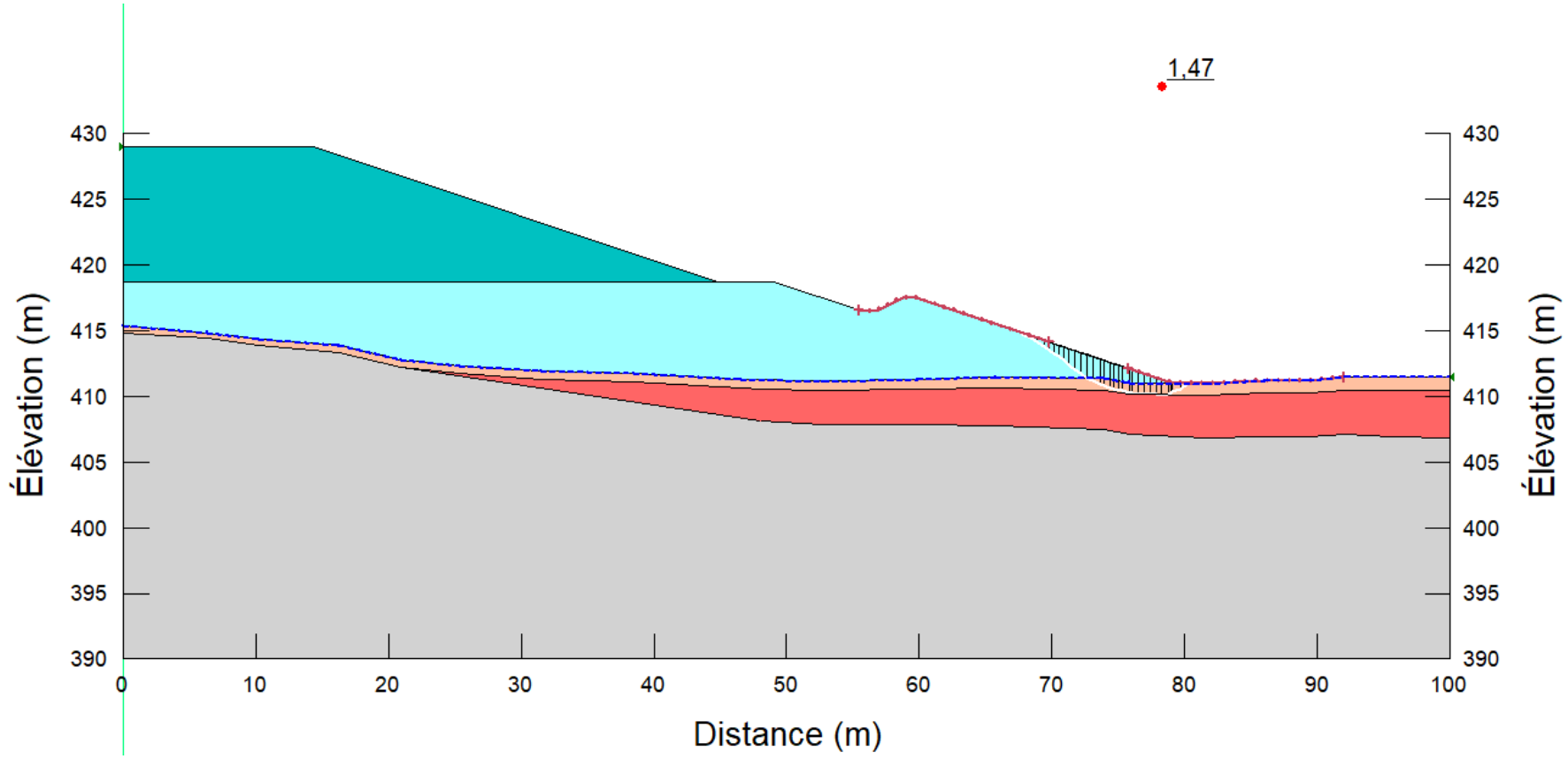
ANNEXE D – Figure 44

| | | |
|---|---|---|
| wsp | Coupe HM2 – Analyse de stabilité<br>Pseudostatique – Rupture globale<br>Halde à minerai | Date: 2023-03-23 |



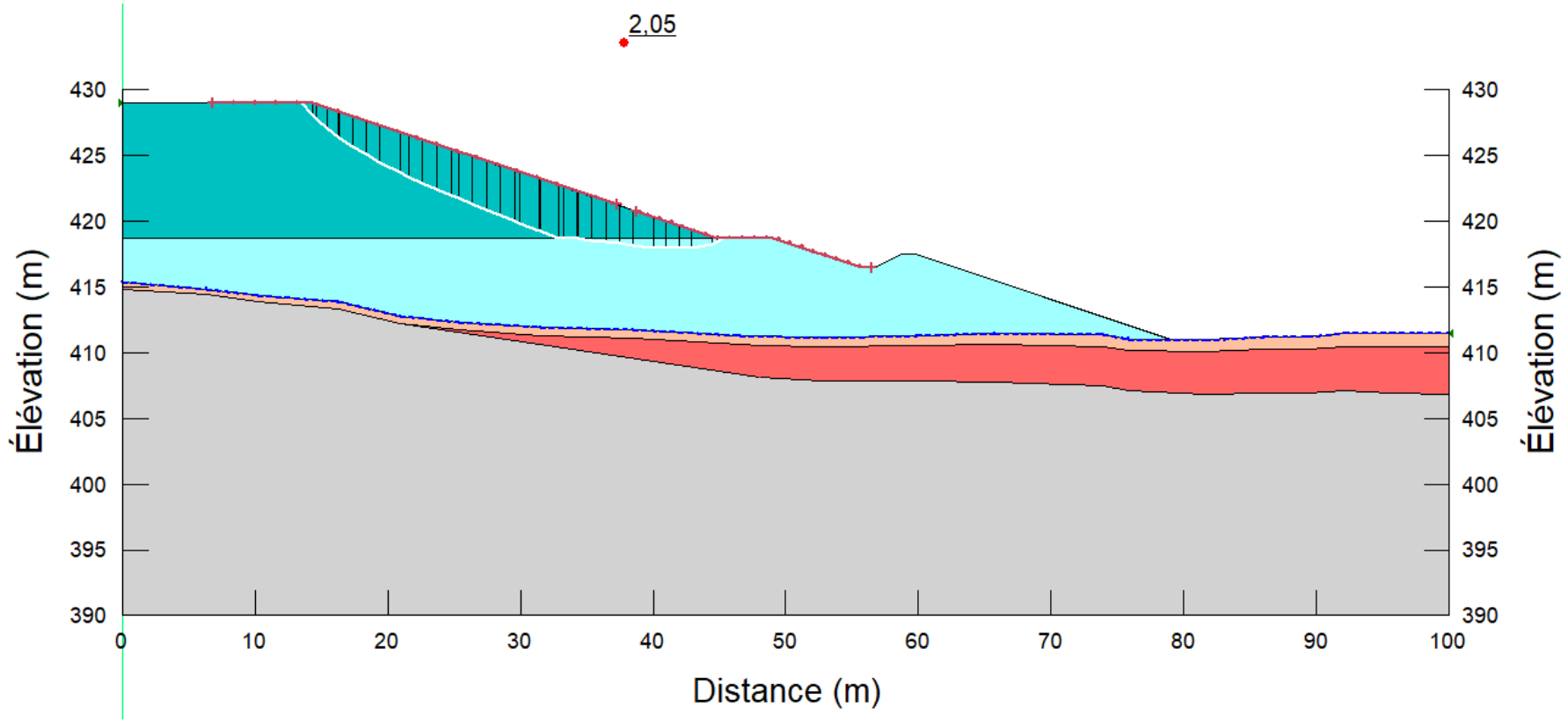

| | |
|---|---|
| Client : Minière Osisko Inc.<br>Projet : Étude de faisabilité – Conception des haldes et des infrastructures de gestion des eaux<br>Localisation : Site minier Windfall, QC | Préparé par : Josy-Anne Douville CPI.<br>Camille Marois CPI.<br>Saleck Khnafer CPI.<br><br>Révisé par : Kristina Bondy, ing., M.ing. |
| Cas de chargement : Pseudostatique<br>FS : 2,16 FS requis : 1,10 | No. Projet : 201-11330-08<br>ANNEXE D – Figure 45 |

| | | |
|---|---|---|
| wsp | Coupe HM2 – Analyse de stabilité<br>Pseudostatique – Rupture locale - Remblai de fondation<br>Halde à minerai | Date: 2023-03-23 |



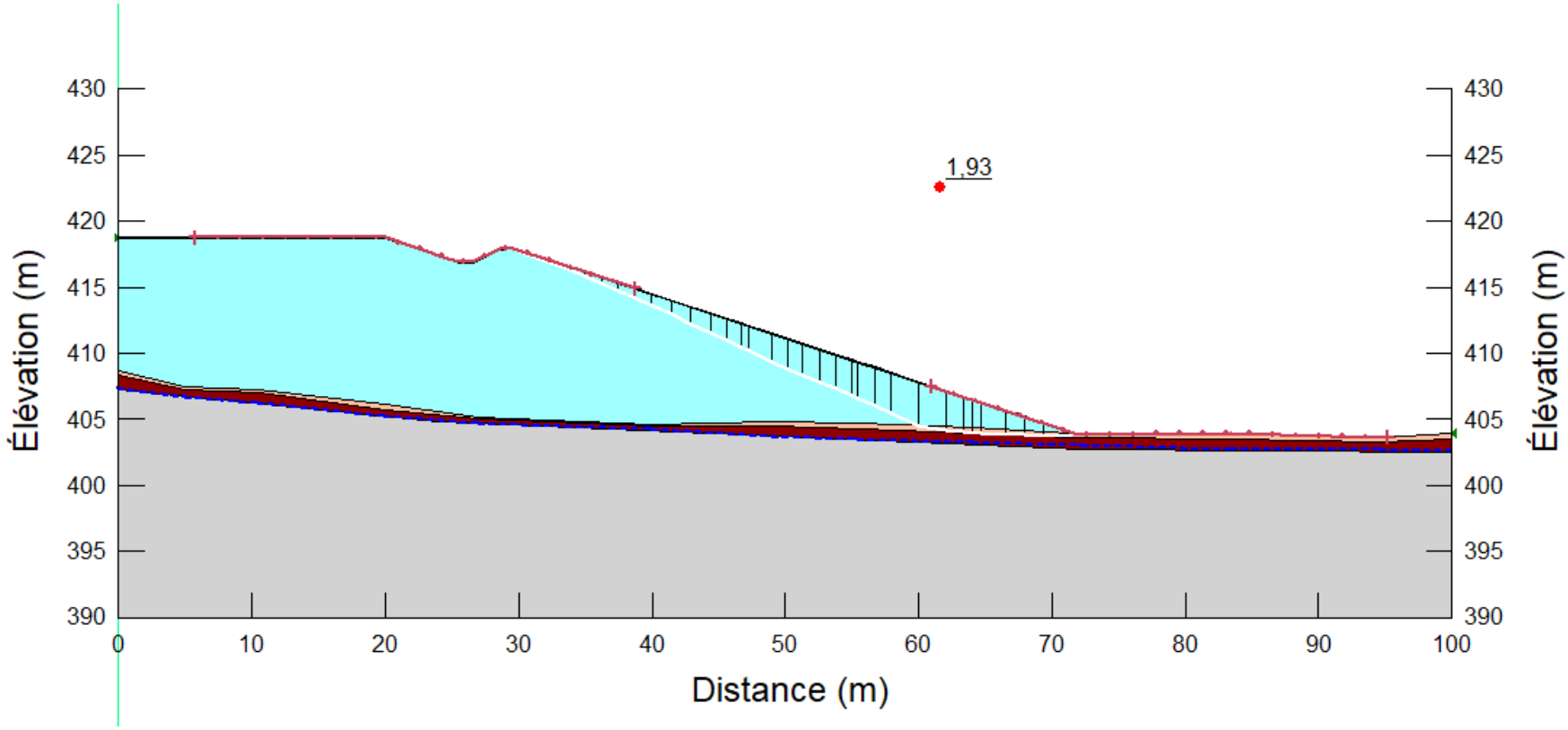

| | |
|---|---|
| Client : Minière Osisko Inc.<br>Projet : Étude de faisabilité – Conception des haldes et des infrastructures de gestion des eaux<br>Localisation : Site minier Windfall, QC | Préparé par : Josy-Anne Douville CPI.<br>Camille Marois CPI.<br>Saleck Khnafer CPI.<br><br>Révisé par : Kristina Bondy, ing., M.ing. |
| Cas de chargement : Pseudostatique<br>FS : 1,47 FS requis : 1,10 | No. Projet : 201-11330-08<br>ANNEXE D – Figure 46 |

| | | |
|---|---|---|
| wsp | Coupe HM2 – Analyse de stabilité<br>Pseudostatique – Rupture locale - Minerai<br>Halde à minerai | Date: 2023-03-23 |



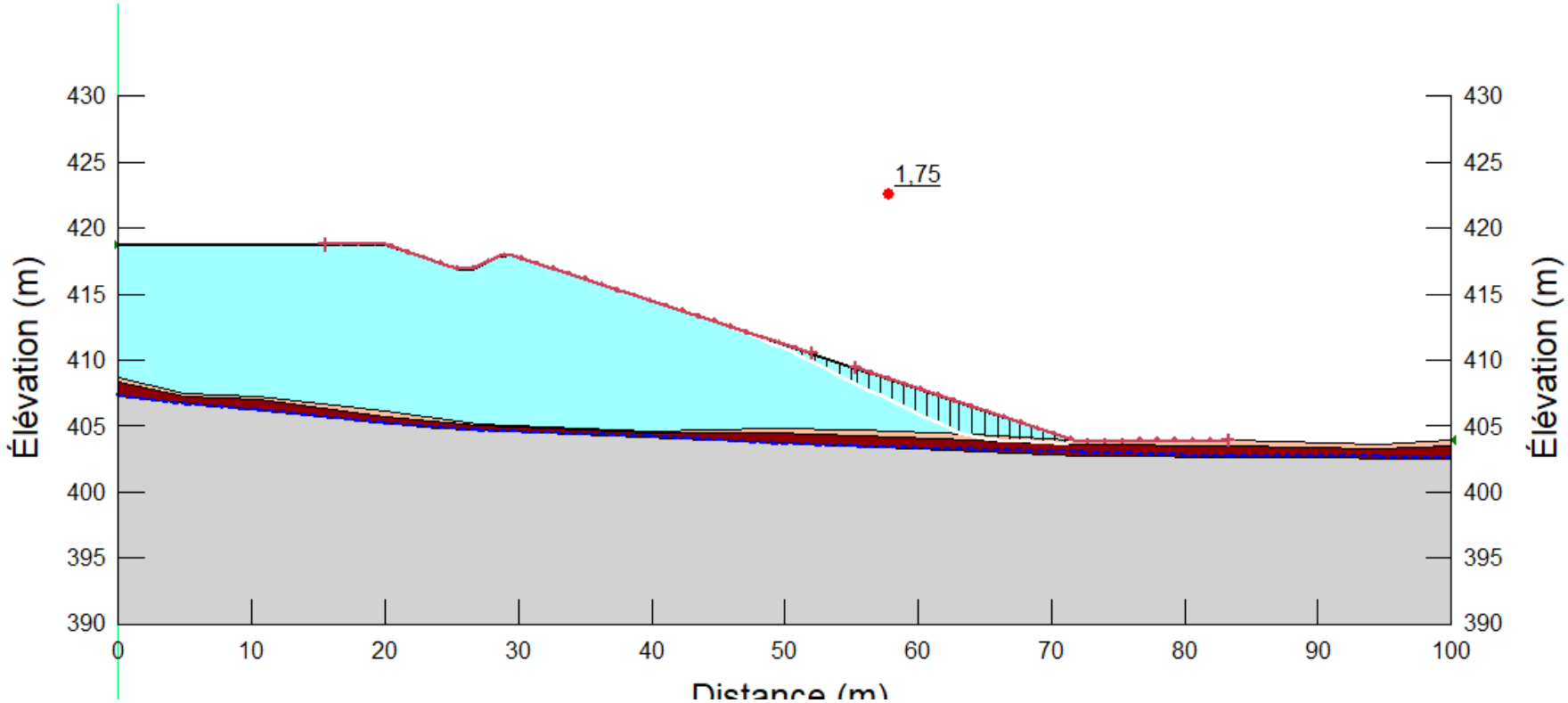

| | |
|---|---|
| Client : Minière Osisko Inc.<br>Projet : Étude de faisabilité – Conception des haldes et des infrastructures de gestion des eaux<br>Localisation : Site minier Windfall, QC | Préparé par : Josy-Anne Douville CPI.<br>Camille Marois CPI.<br>Saleck Khnafer CPI.<br><br>Révisé par : Kristina Bondy, ing., M.ing. |
| Cas de chargement : Pseudostatique<br>FS : 2,05 FS requis : 1,10 | No. Projet : 201-11330-08<br>ANNEXE D – Figure 47 |

| | | |
|---|---|---|
| wsp | Coupe HM3 – Analyse de stabilité<br>Statique – Rupture globale<br>Halde à minerai | Date: 2023-03-23 |




| | |
|---|---|
| Client : Minière Osisko Inc.<br>Projet : Étude de faisabilité – Conception des haldes et des infrastructures de gestion des eaux<br>Localisation : Site minier Windfall, QC | Préparé par : Josy-Anne Douville CPI.<br>Camille Marois CPI.<br>Saleck Khnafer CPI.<br><br>Révisé par : Kristina Bondy, ing., M.ing. |
| Cas de chargement : Statique<br>FS : 1,93 FS requis : 1,50 | No. Projet : 201-11330-08<br>ANNEXE D – Figure 48 |

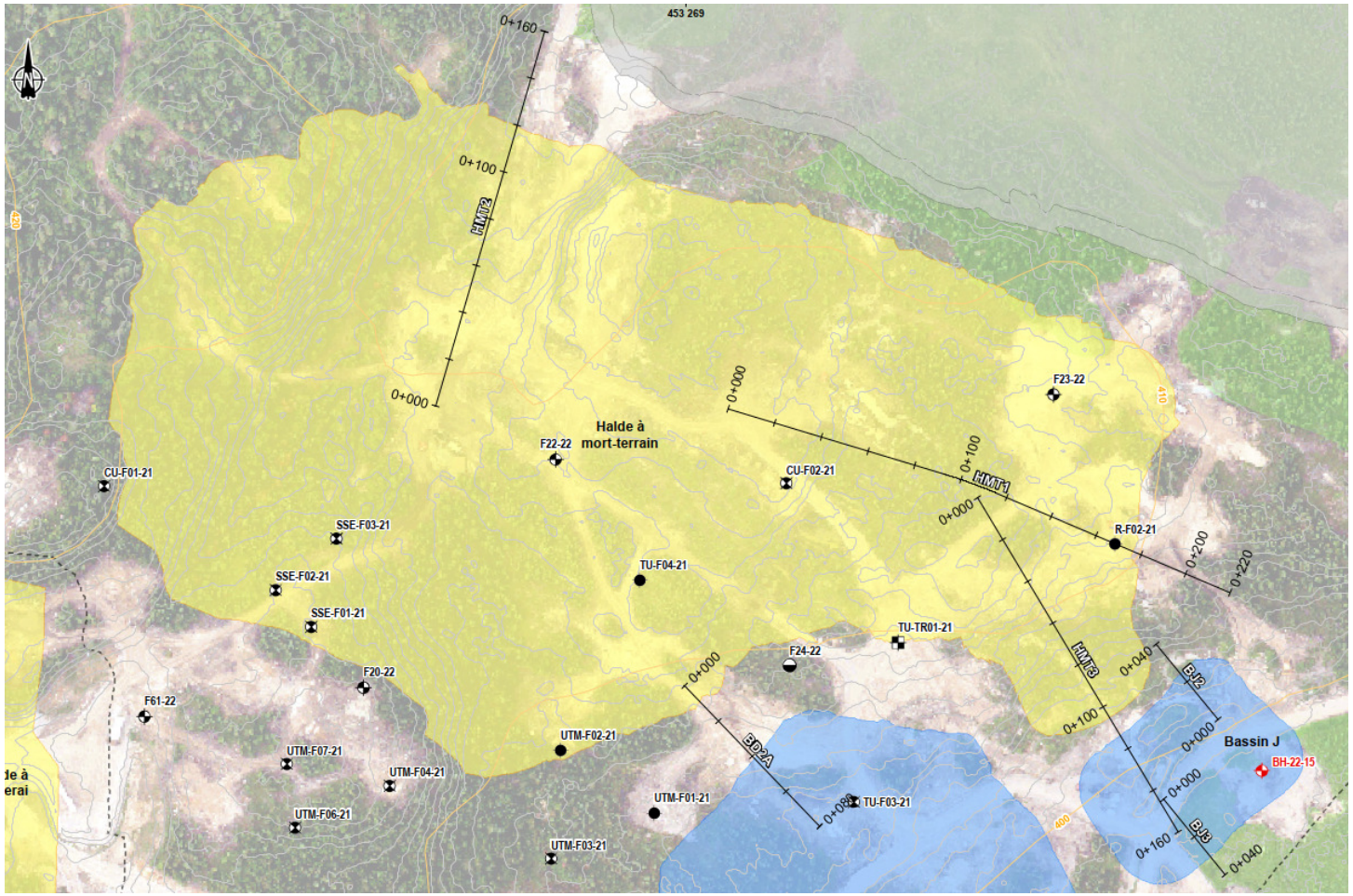
| | | |
|---|---|---|
| wsp | Coupe HM3 – Analyse de stabilité<br>Pseudostatique – Rupture globale<br>Halde à minerai | Date: 2023-03-23 |




| | |
|---|---|
| Client : Minière Osisko Inc.<br>Projet : Étude de faisabilité – Conception des haldes et des infrastructures de gestion des eaux<br>Localisation : Site minier Windfall, QC | Préparé par : Josy-Anne Douville CPI.<br>Camille Marois CPI.<br>Saleck Khnafer CPI.<br><br>Révisé par : Kristina Bondy, ing., M.ing. |
| Cas de chargement : Pseudostatique<br>FS : 1,75 FS requis : 1,10 | No. Projet : 201-11330-08<br>ANNEXE D – Figure 49 |

# Analyses de stabilité
# Halde à mort-terrain

Date: 2023-03-23




Client : Minière Osisko Inc.

Projet : Étude de faisabilité – Conception des haldes et des infrastructures de gestion des eaux

Localisation : Site minier Windfall, QC

Préparé par : Josy-Anne Douville CPI.
Camille Marois CPI.
Saleck Khnafer CPI.

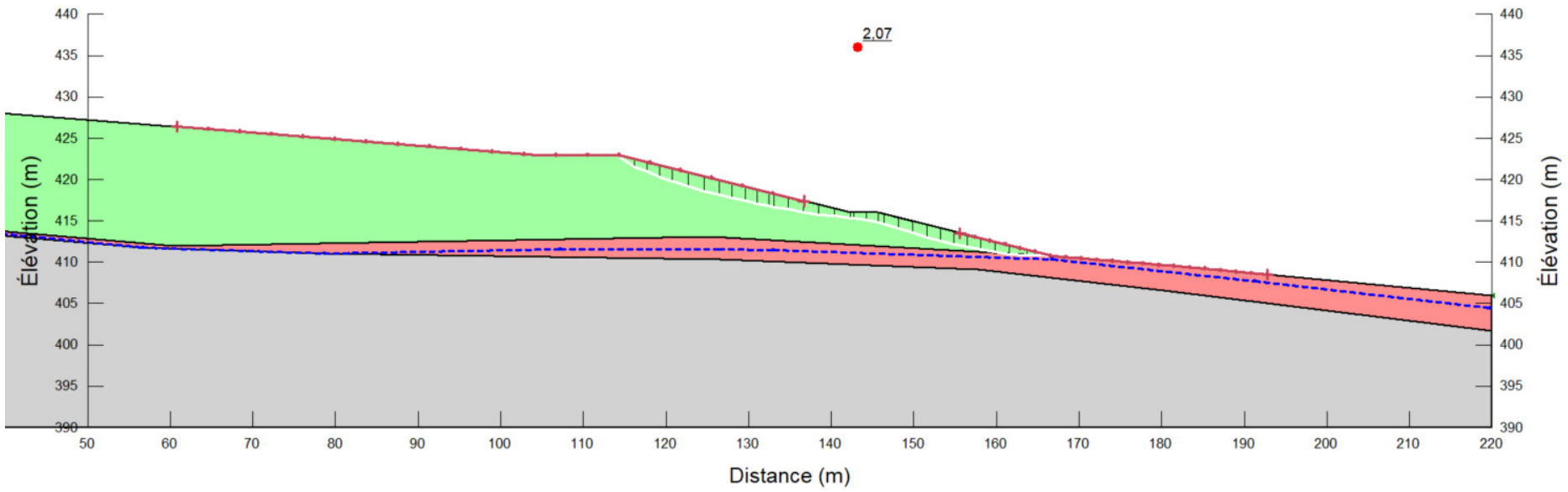
Révisé par : Kristina Bondy, ing., M.ing.

Emplacement des coupes analysées de la halde à mort-terrain

No. Projet : 201-11330-08

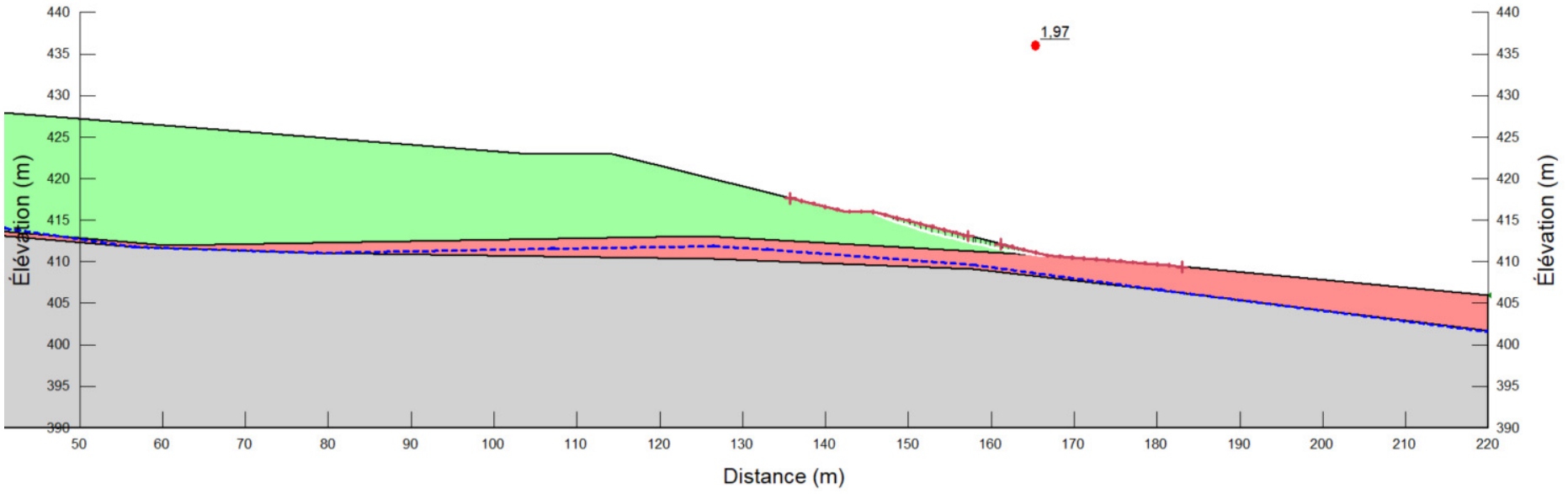
ANNEXE D – Figure 50

| | | |
|---|---|---|
| wsp | Coupe HMT1 – Analyse de stabilité<br>Statique – Rupture globale<br>Halde à mort-terrain | Date: 2023-03-23 |



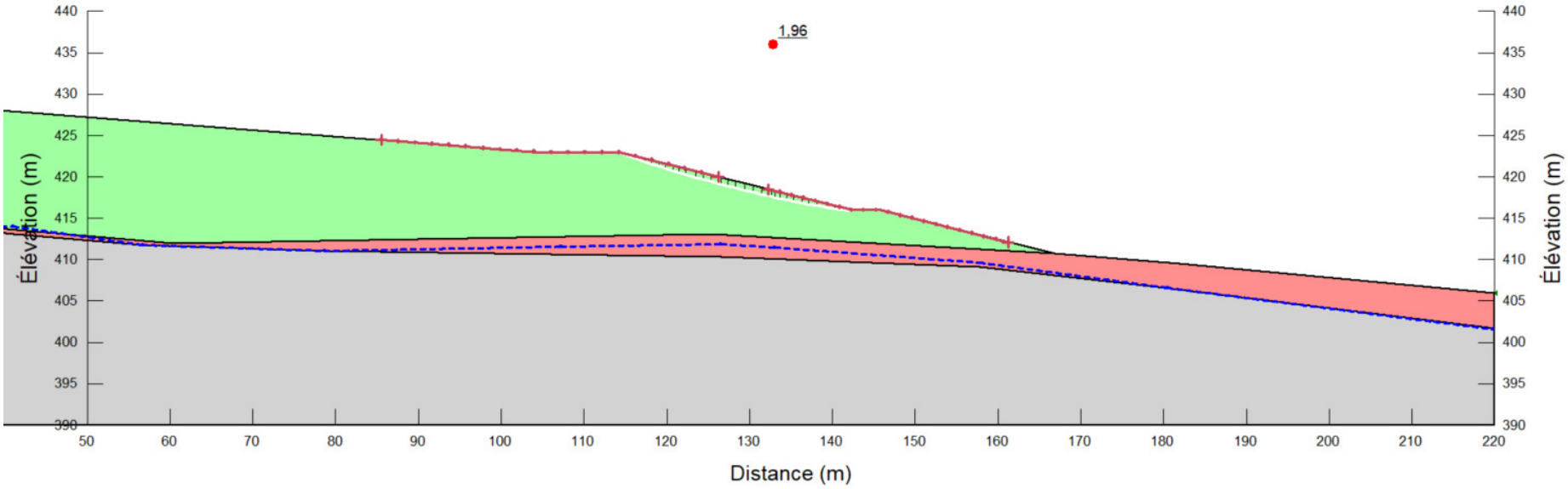

| | |
|---|---|
| Client : Minière Osisko Inc.<br>Projet : Étude de faisabilité – Conception des haldes et des infrastructures de gestion des eaux<br>Localisation : Site minier Windfall, QC | Préparé par : Josy-Anne Douville CPI.<br>Camille Marois CPI.<br>Saleck Khnafer CPI.<br><br>Révisé par : Kristina Bondy, ing., M.ing. |
| Cas de chargement : Statique<br>FS : 2,07 FS requis : 1,50 | No. Projet : 201-11330-08<br>ANNEXE D – Figure 51 |

| | | |
|---|---|---|
| wsp | Coupe HMT1 – Analyse de stabilité<br>Statique – Rupture locale - Sol de fondation<br>Halde à mort-terrain | Date: 2023-03-23 |



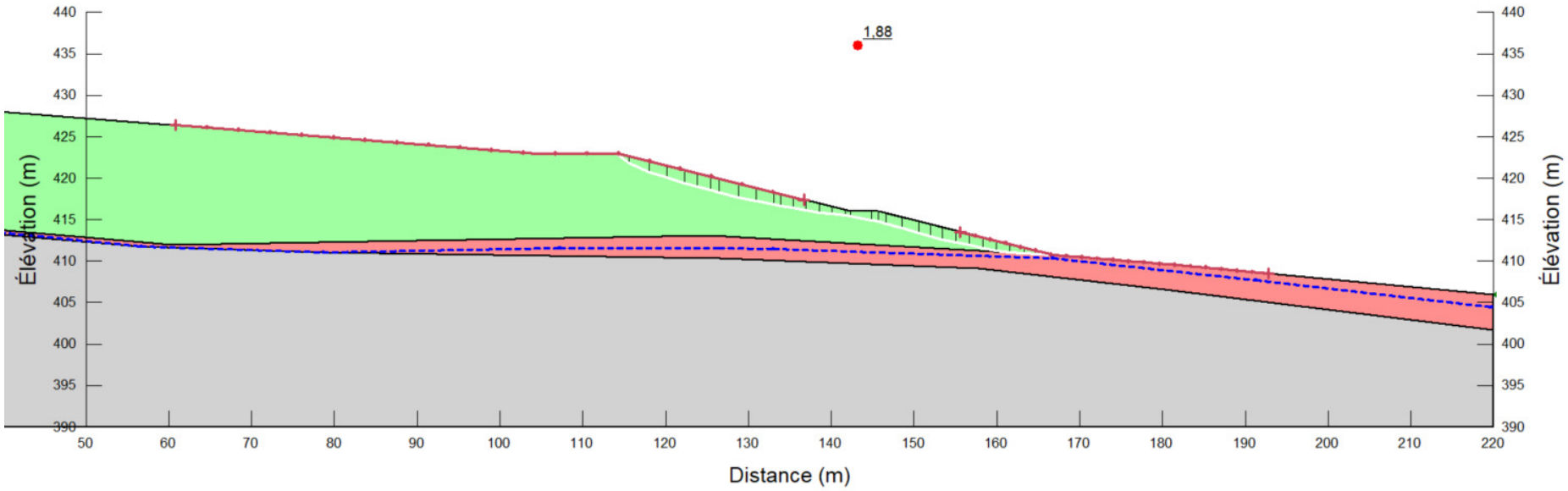

| | |
|---|---|
| Client : Minière Osisko Inc.<br>Projet : Étude de faisabilité – Conception des haldes et des infrastructures de gestion des eaux<br>Localisation : Site minier Windfall, QC | Préparé par : Josy-Anne Douville CPI.<br>Camille Marois CPI.<br>Saleck Khnafer CPI.<br><br>Révisé par : Kristina Bondy, ing., M.ing. |
| Cas de chargement : Statique<br>FS : 1,97 FS requis : 1,50 | No. Projet : 201-11330-08<br>ANNEXE D – Figure 52 |

| | | |
|---|---|---|
| wsp | Coupe HMT1 – Analyse de stabilité<br>Statique – Rupture locale - Mort-terrain<br>Halde à mort-terrain | Date: 2023-03-23 |



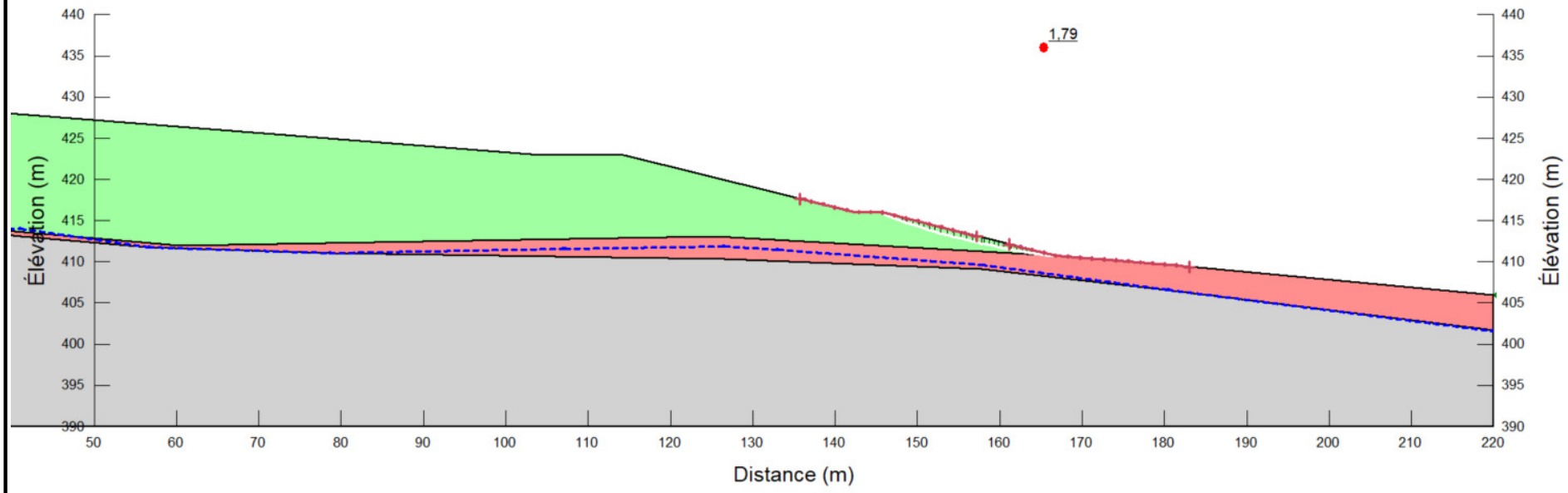

| | |
|---|---|
| Client : Minière Osisko Inc.<br>Projet : Étude de faisabilité – Conception des haldes et des infrastructures de gestion des eaux<br>Localisation : Site minier Windfall, QC | Préparé par : Josy-Anne Douville CPI.<br>Camille Marois CPI.<br>Saleck Khnafer CPI.<br><br>Révisé par : Kristina Bondy, ing., M.ing. |
| Cas de chargement : Statique<br>FS : 1,96 FS requis : 1,20 | No. Projet : 201-11330-08<br>ANNEXE D – Figure 53 |

| | | |
|---|---|---|
| wsp | Coupe HMT1 – Analyse de stabilité<br>Pseudostatique – Rupture globale<br>Halde à Mort-terrain | Date: 2023-03-23 |



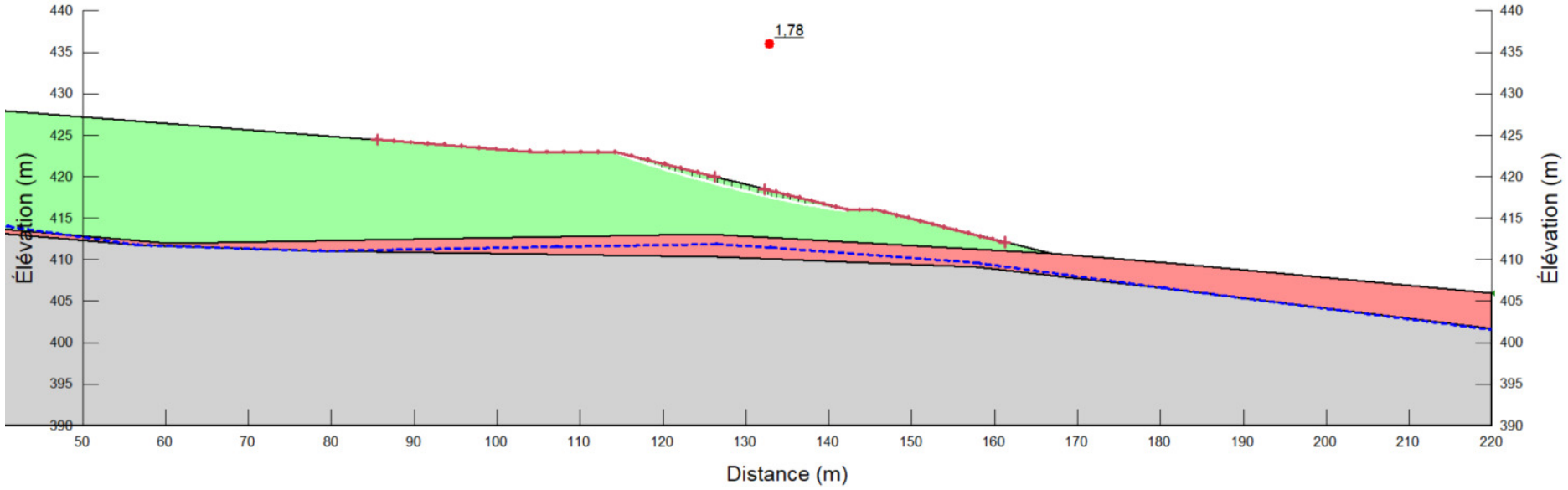

| | |
|---|---|
| Client : Minière Osisko Inc.<br>Projet : Étude de faisabilité – Conception des haldes et des infrastructures de gestion des eaux<br>Localisation : Site minier Windfall, QC | Préparé par : Josy-Anne Douville CPI.<br>Camille Marois CPI.<br>Saleck Khnafer CPI.<br><br>Révisé par : Kristina Bondy, ing., M.ing. |
| Cas de chargement : Pseudostatique<br>FS : 1,88 FS requis : 1,10 | No. Projet : 201-11330-08<br>ANNEXE D – Figure 54 |

| | | |
|---|---|---|
| wsp | Coupe HMT1 – Analyse de stabilité<br>Pseudostatique – Rupture locale - Sol de fondation<br>Halde à mort-terrain | Date: 2023-03-23 |



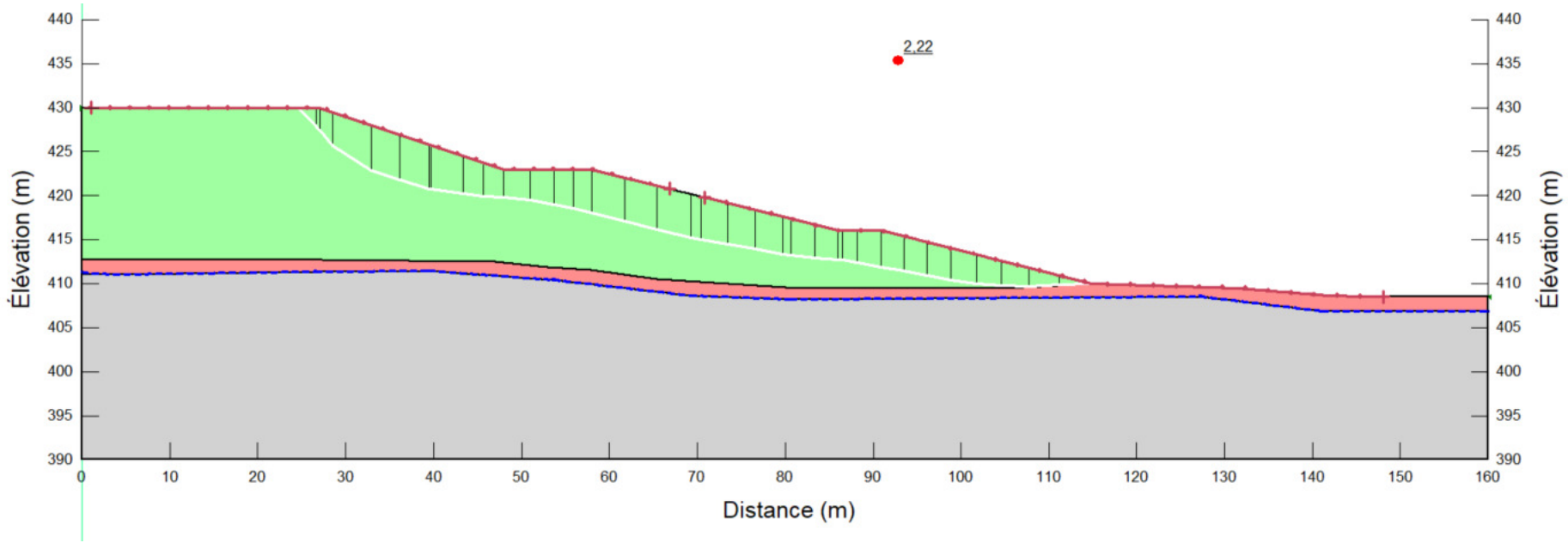

| | |
|---|---|
| Client : Minière Osisko Inc.<br>Projet : Étude de faisabilité – Conception des haldes et des infrastructures de gestion des eaux<br>Localisation : Site minier Windfall, QC | Préparé par : Josy-Anne Douville CPI.<br>Camille Marois CPI.<br>Saleck Khnafer CPI.<br><br>Révisé par : Kristina Bondy, ing., M.ing. |
| Cas de chargement : Pseudostatique<br>FS : 1,79 FS requis : 1,10 | No. Projet : 201-11330-08<br>ANNEXE D – Figure 55 |

| | | |
|---|---|---|
| wsp | Coupe HMT1 – Analyse de stabilité<br>Pseudostatique – Rupture locale - Mort-terrain<br>Halde à mort-terrain | Date: 2023-03-23 |



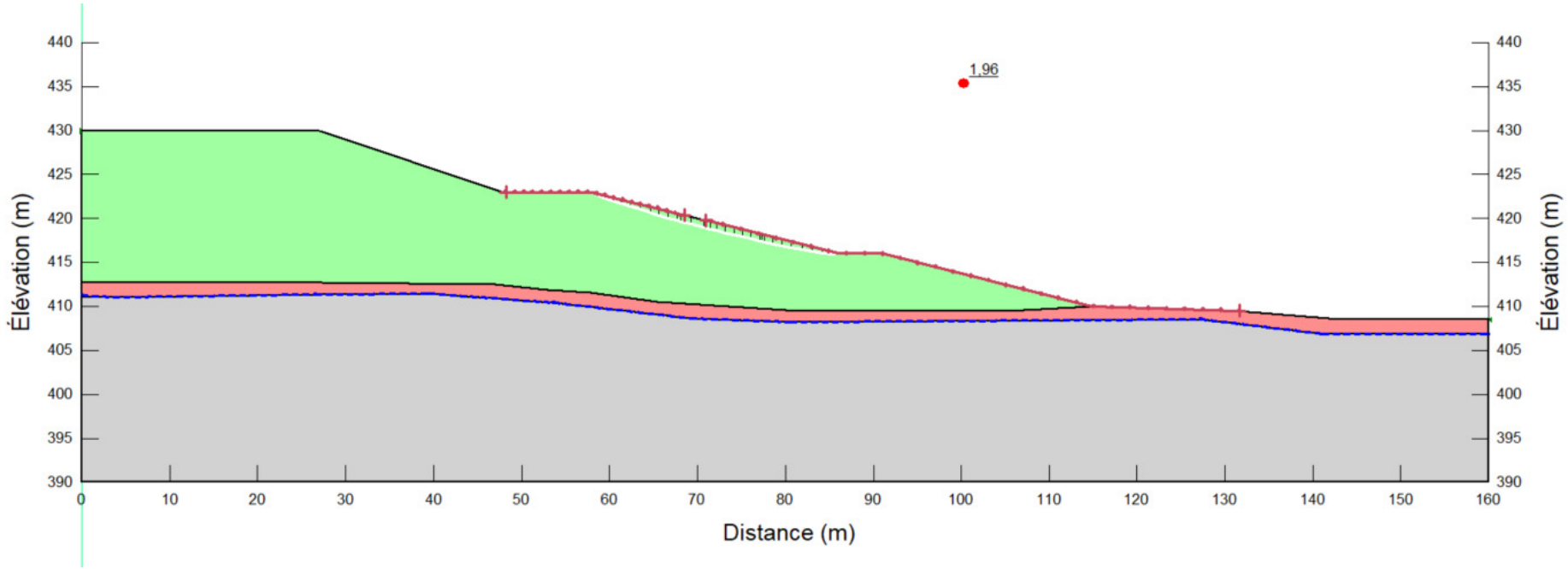

| | |
|---|---|
| Client : Minière Osisko Inc.<br>Projet : Étude de faisabilité – Conception des haldes et des infrastructures de gestion des eaux<br>Localisation : Site minier Windfall, QC | Préparé par : Josy-Anne Douville CPI.<br>Camille Marois CPI.<br>Saleck Khnafer CPI.<br><br>Révisé par : Kristina Bondy, ing., M.ing. |
| Cas de chargement : Pseudostatique<br>FS : 1,78 FS requis : 1,10 | No. Projet : 201-11330-08<br>ANNEXE D – Figure 56 |

| | | |
|---|---|---|
| wsp | Coupe HMT2 – Analyse de stabilité<br>Statique – Rupture globale<br>Halde à mort-terrain | Date: 2023-03-23 |




| | |
|---|---|
| Client : Minière Osisko Inc.<br>Projet : Étude de faisabilité – Conception des haldes et des infrastructures de gestion des eaux<br>Localisation : Site minier Windfall, QC | Préparé par : Josy-Anne Douville CPI.<br>Camille Marois CPI.<br>Saleck Khnafer CPI.<br><br>Révisé par : Kristina Bondy, ing., M.ing. |
| Cas de chargement : Statique<br>FS : 2,22 FS requis : 1,50 | No. Projet : 201-11330-08<br>ANNEXE D – Figure 57 |

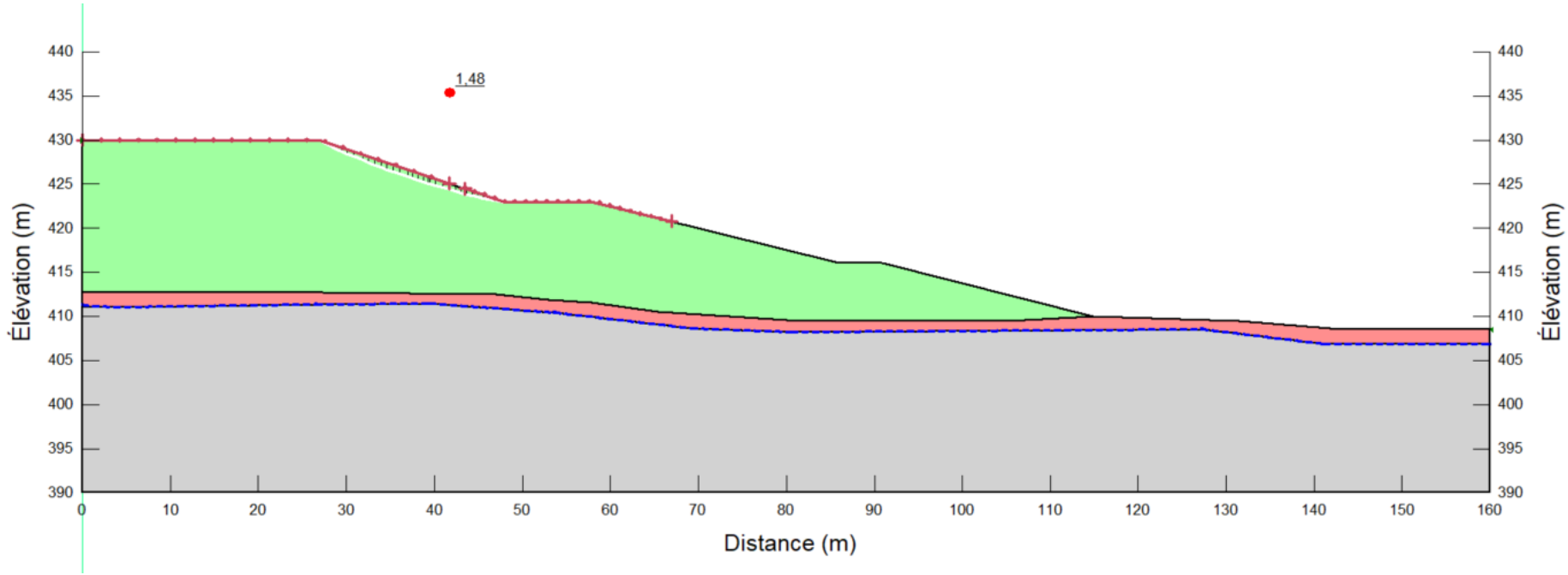
| | | |
|---|---|---|
| wsp | Coupe HMT2 – Analyse de stabilité<br>Statique – Rupture locale - Sol de fondation<br>Halde à mort-terrain | Date: 2023-03-23 |




| | |
|---|---|
| Client : Minière Osisko Inc.<br>Projet : Étude de faisabilité – Conception des haldes et des infrastructures de gestion des eaux<br>Localisation : Site minier Windfall, QC | Préparé par : Josy-Anne Douville CPI.<br>Camille Marois CPI.<br>Saleck Khnafer CPI.<br><br>Révisé par : Kristina Bondy, ing., M.ing. |
| Cas de chargement : Statique<br>FS : 1,96 FS requis : 1,20 | No. Projet : 201-11330-08<br>ANNEXE D – Figure 58 |

# Coupe HMT2 – Analyse de stabilité
## Statique – Rupture locale - Mort-terrain : Haut
## Halde à mort-terrain

Date: 2023-03-23




Client : Minière Osisko Inc.

Projet : Étude de faisabilité – Conception des haldes et des infrastructures de gestion des eaux

Localisation : Site minier Windfall, QC

Préparé par : Josy-Anne Douville CPI.
Camille Marois CPI.
Saleck Khnafer CPI.

Révisé par : Kristina Bondy, ing., M.ing.

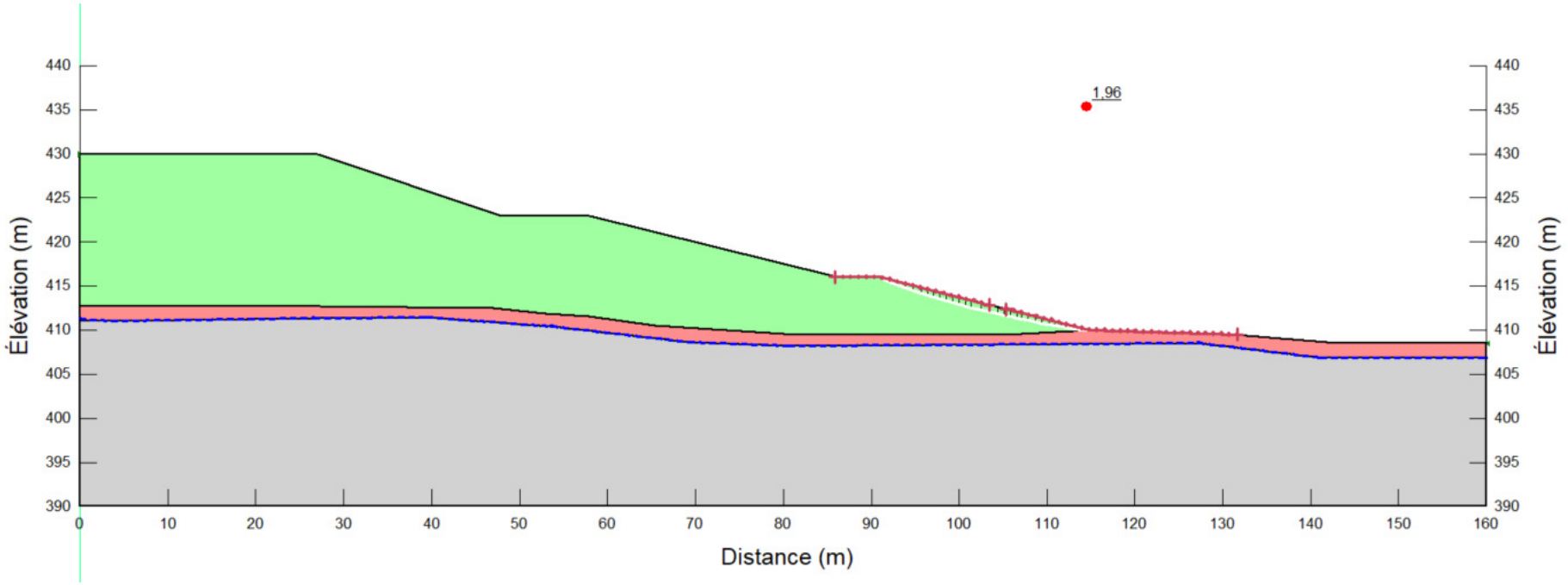
Cas de chargement : Statique

FS : 1,48 FS requis : 1,20

No. Projet : 201-11330-08

ANNEXE D – Figure 59

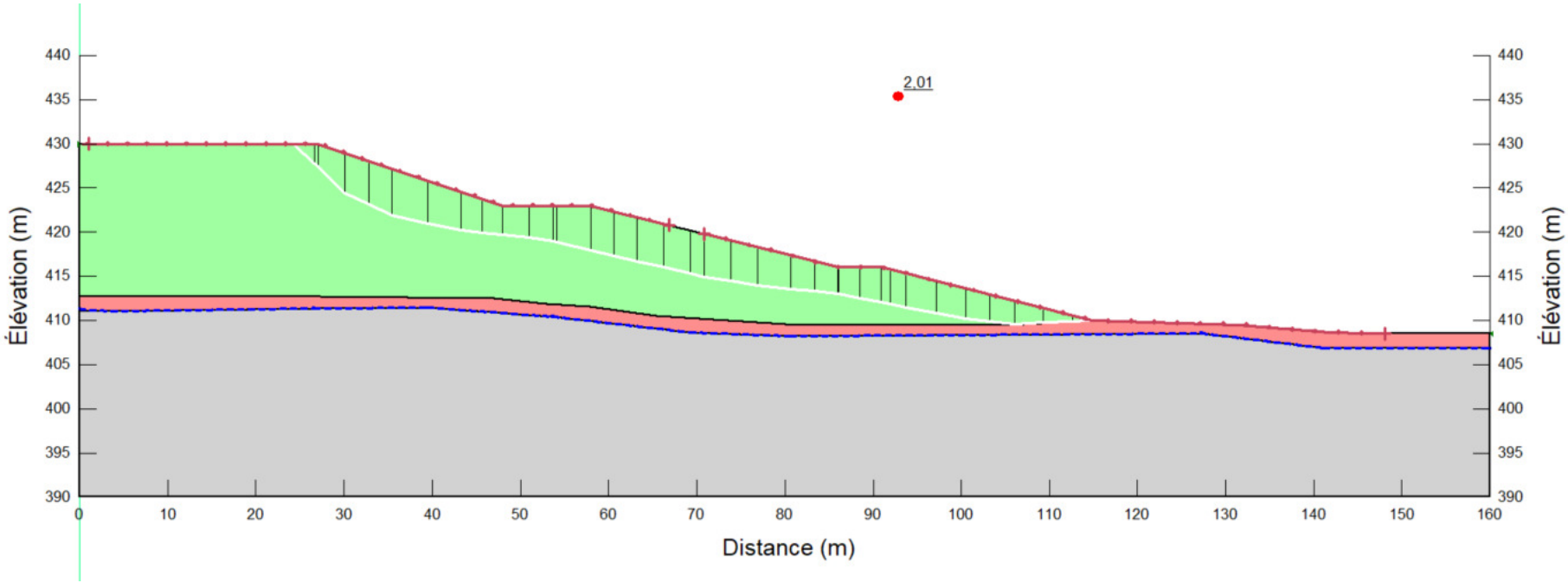
| | | |
|---|---|---|
| wsp | Coupe HMT2 – Analyse de stabilité<br>Statique – Rupture locale - Mort-terrain : Bas<br>Halde à mort-terrain | Date: 2023-03-23 |




| | |
|---|---|
| Client : Minière Osisko Inc.<br>Projet : Étude de faisabilité – Conception des haldes et des infrastructures de gestion des eaux<br>Localisation : Site minier Windfall, QC | Préparé par : Josy-Anne Douville CPI.<br>Camille Marois CPI.<br>Saleck Khnafer CPI.<br><br>Révisé par : Kristina Bondy, ing., M.ing. |
| Cas de chargement : Statique<br>FS : 1,96 FS requis : 1,50 | No. Projet : 201-11330-08<br>ANNEXE D – Figure 60 |

# Coupe HMT2 – Analyse de stabilité
## Pseudostatique – Rupture globale
## Halde à Mort-terrain

Date: 2023-03-23




Client : Minière Osisko Inc.

Projet : Étude de faisabilité – Conception des haldes et des infrastructures de gestion des eaux

Localisation : Site minier Windfall, QC

Préparé par : Josy-Anne Douville CPI.
Camille Marois CPI.
Saleck Khnafer CPI.

Révisé par : Kristina Bondy, ing., M.ing.

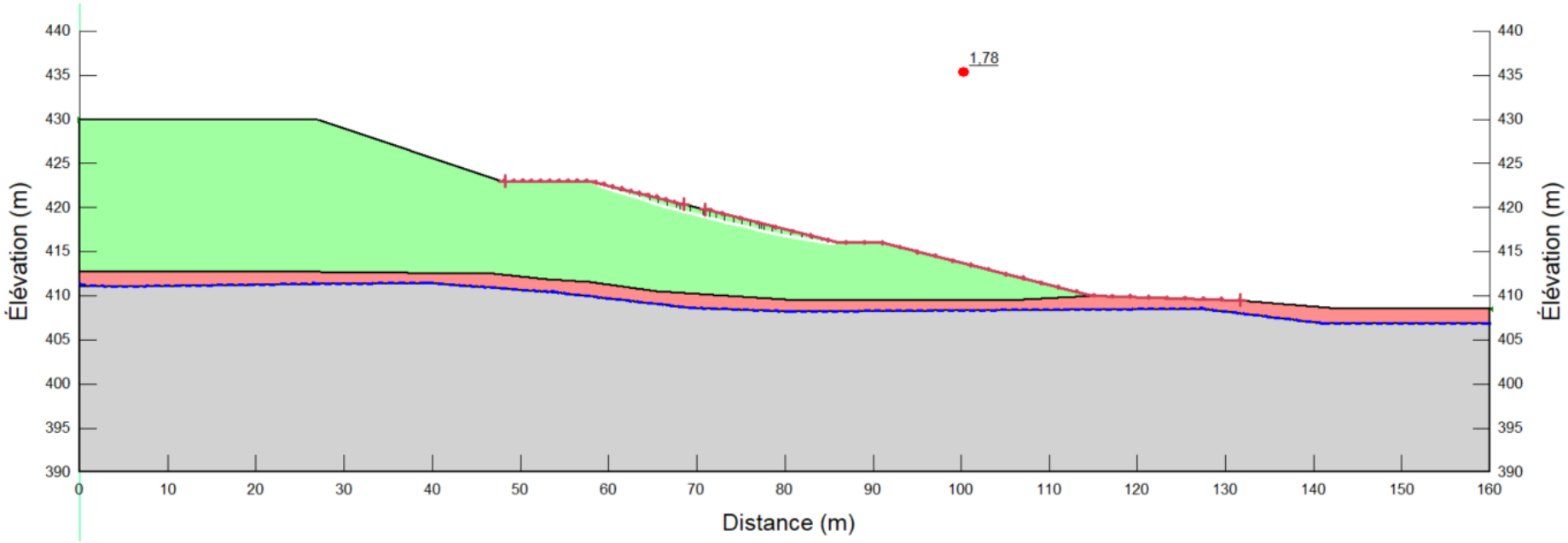
Cas de chargement : Pseudostatique

FS : 2,01 FS requis : 1,10

No. Projet : 201-11330-08

ANNEXE D – Figure 61

| | | |
|---|---|---|
| wsp | Coupe HMT2 – Analyse de stabilité<br>Pseudostatique – Rupture locale - Sol de fondation<br>Halde à mort-terrain | Date: 2023-03-23 |



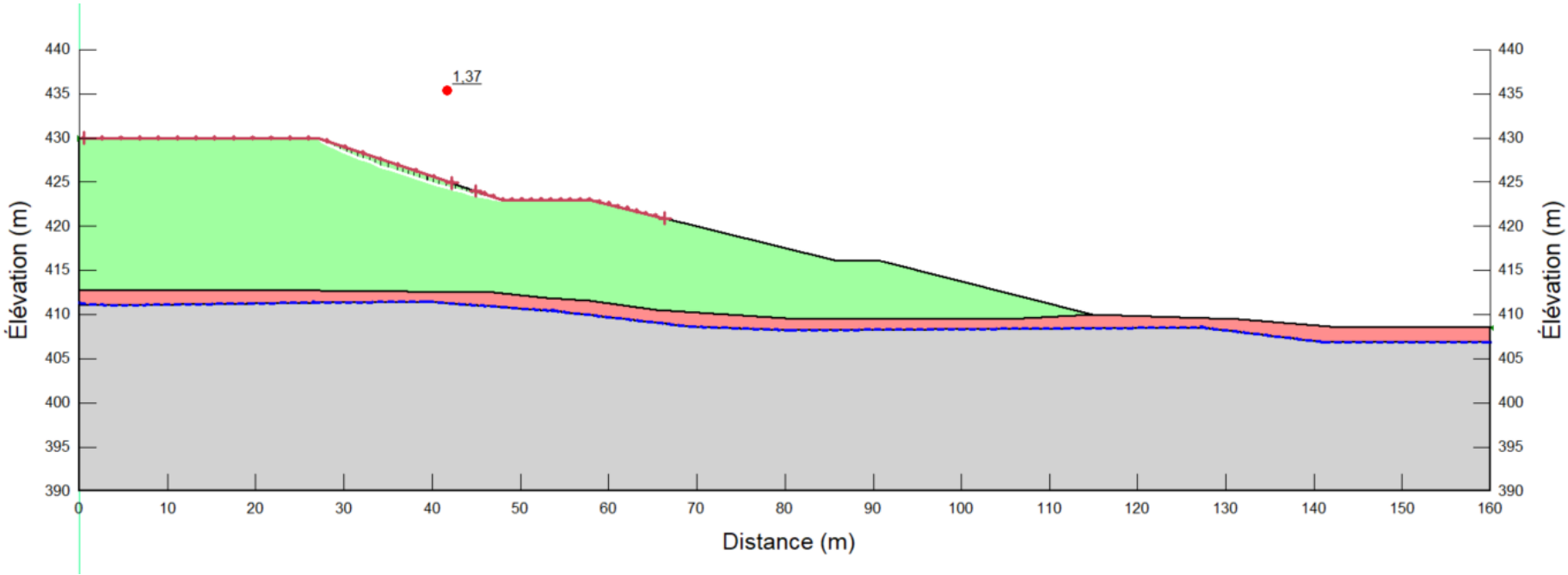

| | |
|---|---|
| Client : Minière Osisko Inc.<br>Projet : Étude de faisabilité – Conception des haldes et des infrastructures de gestion des eaux<br>Localisation : Site minier Windfall, QC | Préparé par : Josy-Anne Douville CPI.<br>Camille Marois CPI.<br>Saleck Khnafer CPI.<br><br>Révisé par : Kristina Bondy, ing., M.ing. |
| Cas de chargement : Pseudostatique<br>FS : 1,78 FS requis : 1,10 | No. Projet : 201-11330-08<br>ANNEXE D – Figure 62 |

# Coupe HMT2 – Analyse de stabilité

Pseudostatique – Rupture locale - Mort-terrain : Haut

Halde à mort-terrain

Date: 2023-03-23




Client : Minière Osisko Inc.

Projet : Étude de faisabilité – Conception des haldes et des infrastructures de gestion des eaux

Localisation : Site minier Windfall, QC

Préparé par : Josy-Anne Douville CPI.
Camille Marois CPI.
Saleck Khnafer CPI.

Révisé par : Kristina Bondy, ing., M.ing.

Cas de chargement : Pseudostatique

FS : 1,37 FS requis : 1,10

No. Projet : 201-11330-08

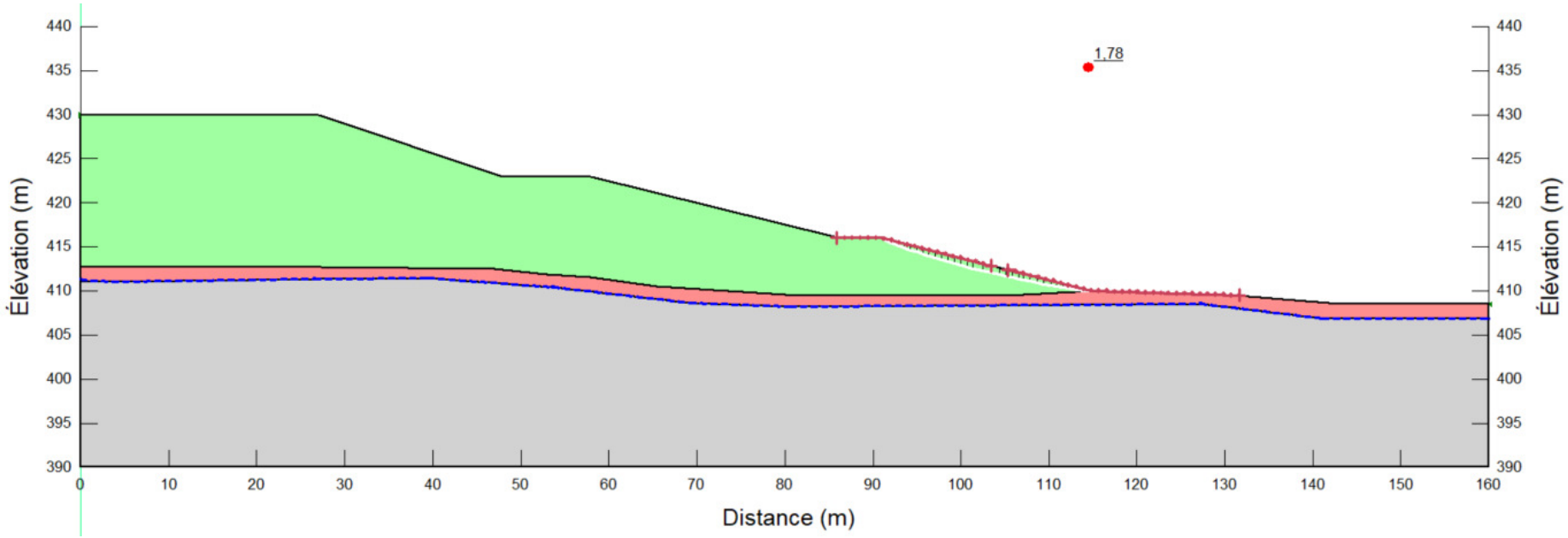
ANNEXE D – Figure 63

# Coupe HMT2 – Analyse de stabilité

Pseudostatique – Rupture locale - Mort-terrain : Bas

Halde à mort-terrain

Date: 2023-03-23




Client : Minière Osisko Inc.

Projet : Étude de faisabilité – Conception des haldes et des infrastructures de gestion des eaux

Localisation : Site minier Windfall, QC

Préparé par : Josy-Anne Douville CPI.
Camille Marois CPI.
Saleck Khnafer CPI.

Révisé par : Kristina Bondy, ing., M.ing.

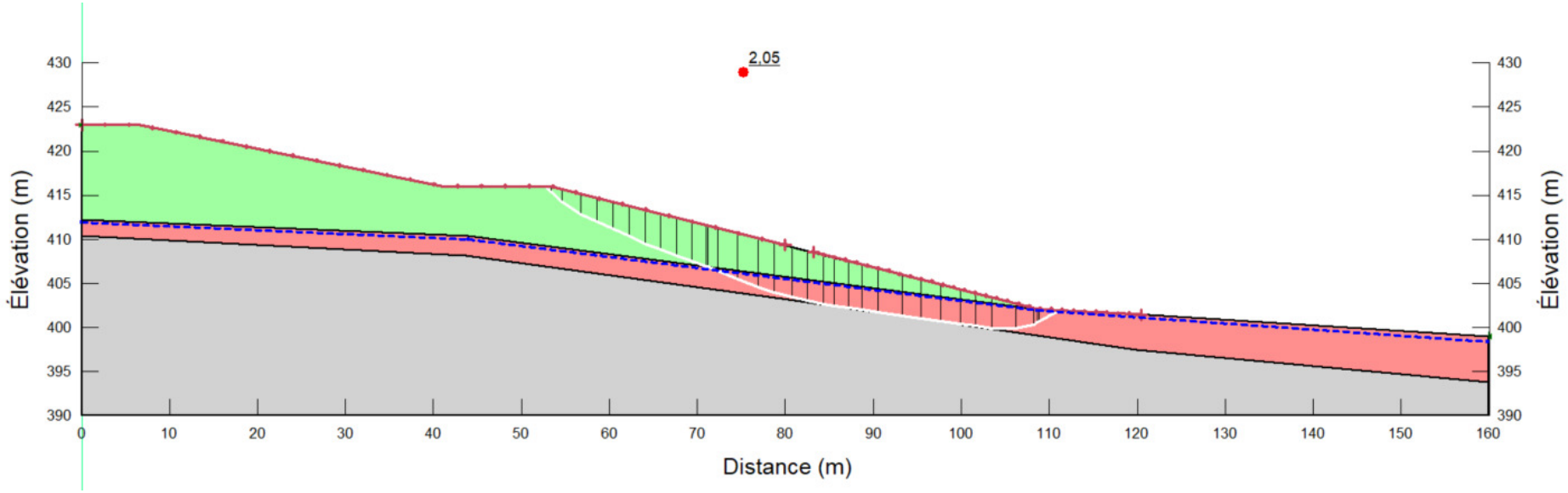
Cas de chargement : Pseudostatique

FS : 1,78 FS requis : 1,10

No. Projet : 201-11330-08

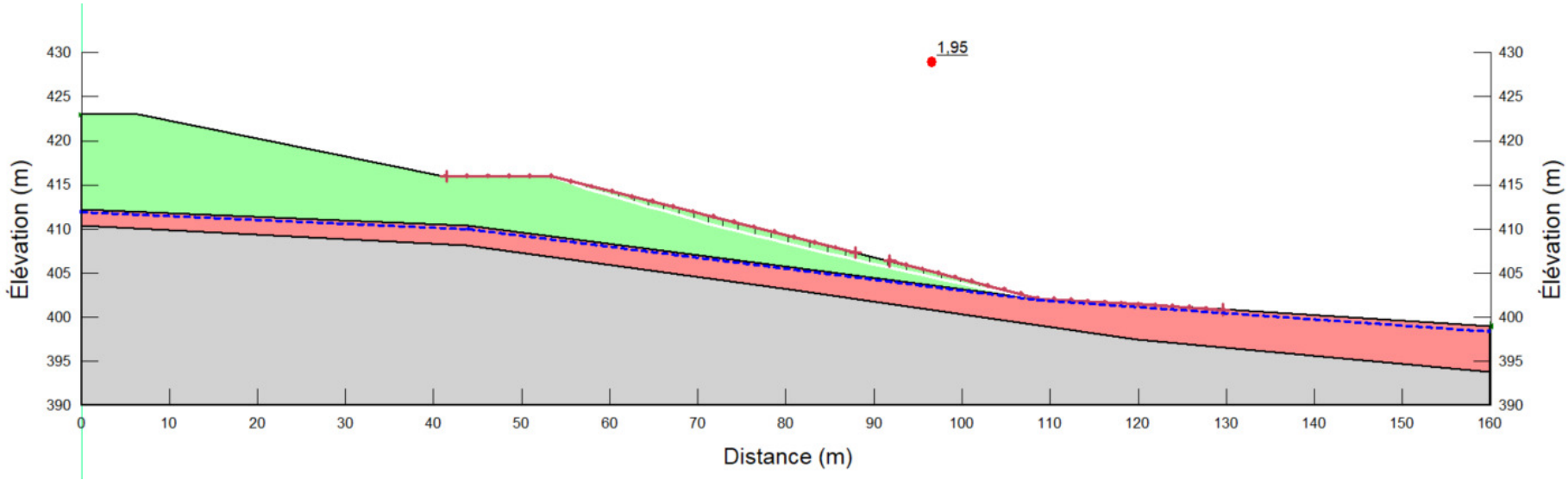
ANNEXE D – Figure 64

| | | |
|---|---|---|
| wsp | Coupe HMT3 – Analyse de stabilité<br>Statique – Rupture globale<br>Halde à mort-terrain | Date: 2023-03-23 |



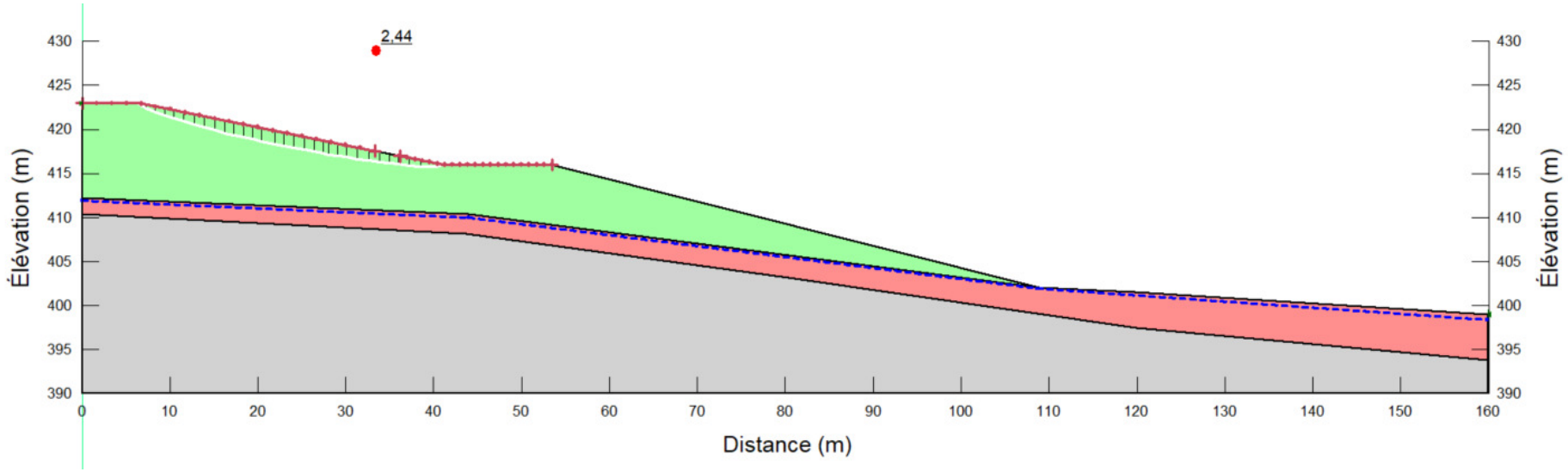

| | |
|---|---|
| Client : Minière Osisko Inc.<br>Projet : Étude de faisabilité – Conception des haldes et des infrastructures de gestion des eaux<br>Localisation : Site minier Windfall, QC | Préparé par : Josy-Anne Douville CPI.<br>Camille Marois CPI.<br>Saleck Khnafer CPI.<br><br>Révisé par : Kristina Bondy, ing., M.ing. |
| Cas de chargement : Statique<br>FS : 2,05 FS requis : 1,50 | No. Projet : 201-11330-08<br>ANNEXE D – Figure 65 |

| | | |
|---|---|---|
| wsp | Coupe HMT3 – Analyse de stabilité<br>Statique – Rupture locale - Sol de fondation<br>Halde à mort-terrain | Date: 2023-03-23 |



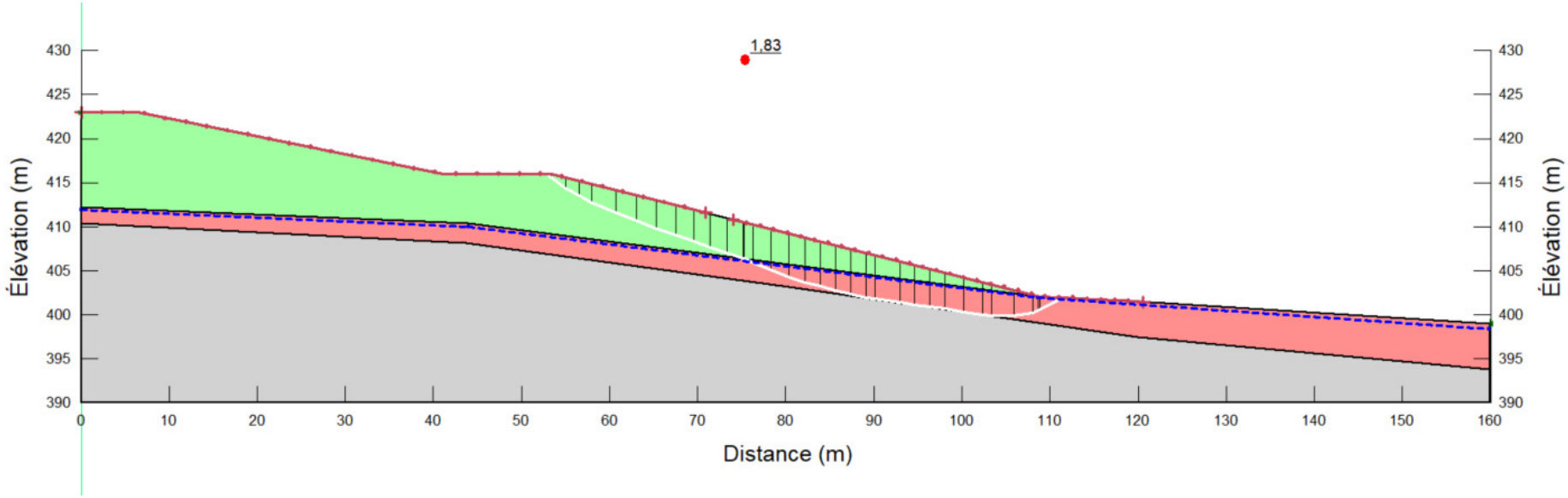

| | |
|---|---|
| Client : Minière Osisko Inc.<br>Projet : Étude de faisabilité – Conception des haldes et des infrastructures de gestion des eaux<br>Localisation : Site minier Windfall, QC | Préparé par : Josy-Anne Douville CPI.<br>Camille Marois CPI.<br>Saleck Khnafer CPI.<br><br>Révisé par : Kristina Bondy, ing., M.ing. |
| Cas de chargement : Statique<br>FS : 1,95 FS requis : 1,50 | No. Projet : 201-11330-08<br>ANNEXE D – Figure 66 |

| | | |
|---|---|---|
| wsp | Coupe HMT3 – Analyse de stabilité<br>Statique – Rupture locale - Mort-terrain<br>Halde à mort-terrain | Date: 2023-03-23 |



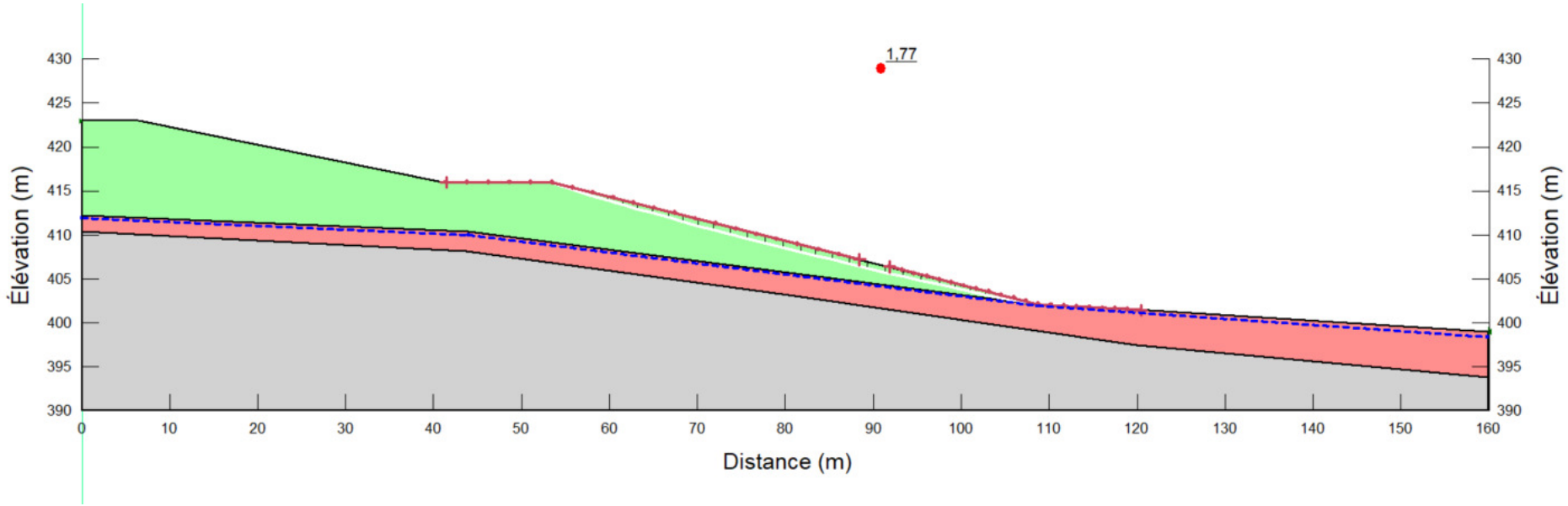

| | |
|---|---|
| Client : Minière Osisko Inc.<br>Projet : Étude de faisabilité – Conception des haldes et des infrastructures de gestion des eaux<br>Localisation : Site minier Windfall, QC | Préparé par : Josy-Anne Douville CPI.<br>Camille Marois CPI.<br>Saleck Khnafer CPI.<br><br>Révisé par : Kristina Bondy, ing., M.ing. |
| Cas de chargement : Statique<br>FS : 2,44 FS requis : 1,20 | No. Projet : 201-11330-08<br>ANNEXE D – Figure 67 |

| | | |
|---|---|---|
| wsp | Coupe HMT3 – Analyse de stabilité<br>Pseudostatique – Rupture globale<br>Halde à Mort-terrain | Date: 2023-03-23 |



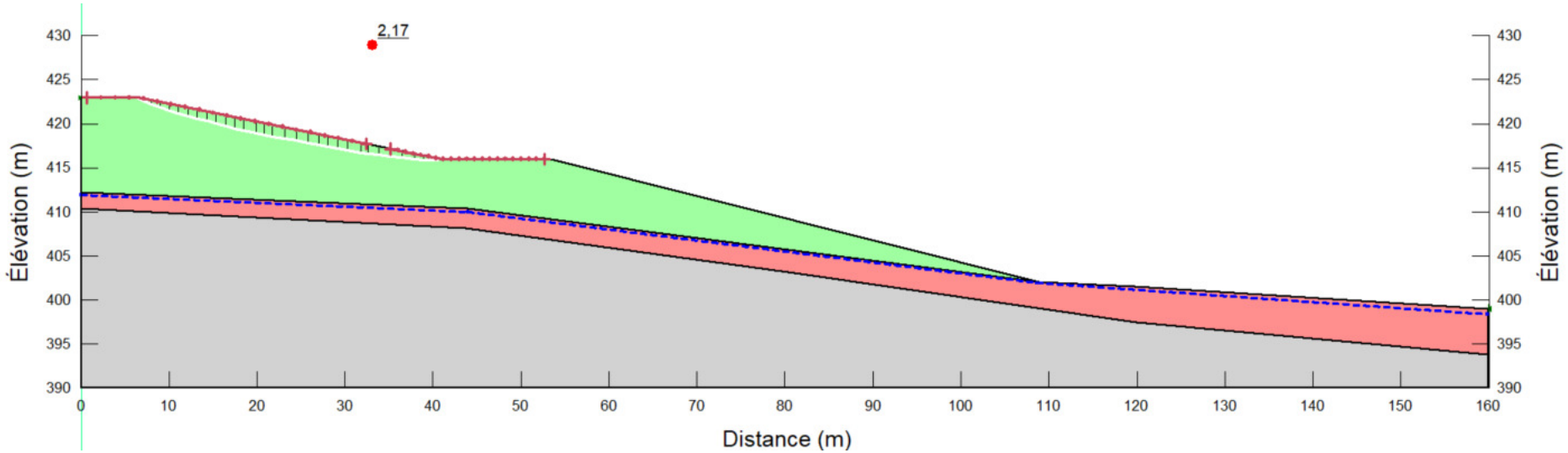

| | |
|---|---|
| Client : Minière Osisko Inc.<br>Projet : Étude de faisabilité – Conception des haldes et des infrastructures de gestion des eaux<br>Localisation : Site minier Windfall, QC | Préparé par : Josy-Anne Douville CPI.<br>Camille Marois CPI.<br>Saleck Khnafer CPI.<br><br>Révisé par : Kristina Bondy, ing., M.ing. |
| Cas de chargement : Pseudostatique<br>FS : 1,83 FS requis : 1,10 | No. Projet : 201-11330-08<br>ANNEXE D – Figure 68 |

| | | |
|---|---|---|
| wsp | Coupe HMT3 – Analyse de stabilité<br>Pseudostatique – Rupture locale - Sol de fondation<br>Halde à mort-terrain | Date: 2023-03-23 |




| | |
|---|---|
| Client : Minière Osisko Inc.<br>Projet : Étude de faisabilité – Conception des haldes et des infrastructures de gestion des eaux<br>Localisation : Site minier Windfall, QC | Préparé par : Josy-Anne Douville CPI.<br>Camille Marois CPI.<br>Saleck Khnafer CPI.<br><br>Révisé par : Kristina Bondy, ing., M.ing. |
| Cas de chargement : Pseudostatique<br>FS : 1,77 FS requis : 1,10 | No. Projet : 201-11330-08<br>ANNEXE D – Figure 69 |

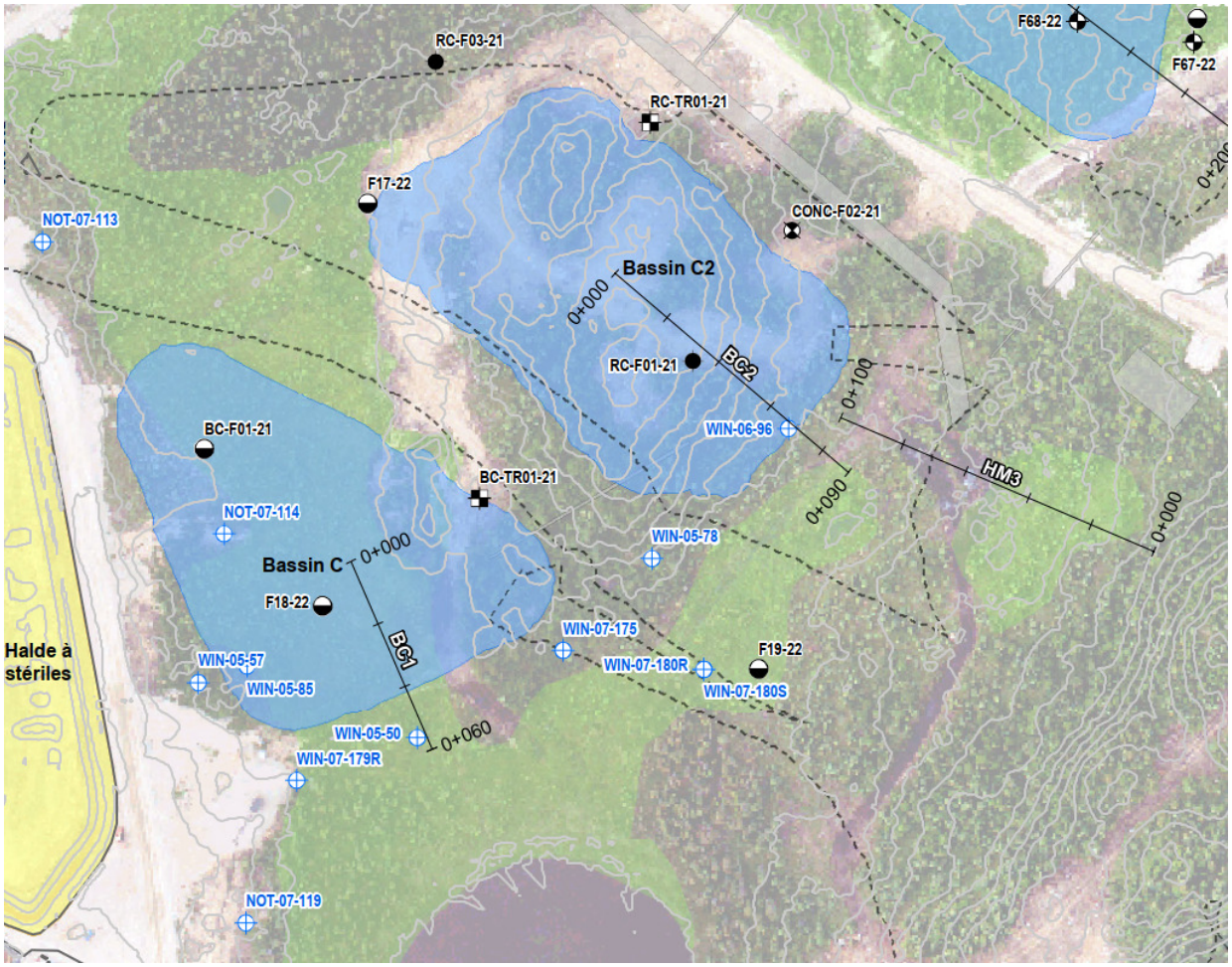
| | | |
|---|---|---|
| wsp | Coupe HMT3 – Analyse de stabilité<br>Pseudostatique – Rupture locale - Mort-terrain<br>Halde à mort-terrain | Date: 2023-03-23 |




| | |
|---|---|
| Client : Minière Osisko Inc.<br>Projet : Étude de faisabilité – Conception des haldes et des infrastructures de gestion des eaux<br>Localisation : Site minier Windfall, QC | Préparé par : Josy-Anne Douville CPI.<br>Camille Marois CPI.<br>Saleck Khnafer CPI.<br><br>Révisé par : Kristina Bondy, ing., M.ing. |
| Cas de chargement : Pseudostatique<br>FS : 2,17 FS requis : 1,10 | No. Projet : 201-11330-08<br>ANNEXE D – Figure 70 |

# Analyses de stabilité
# Bassins C et C2

Date: 2023-03-23




Client : Minière Osisko Inc.

Projet : Étude de faisabilité – Conception des haldes et des infrastructures de gestion des eaux

Localisation : Site minier Windfall, QC

Préparé par : Josy-Anne Douville CPI.
Camille Marois CPI.
Saleck Khnafer CPI.

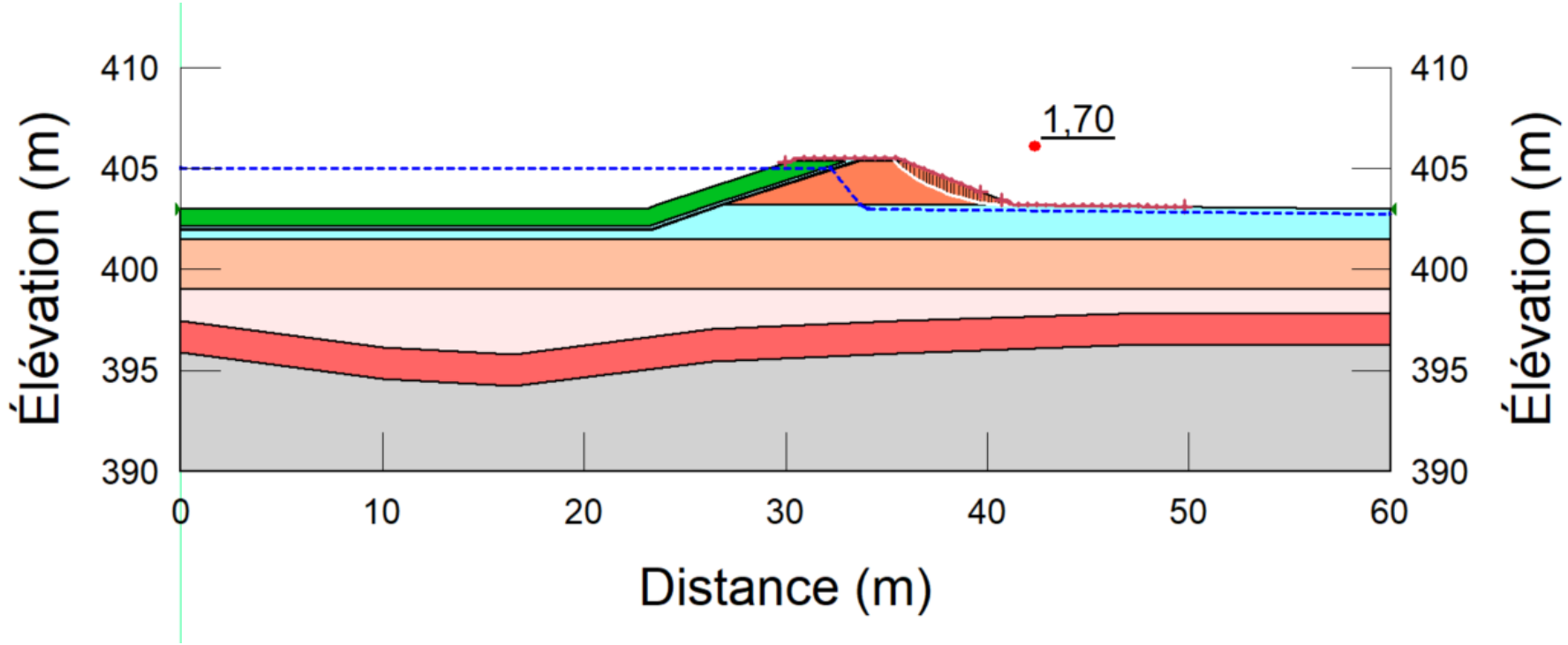
Révisé par : Kristina Bondy, ing., M.ing.

Emplacement des coupes analysées du bassin C

No. Projet : 201-11330-08

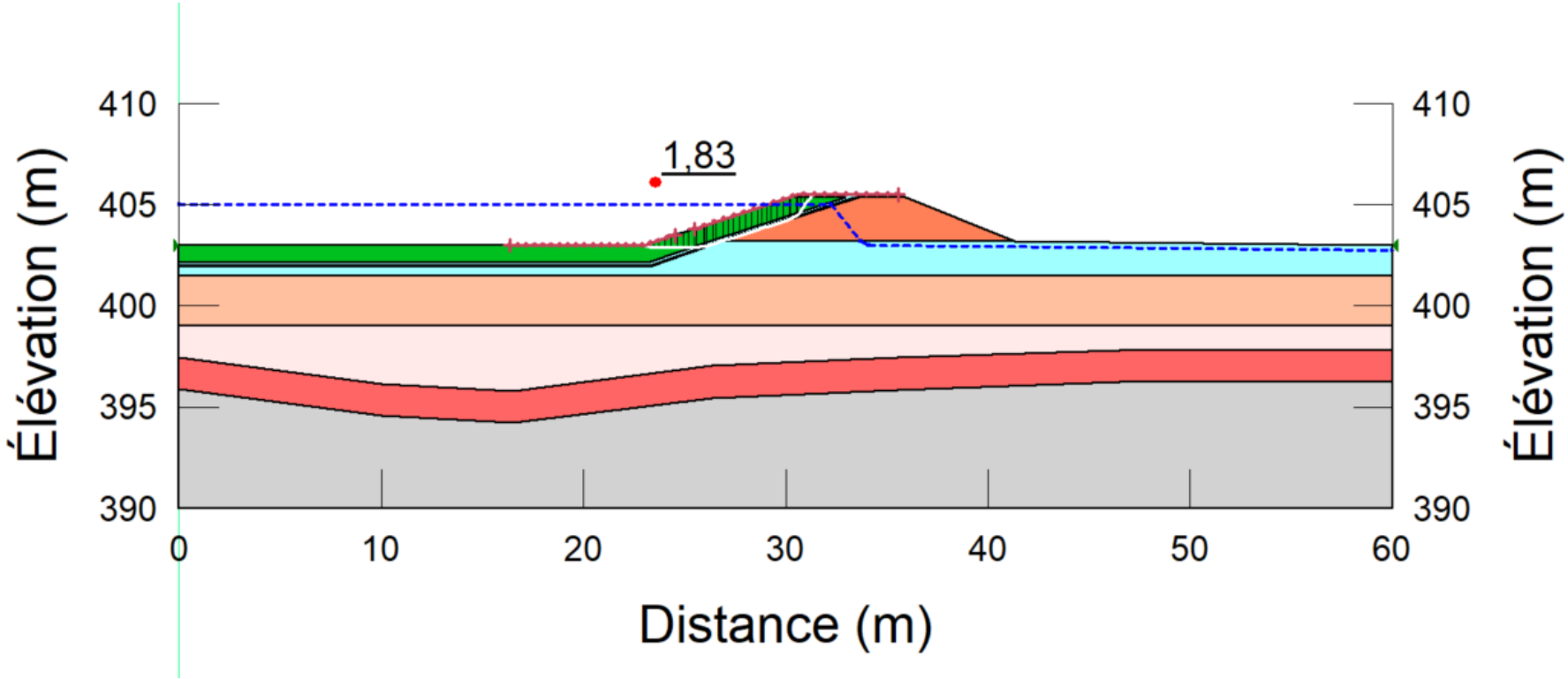
ANNEXE D – Figure 71

| | | |
|---|---|---|
| wsp | Coupe BC1 – Analyse de stabilité<br>Statique – Rupture globale - Pente aval<br>Niveau du bassin C à 405 m | Date: 2023-03-23 |



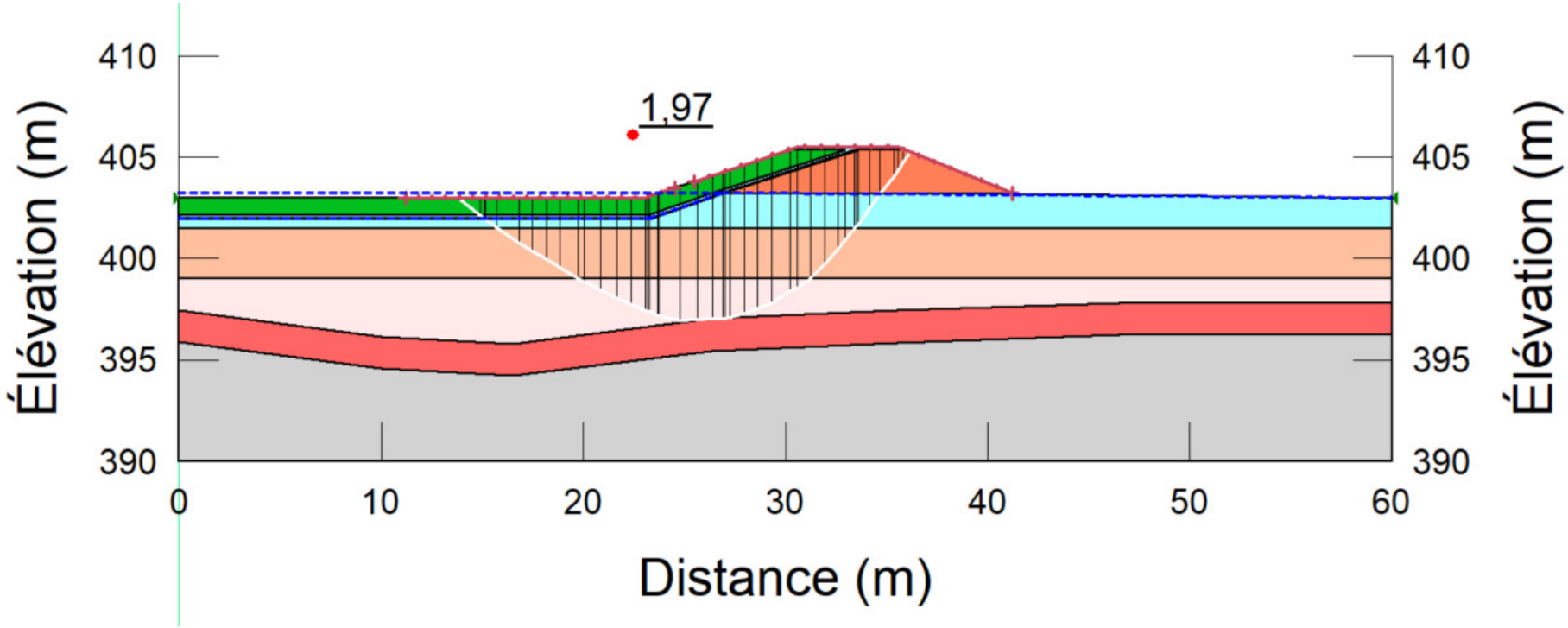

| | |
|---|---|
| Client : Minière Osisko Inc.<br>Projet : Étude de faisabilité – Conception des haldes et des infrastructures de gestion des eaux<br>Localisation : Site minier Windfall, QC | Préparé par : Josy-Anne Douville CPI.<br>Camille Marois CPI.<br>Saleck Khnafer CPI.<br><br>Révisé par : Kristina Bondy, ing., M.ing. |
| Cas de chargement : Statique<br>FS : 1,70 FS requis : 1,50 | No. Projet : 201-11330-08<br>ANNEXE D – Figure 72 |

| | | |
|---|---|---|
| wsp | Coupe BC1 – Analyse de stabilité<br>Statique – Rupture globale : Pente amont<br>Niveau du bassin C à 405 m | Date: 2023-03-23 |



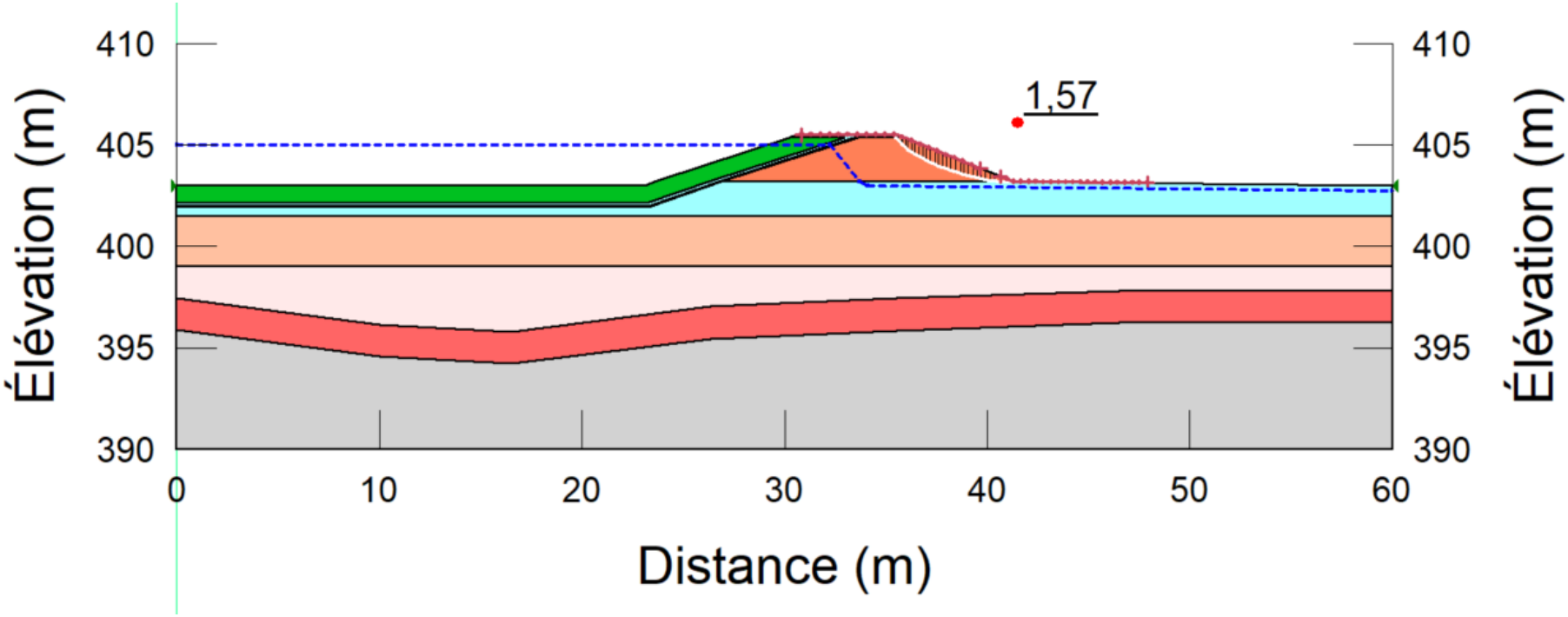

| | |
|---|---|
| Client : Minière Osisko Inc.<br>Projet : Étude de faisabilité – Conception des haldes et des infrastructures de gestion des eaux<br>Localisation : Site minier Windfall, QC | Préparé par : Josy-Anne Douville CPI.<br>Camille Marois CPI.<br>Saleck Khnafer CPI.<br><br>Révisé par : Kristina Bondy, ing., M.ing. |
| Cas de chargement : Statique<br>FS : 1,83 FS requis : 1,50 | No. Projet : 201-11330-08<br>ANNEXE D – Figure 73 |

| | | |
|---|---|---|
| wsp | Coupe BC1 – Analyse de stabilité<br>Statique – Rupture globale : Pente amont<br>Bassin C vide | Date: 2023-03-23 |



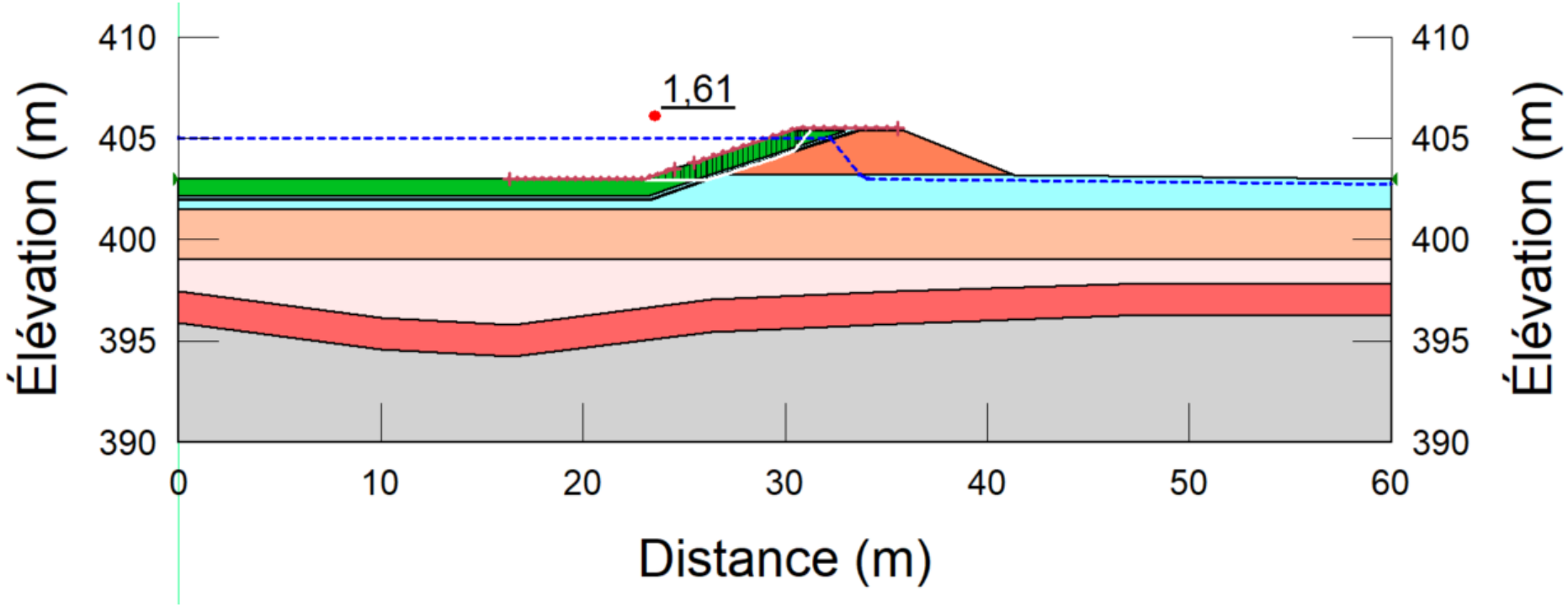

| | |
|---|---|
| Client : Minière Osisko Inc.<br>Projet : Étude de faisabilité – Conception des haldes et des infrastructures de gestion des eaux<br>Localisation : Site minier Windfall, QC | Préparé par : Josy-Anne Douville CPI.<br>Camille Marois CPI.<br>Saleck Khnafer CPI.<br><br>Révisé par : Kristina Bondy, ing., M.ing. |
| Cas de chargement : Statique<br>FS : 1,97 FS requis : 1,50 | No. Projet : 201-11330-08<br>ANNEXE D – Figure 74 |

| | | |
|---|---|---|
| wsp | Coupe BC1 – Analyse de stabilité<br>Pseudostatique – Rupture globale - Pente aval<br>Niveau du bassin C à 405 m | Date: 2023-03-23 |



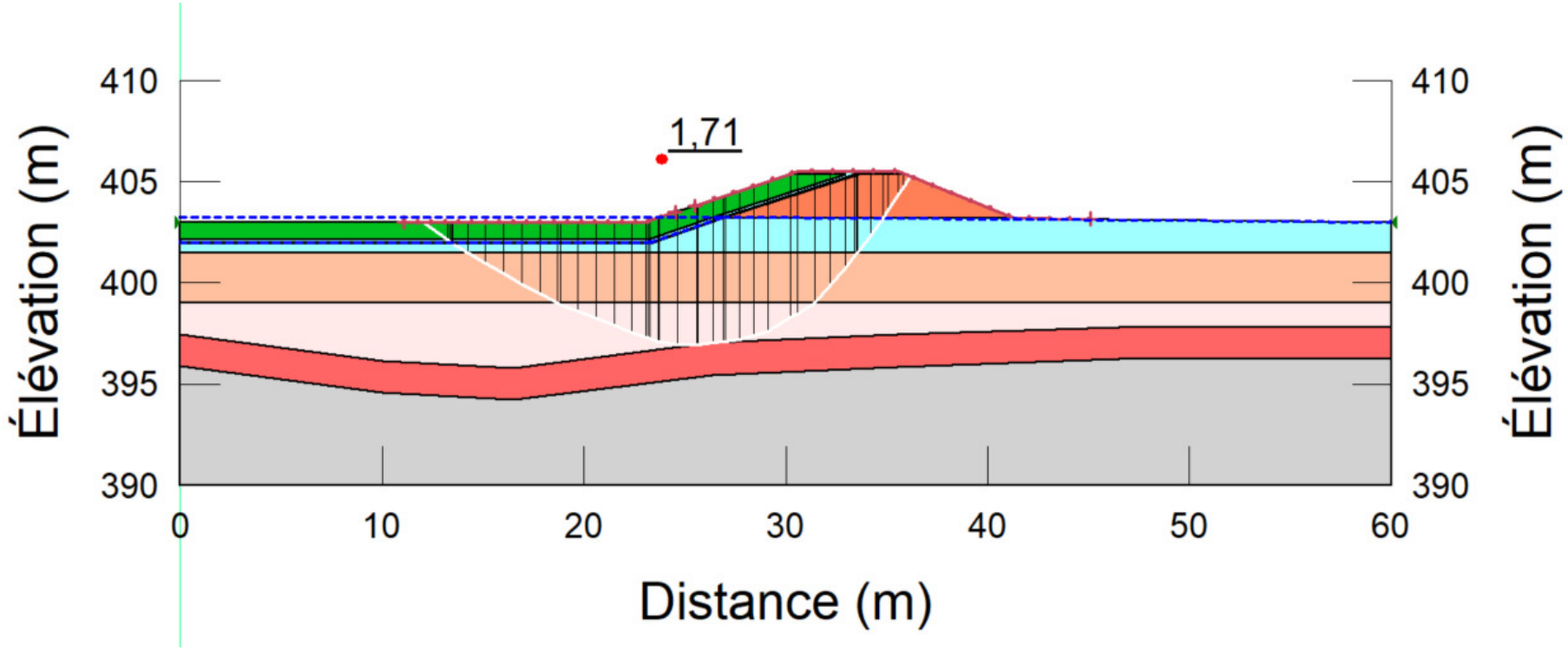

| | |
|---|---|
| Client : Minière Osisko Inc.<br>Projet : Étude de faisabilité – Conception des haldes et des infrastructures de gestion des eaux<br>Localisation : Site minier Windfall, QC | Préparé par : Josy-Anne Douville CPI.<br>Camille Marois CPI.<br>Saleck Khnafer CPI.<br><br>Révisé par : Kristina Bondy, ing., M.ing. |
| Cas de chargement : Pseudostatique<br>FS : 1,57 FS requis : 1,10 | No. Projet : 201-11330-08<br>ANNEXE D – Figure 75 |

| | | |
|---|---|---|
| wsp | Coupe BC1 – Analyse de stabilité<br>Pseudostatique – Rupture globale : Pente amont<br>Niveau du bassin C à 405 m | Date: 2023-03-23 |



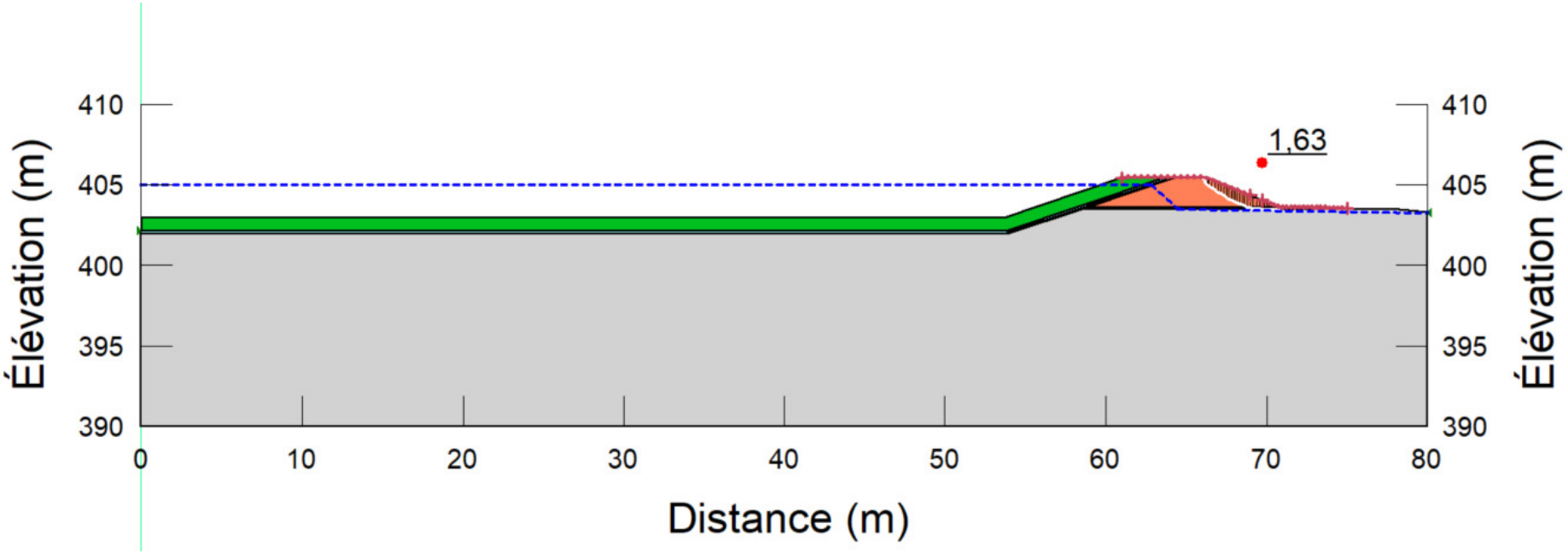

| | |
|---|---|
| Client : Minière Osisko Inc.<br>Projet : Étude de faisabilité – Conception des haldes et des infrastructures de gestion des eaux<br>Localisation : Site minier Windfall, QC | Préparé par : Josy-Anne Douville CPI.<br>Camille Marois CPI.<br>Saleck Khnafer CPI.<br><br>Révisé par : Kristina Bondy, ing., M.ing. |
| Cas de chargement : Pseudostatique<br>FS : 1,61 FS requis : 1,10 | No. Projet : 201-11330-08<br>ANNEXE D – Figure 76 |

| | | |
|---|---|---|
| wsp | Coupe BC1 – Analyse de stabilité<br>Pseudostatique – Rupture globale : Pente amont<br>Bassin C vide | Date: 2023-03-23 |



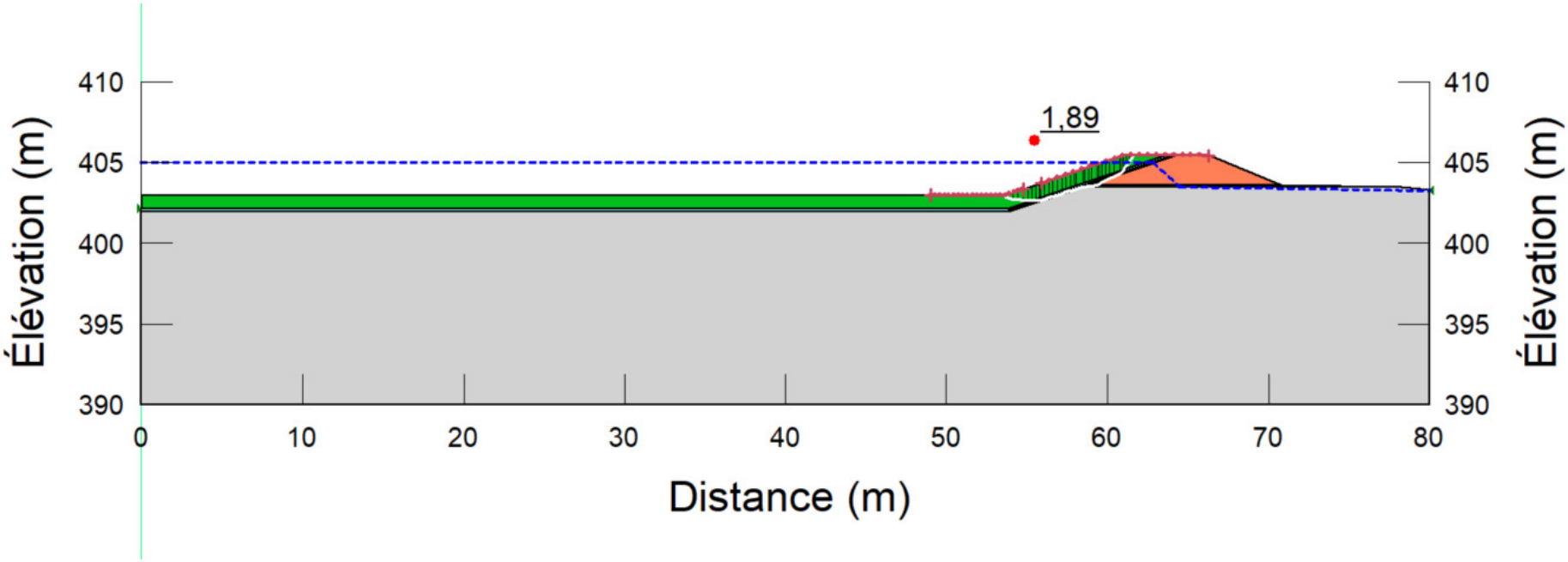

| | |
|---|---|
| Client : Minière Osisko Inc.<br>Projet : Étude de faisabilité – Conception des haldes et des infrastructures de gestion des eaux<br>Localisation : Site minier Windfall, QC | Préparé par : Josy-Anne Douville CPI.<br>Camille Marois CPI.<br>Saleck Khnafer CPI.<br><br>Révisé par : Kristina Bondy, ing., M.ing. |
| Cas de chargement : Pseudostatique<br>FS : 1,71 FS requis : 1,10 | No. Projet : 201-11330-08<br>ANNEXE D – Figure 77 |

| | | |
|---|---|---|
| wsp | Coupe BC2 – Analyse de stabilité<br>Statique – Rupture globale - Pente aval<br>Niveau du bassin C2 à 405 m | Date: 2023-03-23 |



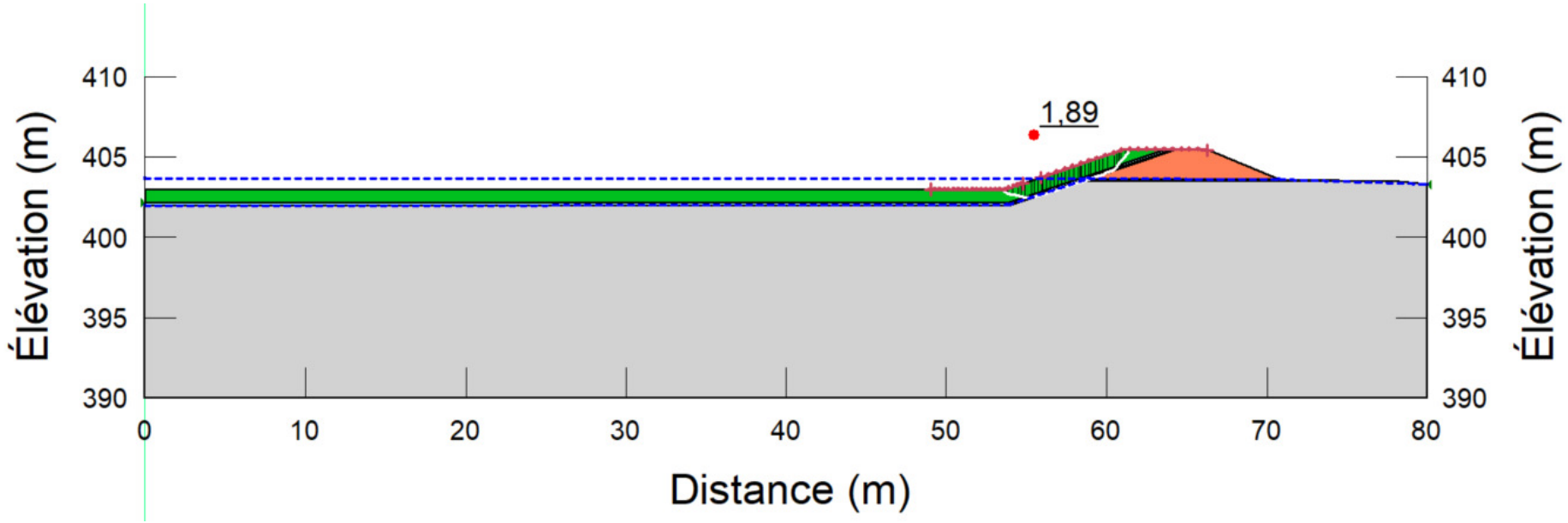

| | |
|---|---|
| Client : Minière Osisko Inc.<br>Projet : Étude de faisabilité – Conception des haldes et des infrastructures de gestion des eaux<br>Localisation : Site minier Windfall, QC | Préparé par : Josy-Anne Douville CPI.<br>Camille Marois CPI.<br>Saleck Khnafer CPI.<br><br>Révisé par : Kristina Bondy, ing., M.ing. |
| Cas de chargement : Statique<br>FS : 1,63 FS requis : 1,50 | No. Projet : 201-11330-08<br>ANNEXE D – Figure 78 |

| | | |
|---|---|---|
| wsp | Coupe BC2 – Analyse de stabilité<br>Statique – Rupture globale : Pente amont<br>Niveau du bassin C2 à 405 m | Date: 2023-03-23 |



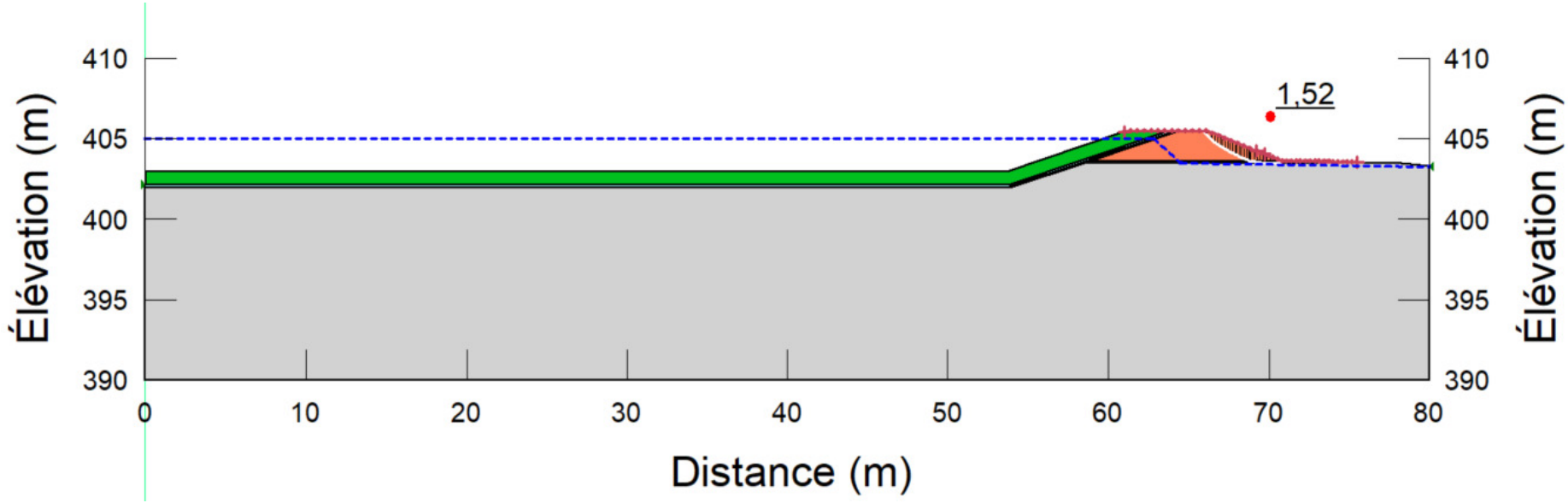

| | |
|---|---|
| Client : Minière Osisko Inc.<br>Projet : Étude de faisabilité – Conception des haldes et des infrastructures de gestion des eaux<br>Localisation : Site minier Windfall, QC | Préparé par : Josy-Anne Douville CPI.<br>Camille Marois CPI.<br>Saleck Khnafer CPI.<br><br>Révisé par : Kristina Bondy, ing., M.ing. |
| Cas de chargement : Statique<br>FS : 1,89 FS requis : 1,50 | No. Projet : 201-11330-08<br>ANNEXE D – Figure 79 |

| | | |
|---|---|---|
| wsp | Coupe BC2 – Analyse de stabilité<br>Statique – Rupture globale : Pente amont<br>Bassin C2 vide | Date: 2023-03-23 |



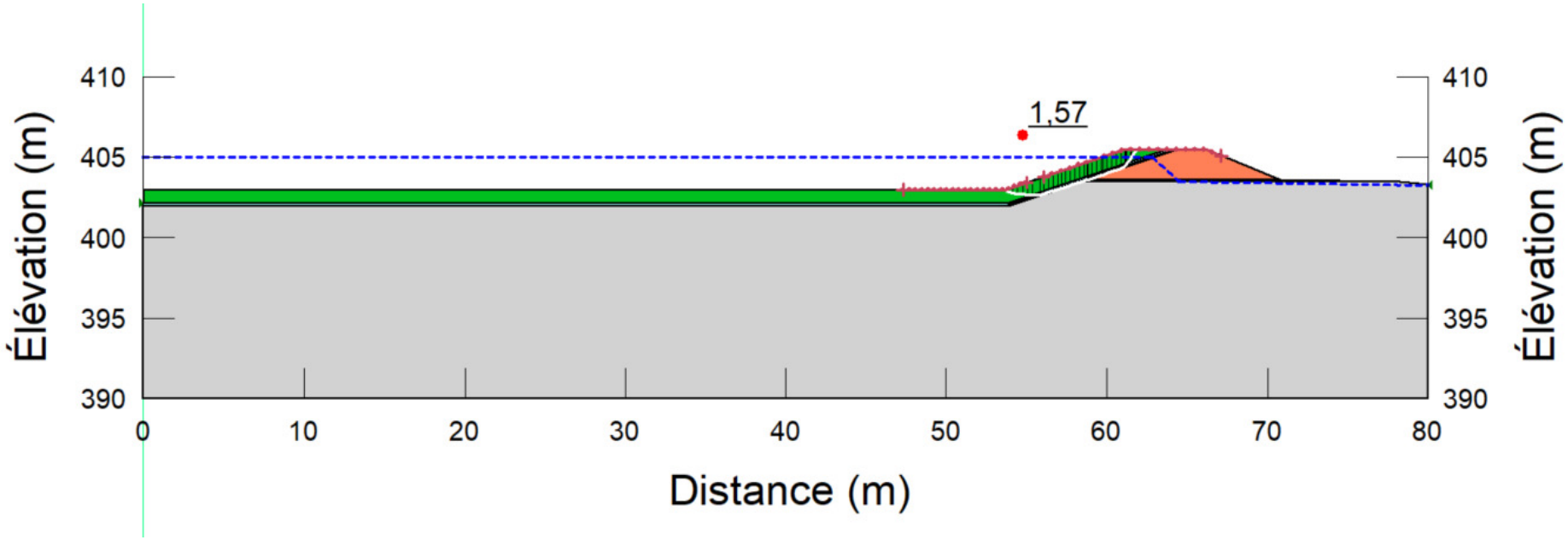

| | |
|---|---|
| Client : Minière Osisko Inc.<br>Projet : Étude de faisabilité – Conception des haldes et des infrastructures de gestion des eaux<br>Localisation : Site minier Windfall, QC | Préparé par : Josy-Anne Douville CPI.<br>Camille Marois CPI.<br>Saleck Khnafer CPI.<br><br>Révisé par : Kristina Bondy, ing., M.ing. |
| Cas de chargement : Statique<br>FS : 1,89 FS requis : 1,50 | No. Projet : 201-11330-08<br>ANNEXE D – Figure 80 |

| | | |
|---|---|---|
| wsp | Coupe BC2 – Analyse de stabilité<br>Pseudostatique – Rupture globale - Pente aval<br>Niveau du bassin C2 à 405 m | Date: 2023-03-23 |



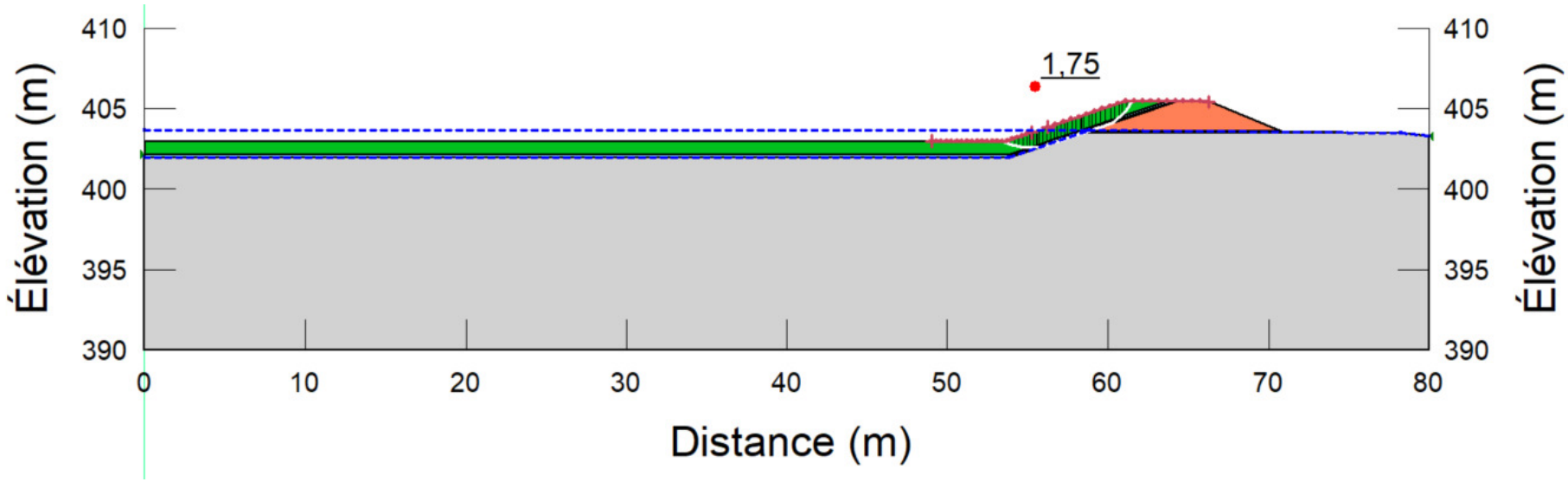

| | |
|---|---|
| Client : Minière Osisko Inc.<br>Projet : Étude de faisabilité – Conception des haldes et des infrastructures de gestion des eaux<br>Localisation : Site minier Windfall, QC | Préparé par : Josy-Anne Douville CPI.<br>Camille Marois CPI.<br>Saleck Khnafer CPI.<br><br>Révisé par : Kristina Bondy, ing., M.ing. |
| Cas de chargement : Pseudostatique<br>FS : 1,52 FS requis : 1,10 | No. Projet : 201-11330-08<br>ANNEXE D – Figure 81 |

| | | |
|---|---|---|
| wsp | Coupe BC2 – Analyse de stabilité<br>Pseudostatique – Rupture globale : Pente amont<br>Niveau du bassin C2 à 405 m | Date: 2023-03-23 |




| | |
|---|---|
| Client : Minière Osisko Inc.<br>Projet : Étude de faisabilité – Conception des haldes et des infrastructures de gestion des eaux<br>Localisation : Site minier Windfall, QC | Préparé par : Josy-Anne Douville CPI.<br>Camille Marois CPI.<br>Saleck Khnafer CPI.<br><br>Révisé par : Kristina Bondy, ing., M.ing. |
| Cas de chargement : Pseudostatique<br>FS : 1,57 FS requis : 1,10 | No. Projet : 201-11330-08<br>ANNEXE D – Figure 82 |

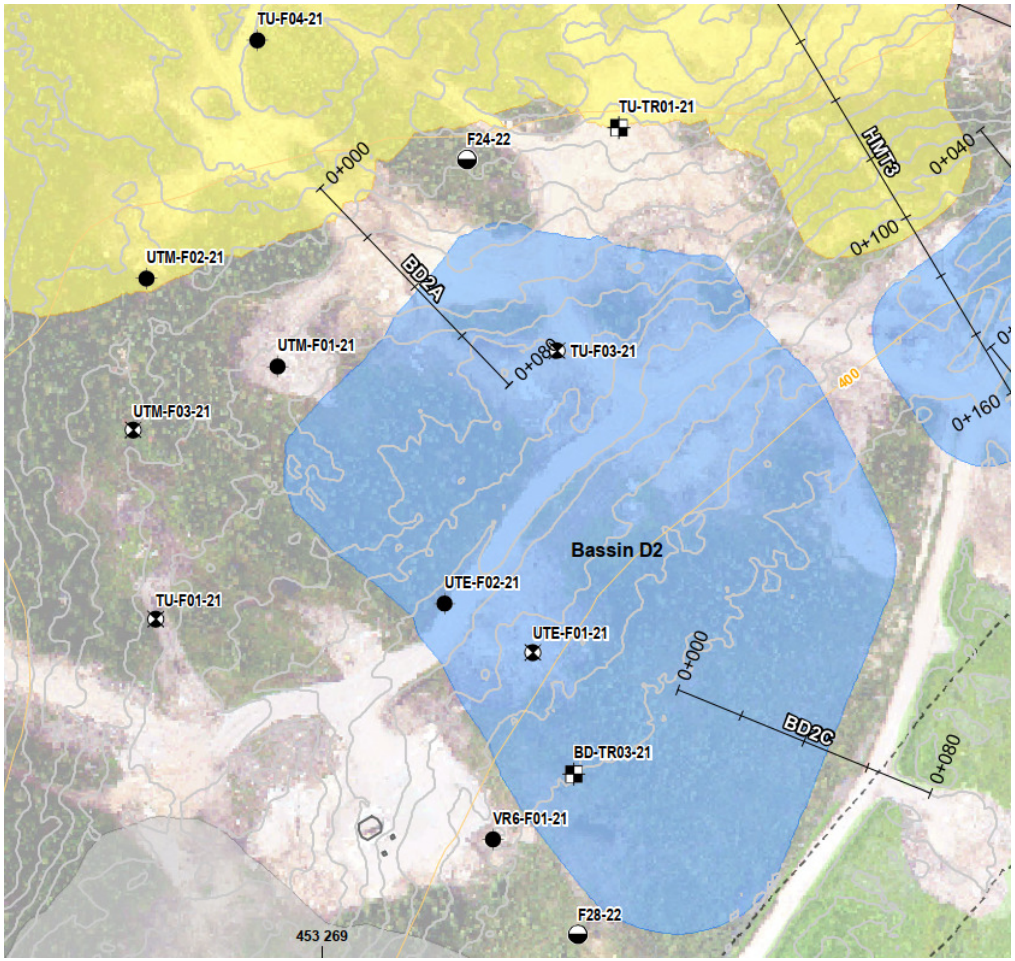
| | | |
|---|---|---|
| wsp | Coupe BC2 – Analyse de stabilité<br>Pseudostatique – Rupture globale : Pente amont<br>Bassin C2 vide | Date: 2023-03-23 |




| | |
|---|---|
| Client : Minière Osisko Inc.<br>Projet : Étude de faisabilité – Conception des haldes et des infrastructures de gestion des eaux<br>Localisation : Site minier Windfall, QC | Préparé par : Josy-Anne Douville CPI.<br>Camille Marois CPI.<br>Saleck Khnafer CPI.<br><br>Révisé par : Kristina Bondy, ing., M.ing. |
| Cas de chargement : Pseudostatique<br>FS : 1,75 FS requis : 1,10 | No. Projet : 201-11330-08<br>ANNEXE D – Figure 83 |

# Analyses de stabilité
# Bassin D2

Date: 2023-03-23




Client : Minière Osisko Inc.

Projet : Étude de faisabilité – Conception des haldes et des infrastructures de gestion des eaux

Localisation : Site minier Windfall, QC

Préparé par : Josy-Anne Douville CPI.
Camille Marois CPI.
Saleck Khnafer CPI.

Révisé par : Kristina Bondy, ing., M.ing.

Emplacement des coupes analysées du bassin D2

No. Projet : 201-11330-08

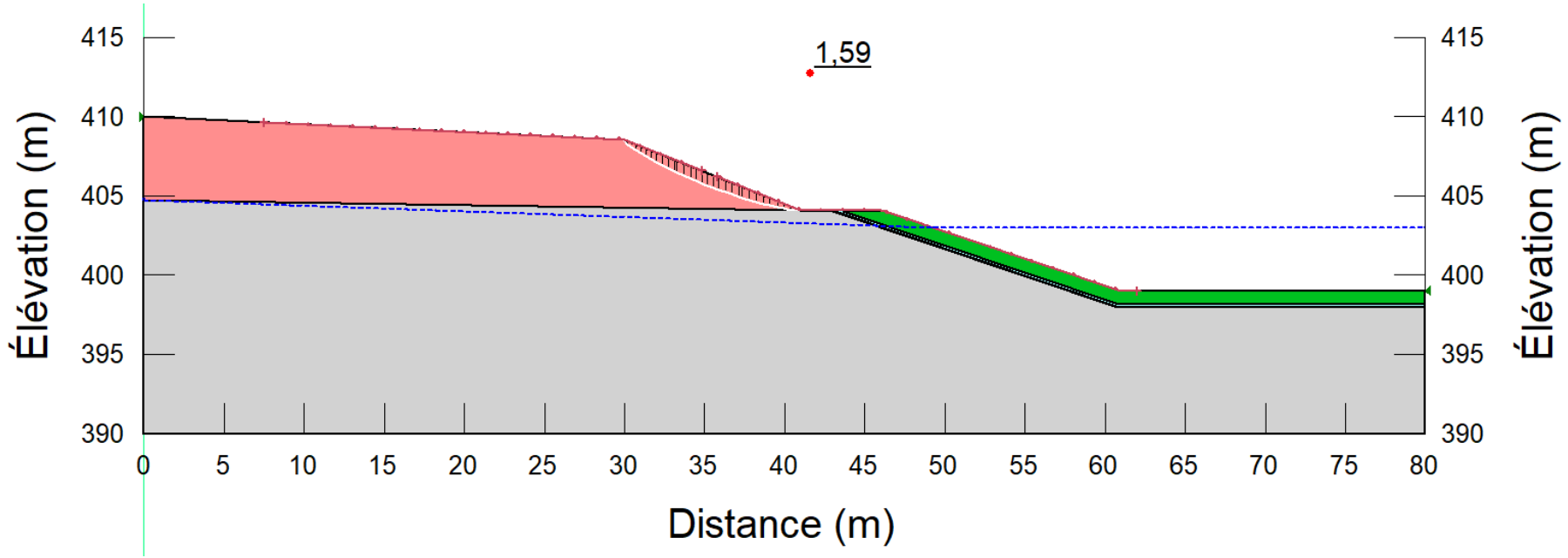
ANNEXE D – Figure 84

# Coupe BD2A – Analyse de stabilité

Statique – Rupture globale - Pente amont : Terrain naturel

Niveau du bassin D2 à 403 m

Date: 2023-03-23




Client : Minière Osisko Inc.

Projet : Étude de faisabilité – Conception des haldes et des infrastructures de gestion des eaux

Localisation : Site minier Windfall, QC

Préparé par : Josy-Anne Douville CPI.
Camille Marois CPI.
Saleck Khnafer CPI.

Révisé par : Kristina Bondy, ing., M.ing.

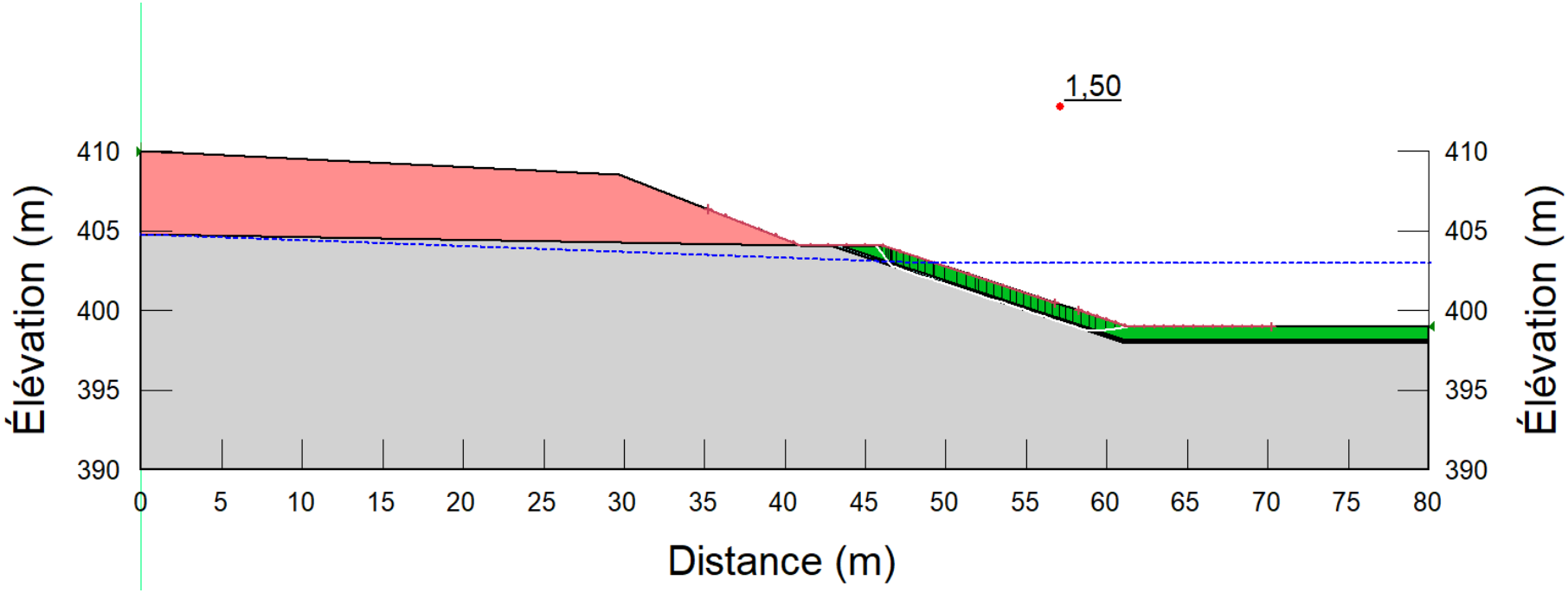
Cas de chargement : Statique

FS : 1,59 FS requis : 1,50

No. Projet : 201-11330-08

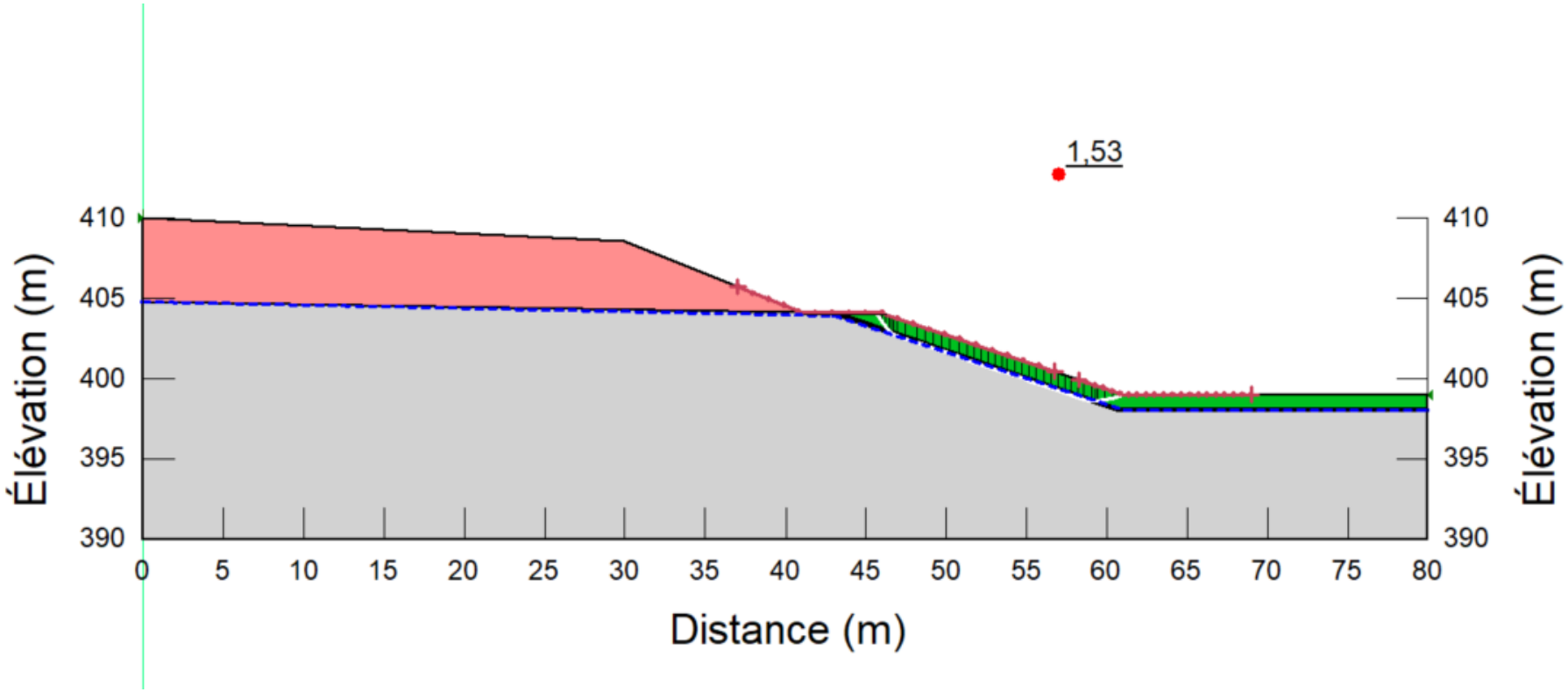
ANNEXE D – Figure 85

| | | |
|---|---|---|
| wsp | Coupe BD2A – Analyse de stabilité<br>Statique – Rupture globale - Pente amont<br>Niveau du bassin D2 à 403 m | Date: 2023-03-23 |




| | |
|---|---|
| Client : Minière Osisko Inc.<br>Projet : Étude de faisabilité – Conception des haldes et des infrastructures de gestion des eaux<br>Localisation : Site minier Windfall, QC | Préparé par : Josy-Anne Douville CPI.<br>Camille Marois CPI.<br>Saleck Khnafer CPI.<br><br>Révisé par : Kristina Bondy, ing., M.ing. |
| Cas de chargement : Statique<br>FS : 1,50 FS requis : 1,50 | No. Projet : 201-11330-08<br>ANNEXE D – Figure 86 |

| | | |
|---|---|---|
| wsp | Coupe BD2A – Analyse de stabilité<br>Statique – Rupture globale - Pente amont<br>Bassin D2 vide | Date: 2023-03-23 |



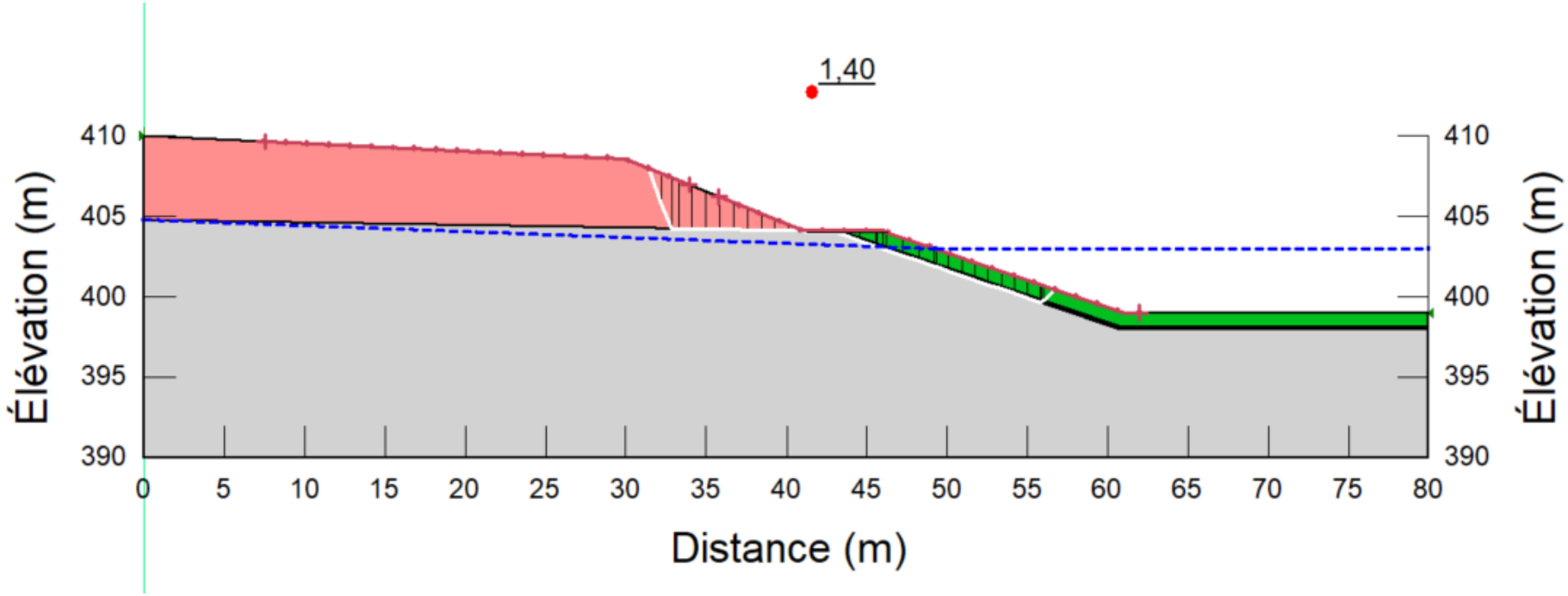

| | |
|---|---|
| Client : Minière Osisko Inc.<br>Projet : Étude de faisabilité – Conception des haldes et des infrastructures de gestion des eaux<br>Localisation : Site minier Windfall, QC | Préparé par : Josy-Anne Douville CPI.<br>Camille Marois CPI.<br>Saleck Khnafer CPI.<br><br>Révisé par : Kristina Bondy, ing., M.ing. |
| Cas de chargement : Statique<br>FS : 1,53 FS requis : 1,50 | No. Projet : 201-11330-08<br>ANNEXE D – Figure 87 |

# Coupe BD2A – Analyse de stabilité

Pseudostatique – Rupture globale - Pente amont : Terrain naturel

Niveau du bassin D2 à 403 m

Date: 2023-03-23




Client : Minière Osisko Inc.

Projet : Étude de faisabilité – Conception des haldes et des infrastructures de gestion des eaux

Localisation : Site minier Windfall, QC

Préparé par : Josy-Anne Douville CPI.
Camille Marois CPI.
Saleck Khnafer CPI.

Révisé par : Kristina Bondy, ing., M.ing.

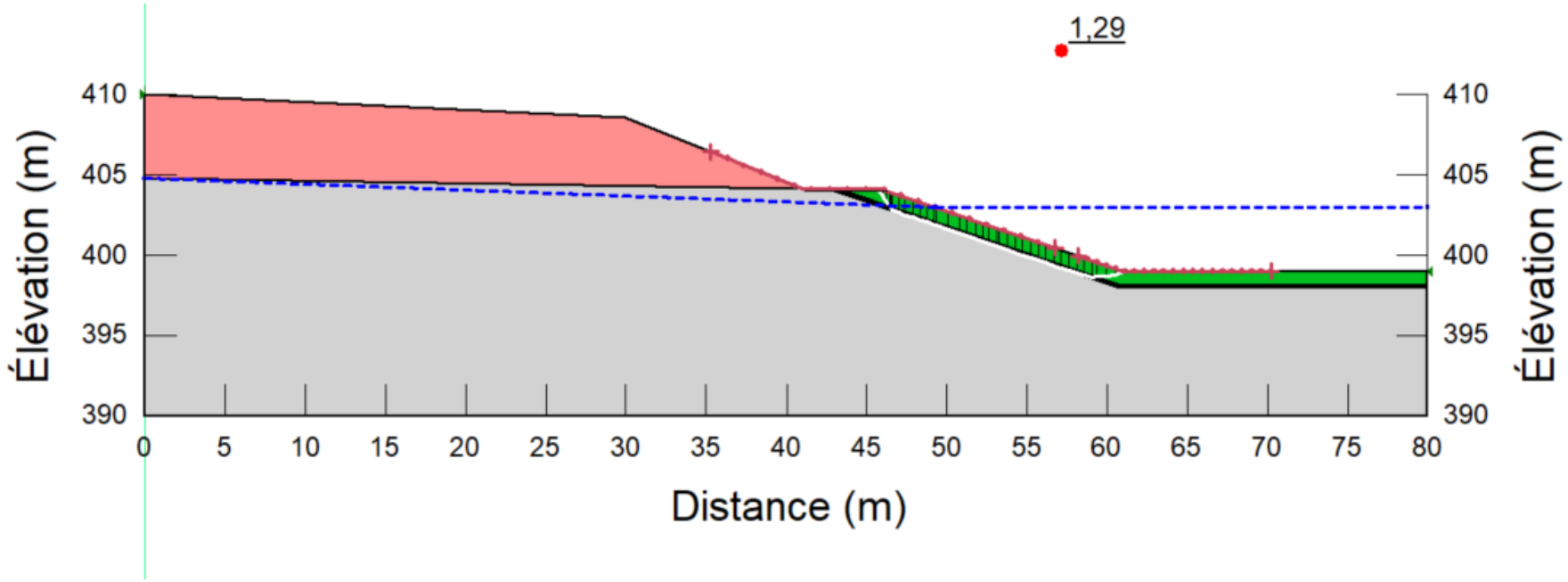
Cas de chargement : Pseudostatique

FS : 1,40 FS requis : 1,10

No. Projet : 201-11330-08

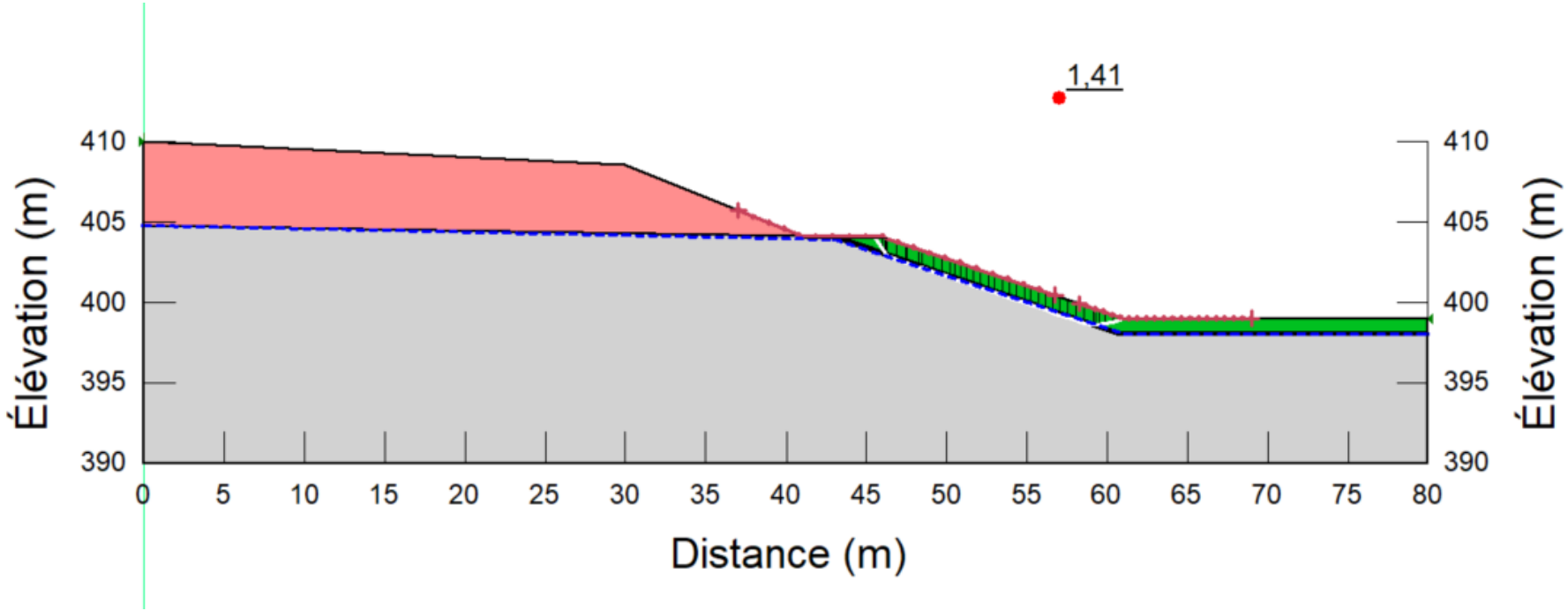
ANNEXE D – Figure 88

| | | |
|---|---|---|
| wsp | Coupe BD2A – Analyse de stabilité<br>Pseudostatique – Rupture globale - Pente amont<br>Niveau du bassin D2 à 403 m | Date: 2023-03-23 |



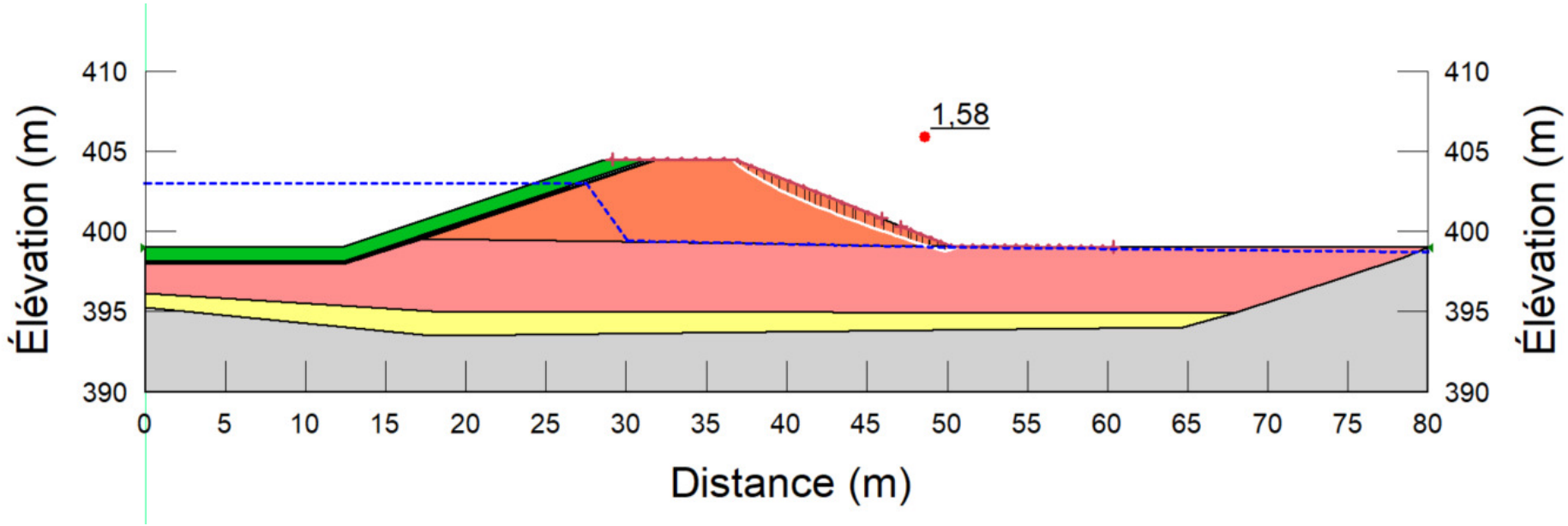

| | |
|---|---|
| Client : Minière Osisko Inc.<br>Projet : Étude de faisabilité – Conception des haldes et des infrastructures de gestion des eaux<br>Localisation : Site minier Windfall, QC | Préparé par : Josy-Anne Douville CPI.<br>Camille Marois CPI.<br>Saleck Khnafer CPI.<br><br>Révisé par : Kristina Bondy, ing., M.ing. |
| Cas de chargement : Pseudostatique<br>FS : 1,29 FS requis : 1,10 | No. Projet : 201-11330-08<br>ANNEXE D – Figure 89 |

| | | |
|---|---|---|
| wsp | Coupe BD2A – Analyse de stabilité<br>Pseudostatique – Rupture globale - Pente amont<br>Bassin D2 vide | Date: 2023-03-23 |



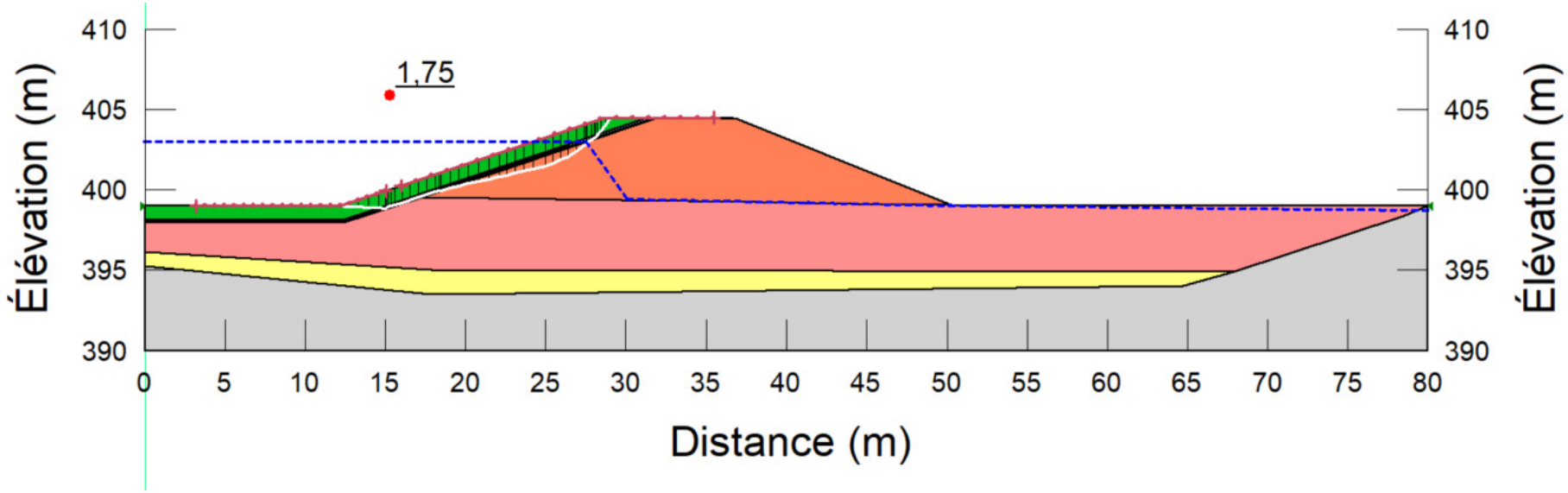

| | |
|---|---|
| Client : Minière Osisko Inc.<br>Projet : Étude de faisabilité – Conception des haldes et des infrastructures de gestion des eaux<br>Localisation : Site minier Windfall, QC | Préparé par : Josy-Anne Douville CPI.<br>Camille Marois CPI.<br>Saleck Khnafer CPI.<br><br>Révisé par : Kristina Bondy, ing., M.ing. |
| Cas de chargement : Pseudostatique<br>FS : 1,41 FS requis : 1,10 | No. Projet : 201-11330-08<br>ANNEXE D – Figure 90 |

| | | |
|---|---|---|
| wsp | Coupe BD2C – Analyse de stabilité<br>Statique – Rupture globale - Pente aval<br>Niveau du bassin D2 à 403 m | Date: 2023-03-23 |



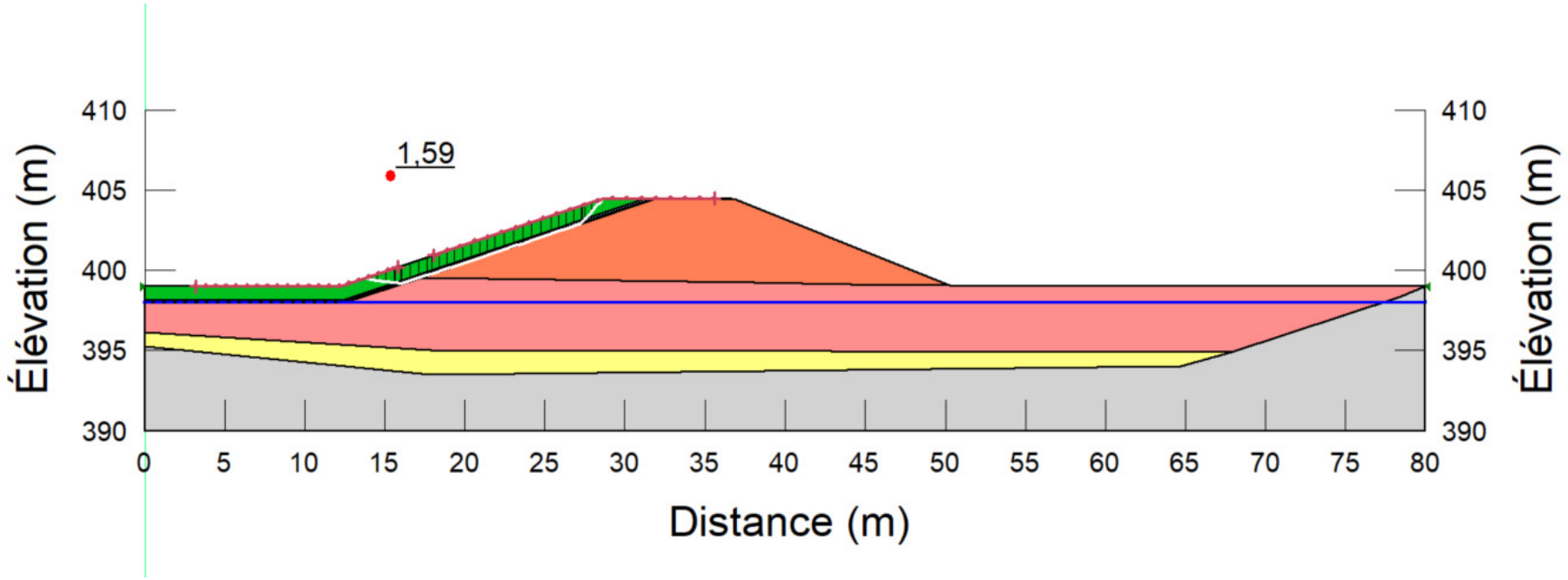

| | |
|---|---|
| Client : Minière Osisko Inc.<br>Projet : Étude de faisabilité – Conception des haldes et des infrastructures de gestion des eaux<br>Localisation : Site minier Windfall, QC | Préparé par : Josy-Anne Douville CPI.<br>Camille Marois CPI.<br>Saleck Khnafer CPI.<br><br>Révisé par : Kristina Bondy, ing., M.ing. |
| Cas de chargement : Statique<br>FS : 1,58 FS requis : 1,50 | No. Projet : 201-11330-08<br>ANNEXE D – Figure 91 |

| | | |
|---|---|---|
| wsp | Coupe BD2C – Analyse de stabilité<br>Statique – Rupture globale - Pente amont<br>Niveau du bassin D2 à 403 m | Date: 2023-03-23 |



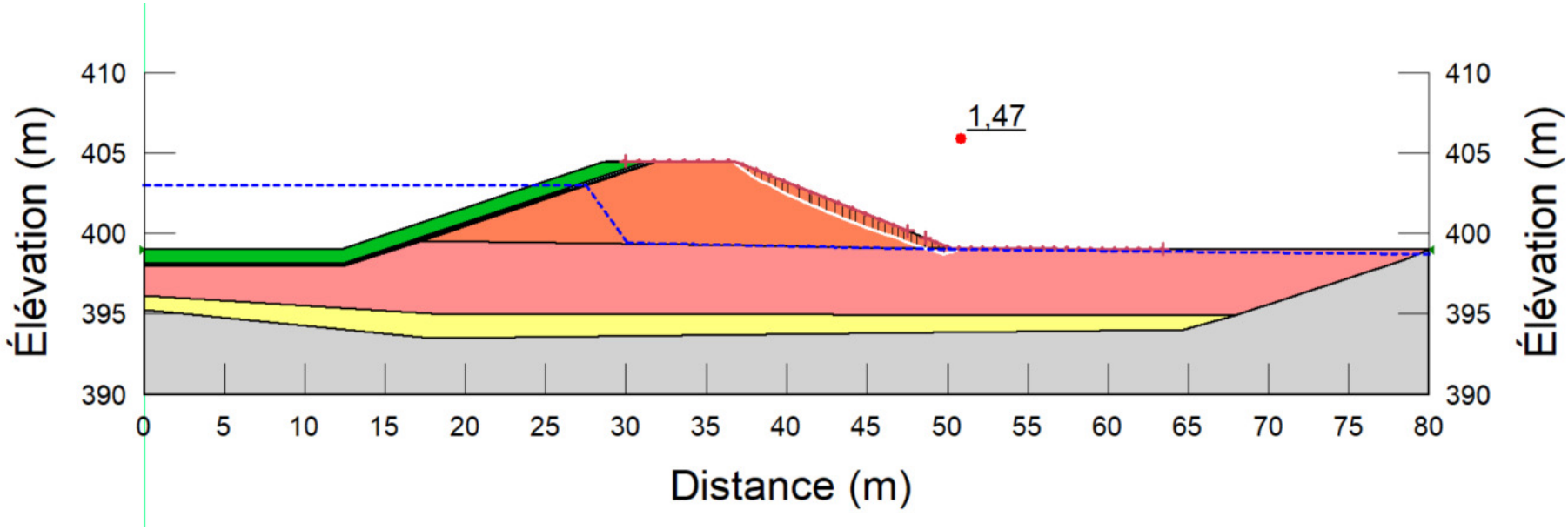

| | |
|---|---|
| Client : Minière Osisko Inc.<br>Projet : Étude de faisabilité – Conception des haldes et des infrastructures de gestion des eaux<br>Localisation : Site minier Windfall, QC | Préparé par : Josy-Anne Douville CPI.<br>Camille Marois CPI.<br>Saleck Khnafer CPI.<br><br>Révisé par : Kristina Bondy, ing., M.ing. |
| Cas de chargement : Statique<br>FS : 1,75 FS requis : 1,50 | No. Projet : 201-11330-08<br>ANNEXE D – Figure 92 |

| | | |
|---|---|---|
| wsp | Coupe BD2C – Analyse de stabilité<br>Statique – Rupture globale - Pente amont<br>Bassin D2 vide | Date: 2023-03-23 |



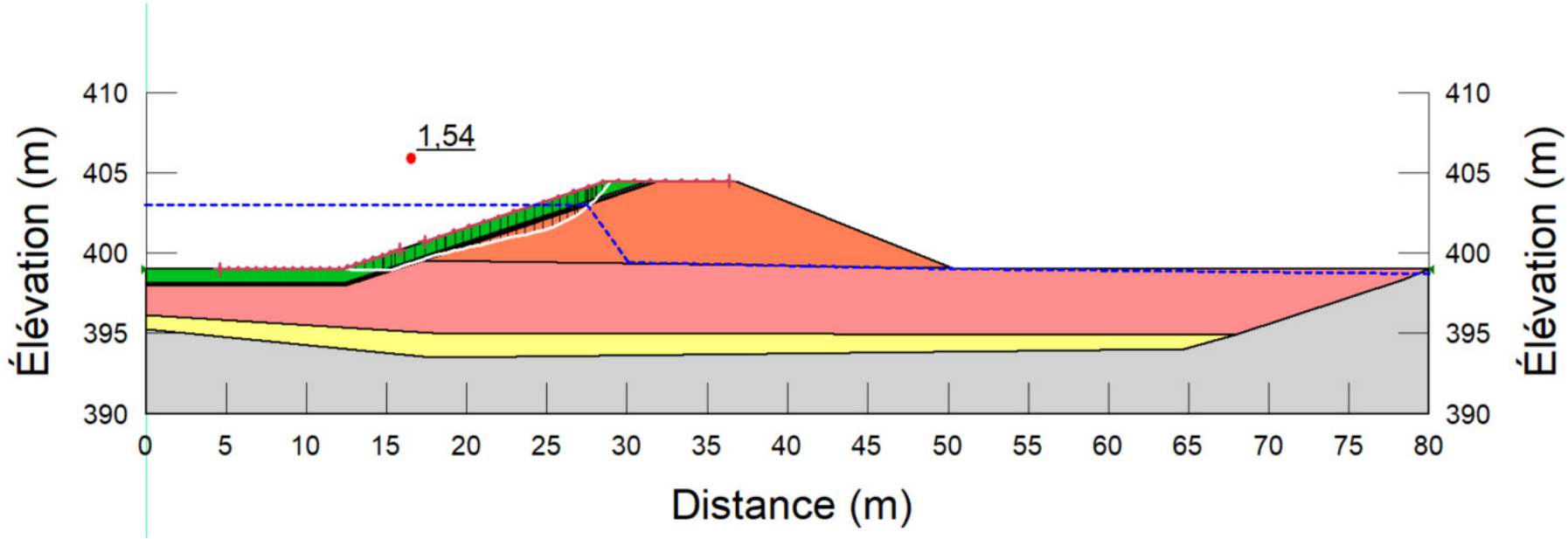

| | |
|---|---|
| Client : Minière Osisko Inc.<br>Projet : Étude de faisabilité – Conception des haldes et des infrastructures de gestion des eaux<br>Localisation : Site minier Windfall, QC | Préparé par : Josy-Anne Douville CPI.<br>Camille Marois CPI.<br>Saleck Khnafer CPI.<br><br>Révisé par : Kristina Bondy, ing., M.ing. |
| Cas de chargement : Statique<br>FS : 1,59 FS requis : 1,50 | No. Projet : 201-11330-08<br>ANNEXE D – Figure 93 |

| | | |
|---|---|---|
| wsp | Coupe BD2C – Analyse de stabilité<br>Pseudostatique – Rupture globale - Pente aval<br>Niveau du bassin D2 à 403 m | Date: 2023-03-23 |



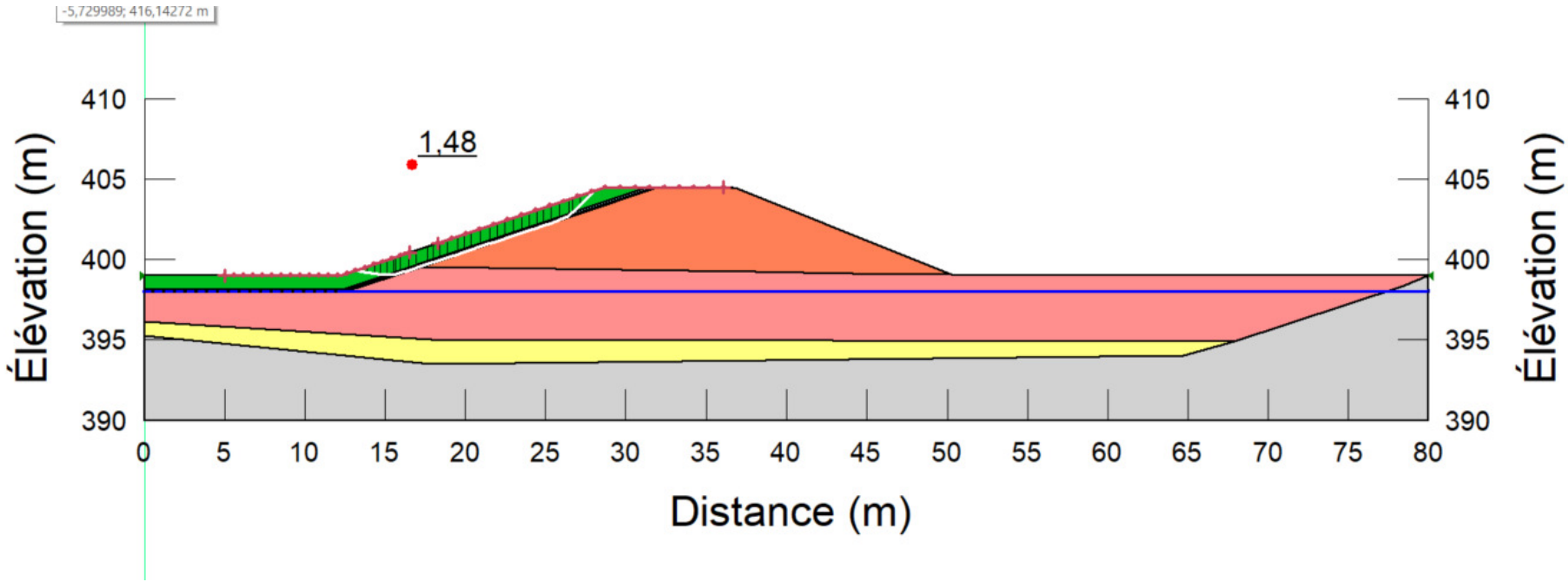

| | |
|---|---|
| Client : Minière Osisko Inc.<br>Projet : Étude de faisabilité – Conception des haldes et des infrastructures de gestion des eaux<br>Localisation : Site minier Windfall, QC | Préparé par : Josy-Anne Douville CPI.<br>Camille Marois CPI.<br>Saleck Khnafer CPI.<br><br>Révisé par : Kristina Bondy, ing., M.ing. |
| Cas de chargement : Pseudostatique<br>FS : 1,47 FS requis : 1,10 | No. Projet : 201-11330-08<br>ANNEXE D – Figure 94 |

| | | |
|---|---|---|
| wsp | Coupe BD2C – Analyse de stabilité<br>Pseudostatique – Rupture globale - Pente amont<br>Niveau du bassin D2 à 403 m | Date: 2023-03-23 |




| | |
|---|---|
| Client : Minière Osisko Inc.<br>Projet : Étude de faisabilité – Conception des haldes et des infrastructures de gestion des eaux<br>Localisation : Site minier Windfall, QC | Préparé par : Josy-Anne Douville CPI.<br>Camille Marois CPI.<br>Saleck Khnafer CPI.<br><br>Révisé par : Kristina Bondy, ing., M.ing. |
| Cas de chargement : Pseudostatique<br>FS : 1,54 FS requis : 1,10 | No. Projet : 201-11330-08<br>ANNEXE D – Figure 95 |

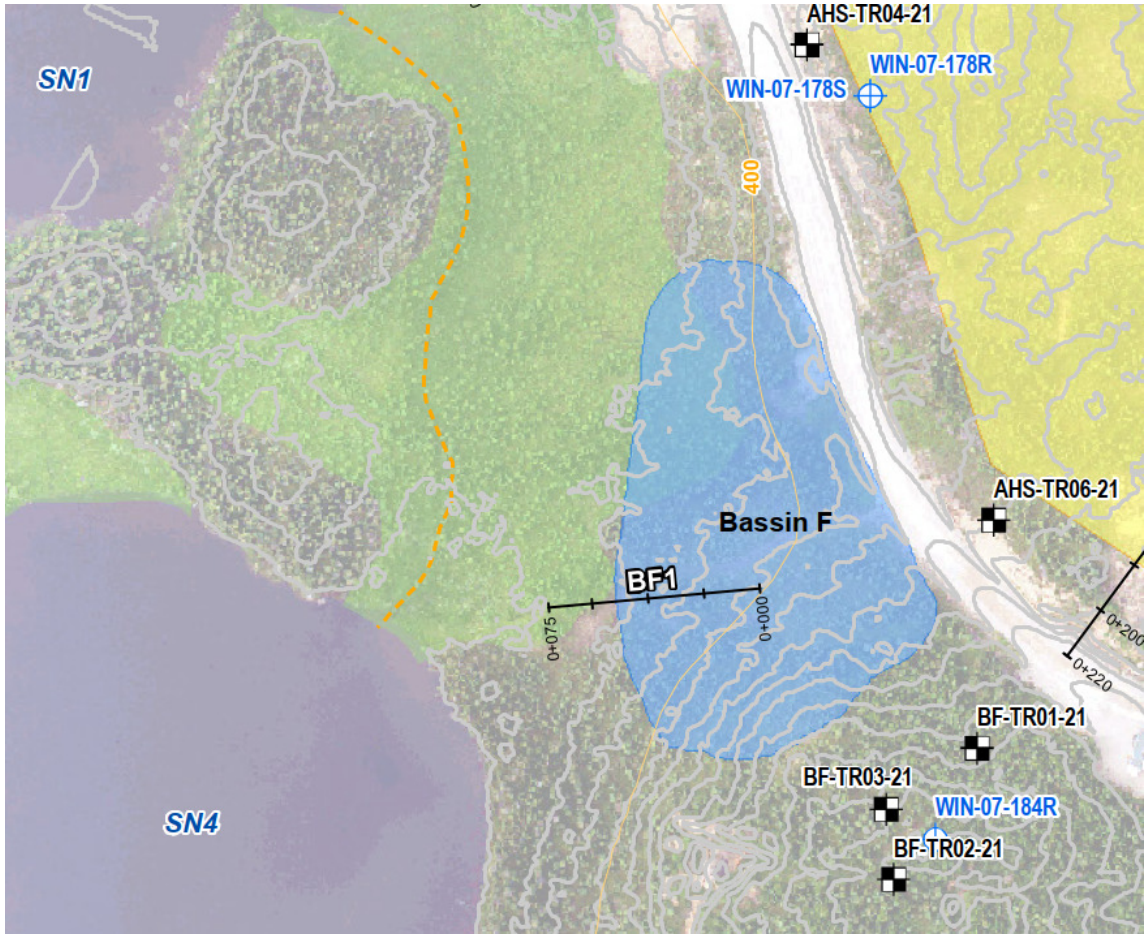
| | | |
|---|---|---|
| wsp | Coupe BD2C – Analyse de stabilité<br>Pseudostatique – Rupture globale - Pente amont<br>Bassin D2 vide | Date: 2023-03-23 |




| | |
|---|---|
| Client : Minière Osisko Inc.<br>Projet : Étude de faisabilité – Conception des haldes et des infrastructures de gestion des eaux<br>Localisation : Site minier Windfall, QC | Préparé par : Josy-Anne Douville CPI.<br>Camille Marois CPI.<br>Saleck Khnafer CPI.<br><br>Révisé par : Kristina Bondy, ing., M.ing. |
| Cas de chargement : Pseudostatique<br>FS : 1,48 FS requis : 1,10 | No. Projet : 201-11330-08<br>ANNEXE D – Figure 96 |

# Analyses de stabilité
# Bassin F

Date: 2023-03-23




Client : Minière Osisko Inc.

Projet : Étude de faisabilité – Conception des haldes et des infrastructures de gestion des eaux

Localisation : Site minier Windfall, QC

Préparé par : Josy-Anne Douville CPI.
Camille Marois CPI.
Saleck Khnafer CPI.

Révisé par : Kristina Bondy, ing., M.ing.

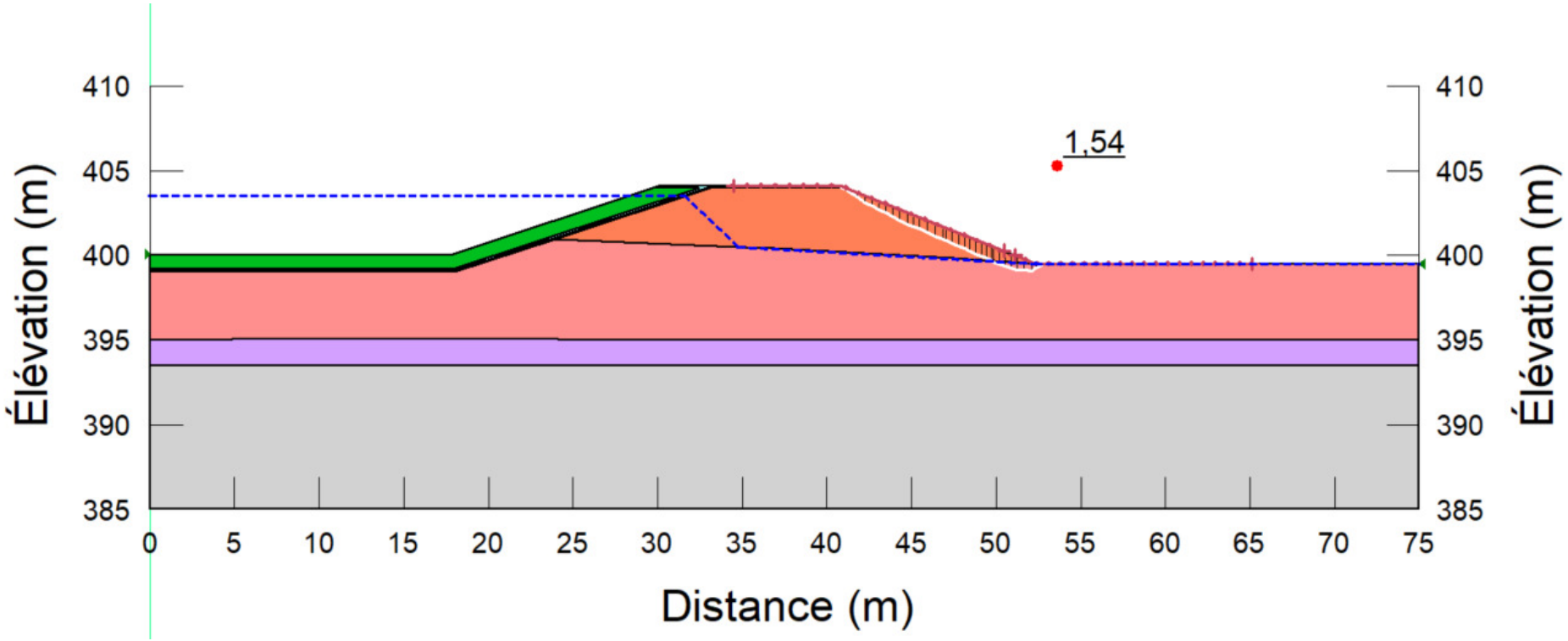
Emplacement des coupes analysées du bassin F

No. Projet : 201-11330-08

ANNEXE D – Figure 97

Coupe BF1 – Analyse de stabilité
Statique – Rupture globale - Pente aval
Niveau du bassin F à 403,5 m

Date: 2023-03-23




Client : Minière Osisko Inc.
Projet : Étude de faisabilité – Conception des haldes et des infrastructures de gestion des eaux
Localisation : Site minier Windfall, QC

Préparé par : Josy-Anne Douville CPI.
Camille Marois CPI.
Saleck Khnafer CPI.

Révisé par : Kristina Bondy, ing., M.ing.

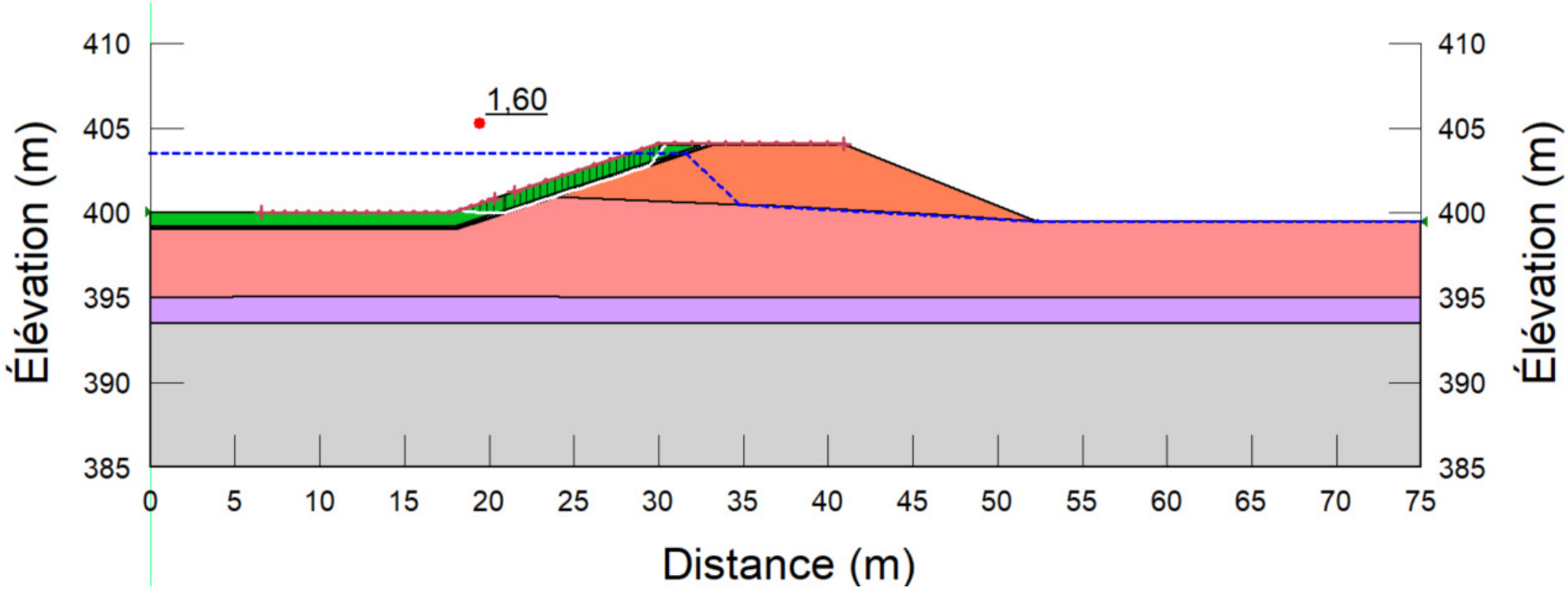
Cas de chargement : Statique

FS : 1,54 FS requis : 1,50

No. Projet : 201-11330-08

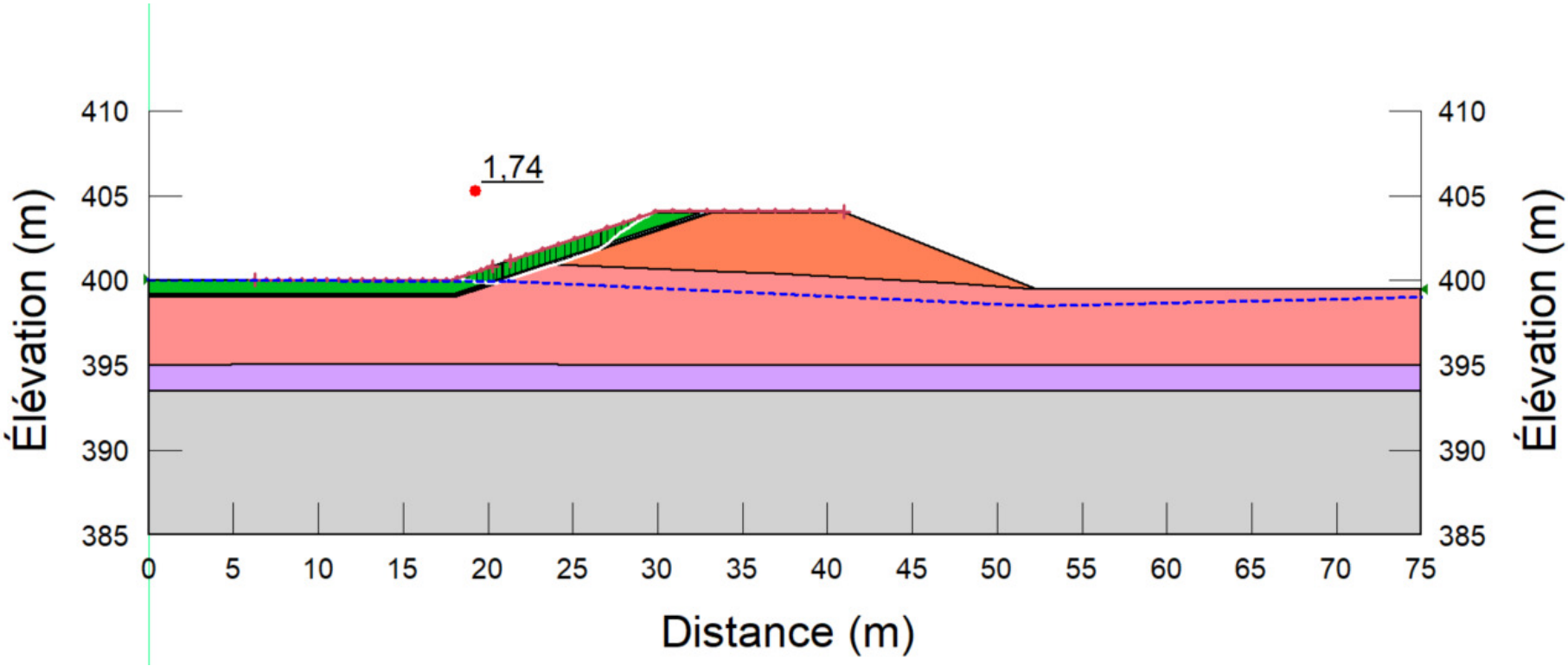
ANNEXE D – Figure 98

| | | |
|---|---|---|
| wsp | Coupe BF1 – Analyse de stabilité<br>Statique – Rupture globale - Pente amont<br>Niveau du bassin F à 403,5 m | Date: 2023-03-23 |



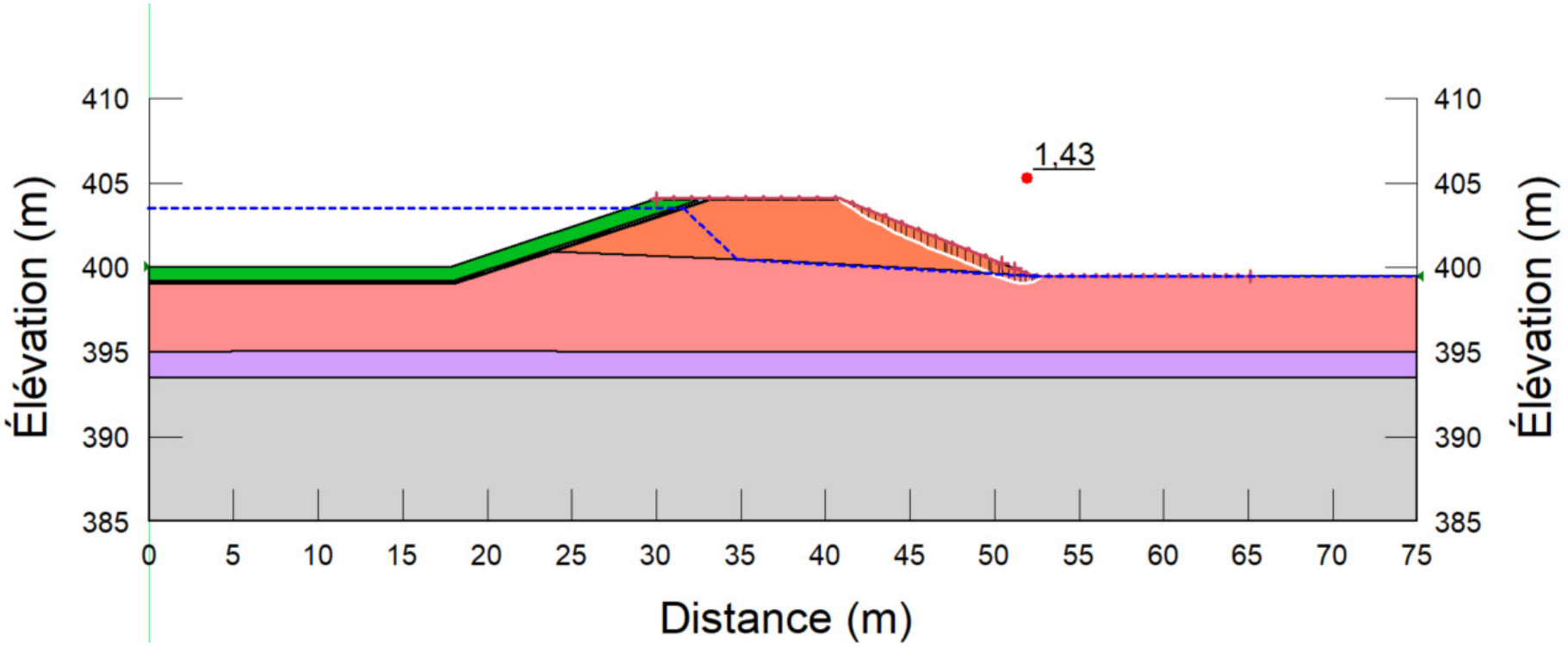

| | |
|---|---|
| Client : Minière Osisko Inc.<br>Projet : Étude de faisabilité – Conception des haldes et des infrastructures de gestion des eaux<br>Localisation : Site minier Windfall, QC | Préparé par : Josy-Anne Douville CPI.<br>Camille Marois CPI.<br>Saleck Khnafer CPI.<br><br>Révisé par : Kristina Bondy, ing., M.ing. |
| Cas de chargement : Statique<br>FS : 1,60 FS requis : 1,50 | No. Projet : 201-11330-08<br>ANNEXE D – Figure 99 |

| | | |
|---|---|---|
| wsp | Coupe BF1 – Analyse de stabilité<br>Statique – Rupture globale - Pente amont<br>Bassin F vide | Date: 2023-03-23 |




| | |
|---|---|
| Client : Minière Osisko Inc.<br>Projet : Étude de faisabilité – Conception des haldes et des infrastructures de gestion des eaux<br>Localisation : Site minier Windfall, QC | Préparé par : Josy-Anne Douville CPI.<br>Camille Marois CPI.<br>Saleck Khnafer CPI.<br><br>Révisé par : Kristina Bondy, ing., M.ing. |
| Cas de chargement : Statique<br>FS : 1,74 FS requis : 1,50 | No. Projet : 201-11330-08<br>ANNEXE D – Figure 100 |

| | | |
|---|---|---|
| wsp | Coupe BF1 – Analyse de stabilité<br>Pseudostatique – Rupture globale - Pente aval<br>Niveau du bassin F à 403,5 m | Date: 2023-03-23 |




Client : Minière Osisko Inc.

Projet : Étude de faisabilité – Conception des haldes et des infrastructures de gestion des eaux

Localisation : Site minier Windfall, QC

Préparé par : Josy-Anne Douville CPI.
Camille Marois CPI.
Saleck Khnafer CPI.

Révisé par : Kristina Bondy, ing., M.ing.

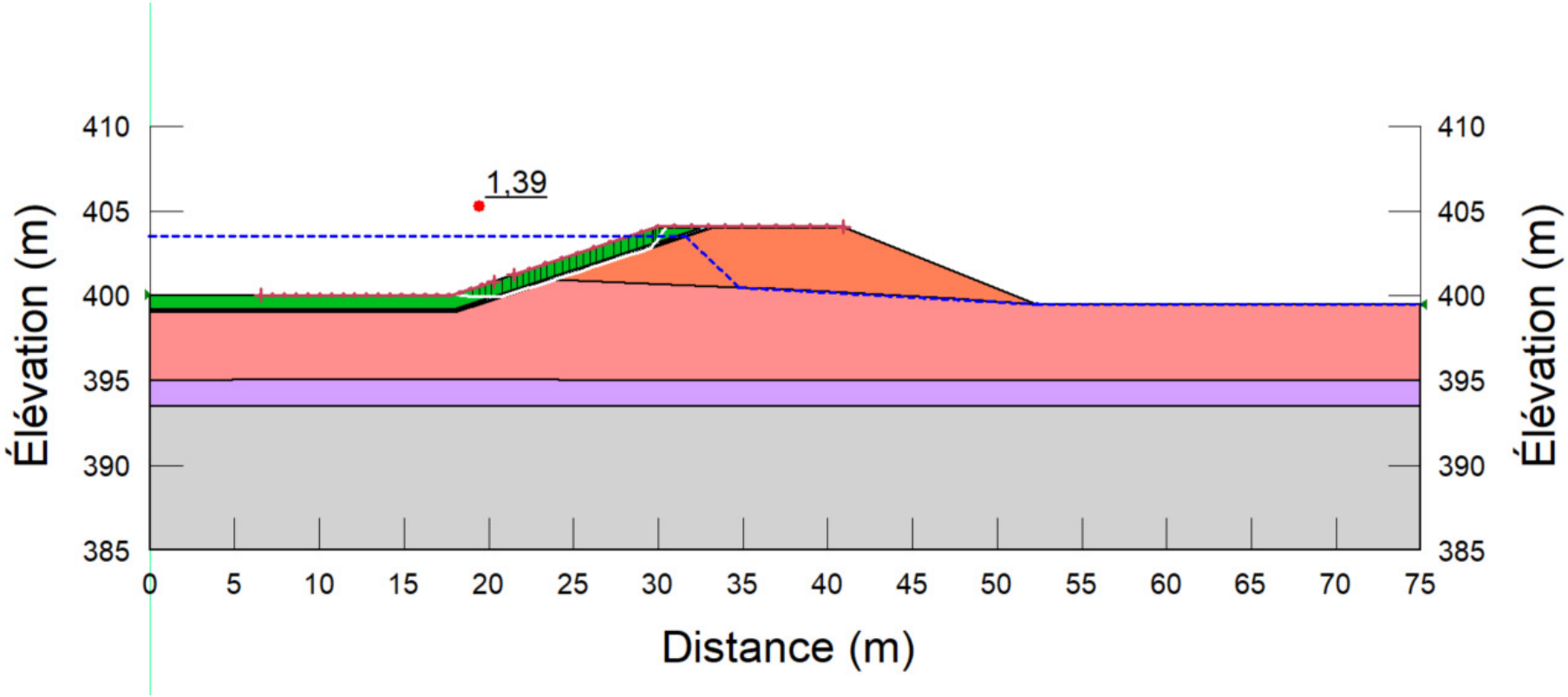
Cas de chargement : Pseudostatique

FS : 1,43 FS requis : 1,10

No. Projet : 201-11330-08

ANNEXE D – Figure 101

| | | |
|---|---|---|
| wsp | Coupe BF1 – Analyse de stabilité<br>Pseudostatique – Rupture globale - Pente amont<br>Niveau du bassin F à 403,5 m | Date: 2023-03-23 |




Client : Minière Osisko Inc.

Projet : Étude de faisabilité – Conception des haldes et des infrastructures de gestion des eaux

Localisation : Site minier Windfall, QC

Préparé par : Josy-Anne Douville CPI.
Camille Marois CPI.
Saleck Khnafer CPI.

Révisé par : Kristina Bondy, ing., M.ing.

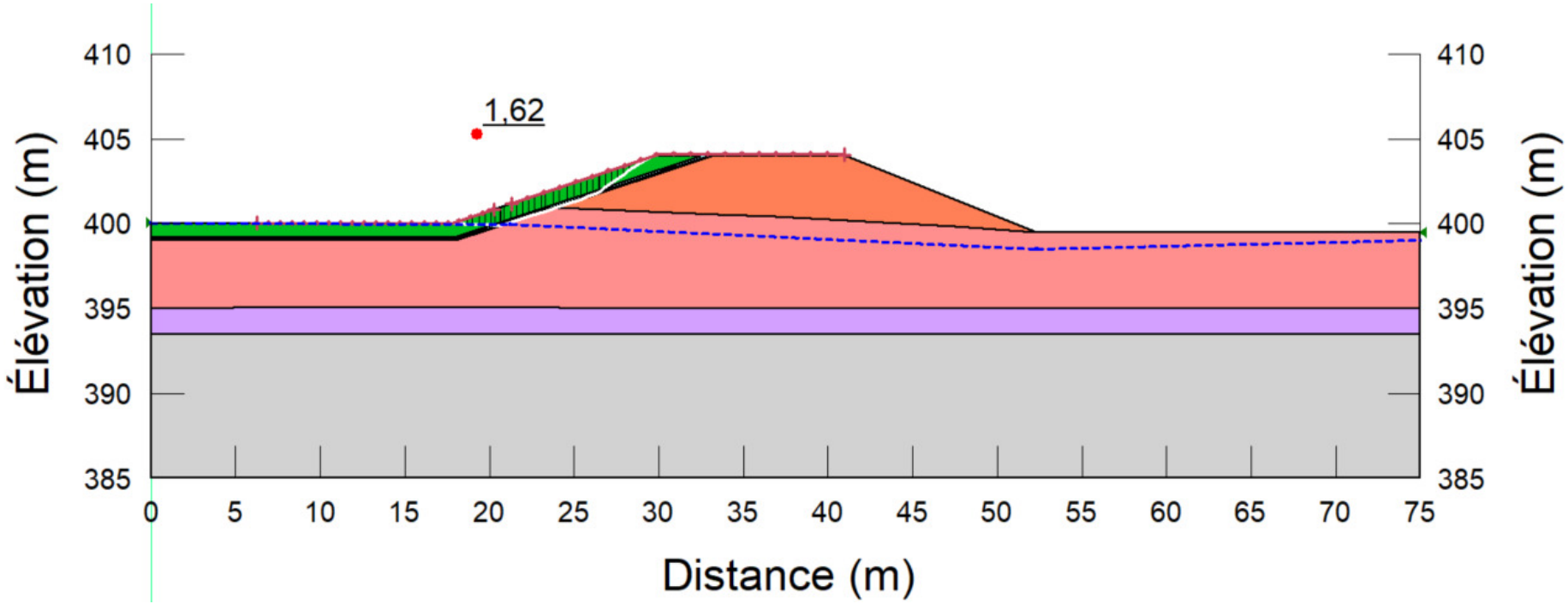
Cas de chargement : Pseudostatique

FS : 1,39 FS requis : 1,10

No. Projet : 201-11330-08

ANNEXE D – Figure 102

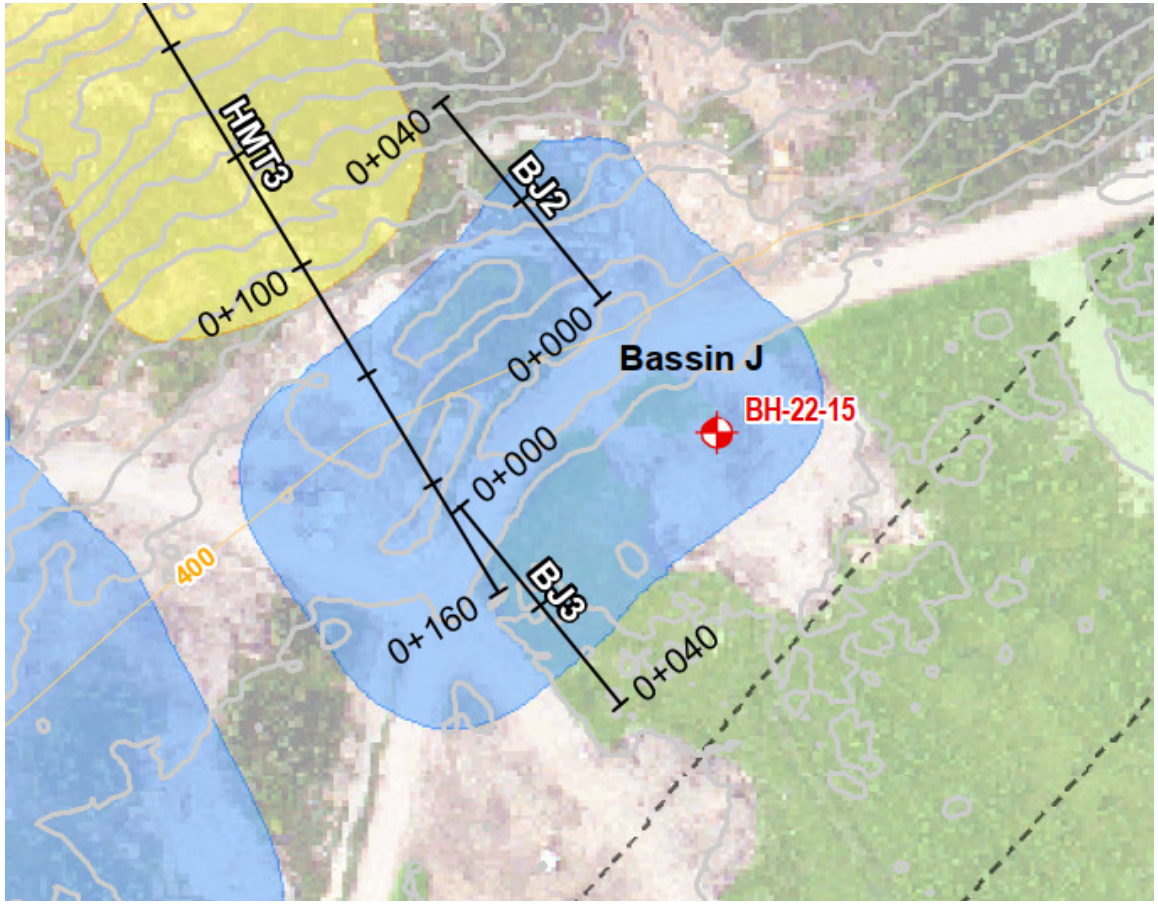
| | | |
|---|---|---|
| wsp | Coupe BF1 – Analyse de stabilité<br>Pseudostatique – Rupture globale - Pente amont<br>Bassin F vide | Date: 2023-03-23 |




| | |
|---|---|
| Client : Minière Osisko Inc.<br>Projet : Étude de faisabilité – Conception des haldes et des infrastructures de gestion des eaux<br>Localisation : Site minier Windfall, QC | Préparé par : Josy-Anne Douville CPI.<br>Camille Marois CPI.<br>Saleck Khnafer CPI.<br><br>Révisé par : Kristina Bondy, ing., M.ing. |
| Cas de chargement : Pseudostatique<br>FS : 1,62 FS requis : 1,10 | No. Projet : 201-11330-08<br>ANNEXE D – Figure 103 |

# Analyses de stabilité
# Bassin J

Date: 2023-03-23




Client : Minière Osisko Inc.

Projet : Étude de faisabilité – Conception des haldes et des infrastructures de gestion des eaux

Localisation : Site minier Windfall, QC

Préparé par : Josy-Anne Douville CPI.
Camille Marois CPI.
Saleck Khnafer CPI.

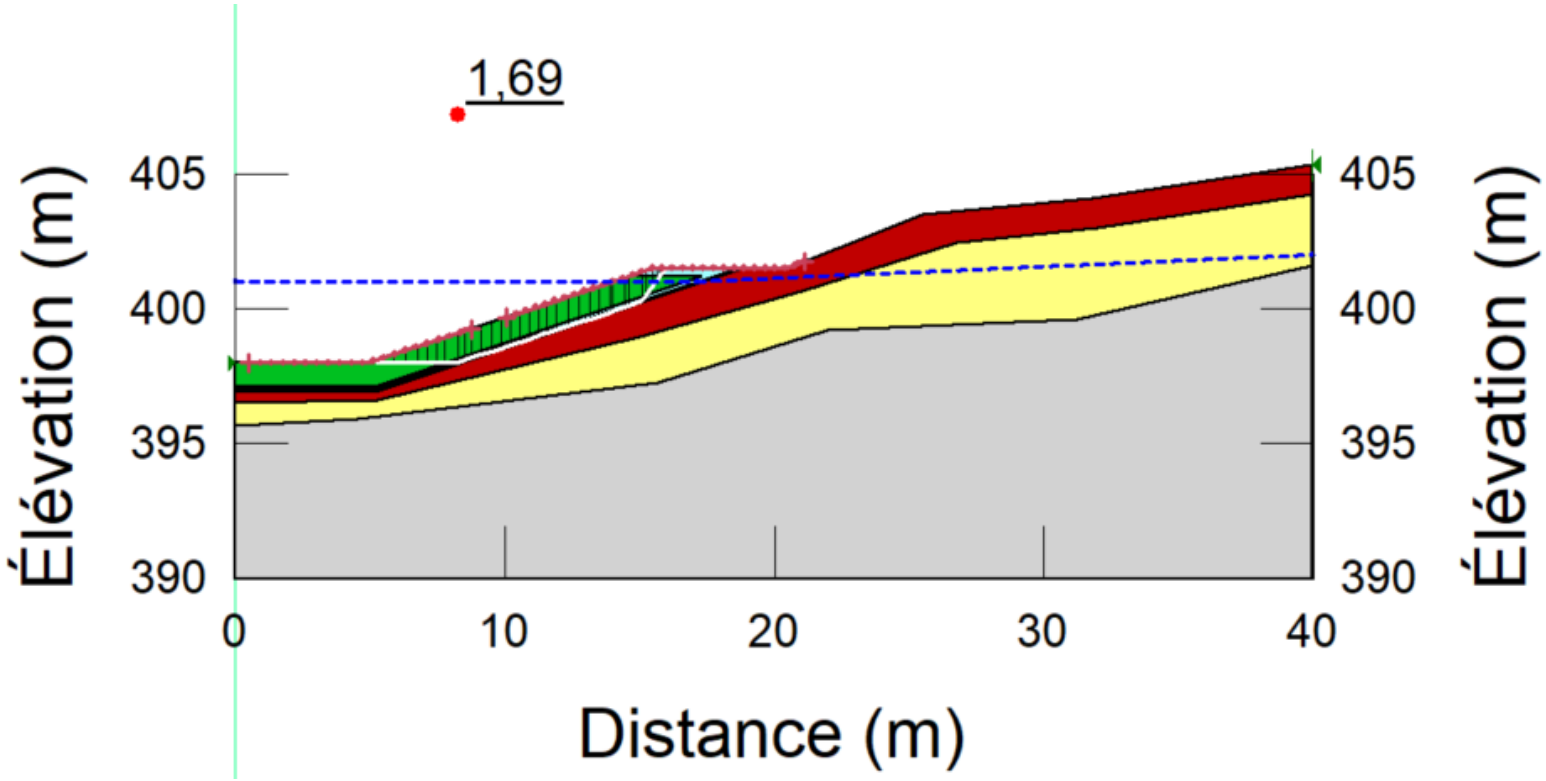
Révisé par : Kristina Bondy, ing., M.ing.

Emplacement des coupes analysées du bassin J

No. Projet : 201-11330-08

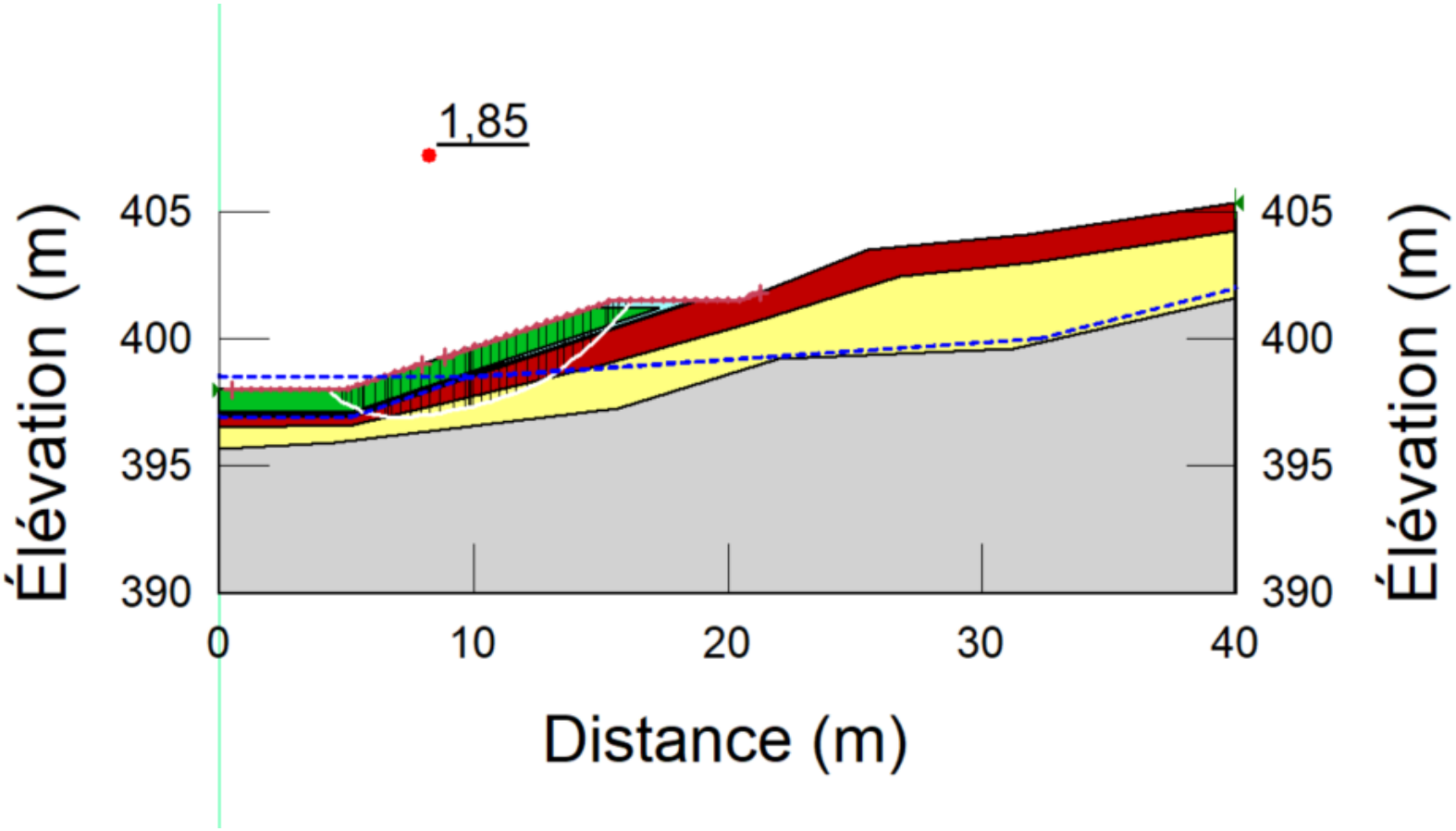
ANNEXE D – Figure 104

| | | |
|---|---|---|
| wsp | Coupe BJ2 – Analyse de stabilité<br>Statique – Rupture globale - Pente amont<br>Niveau du bassin J à 401 m | Date: 2023-03-23 |



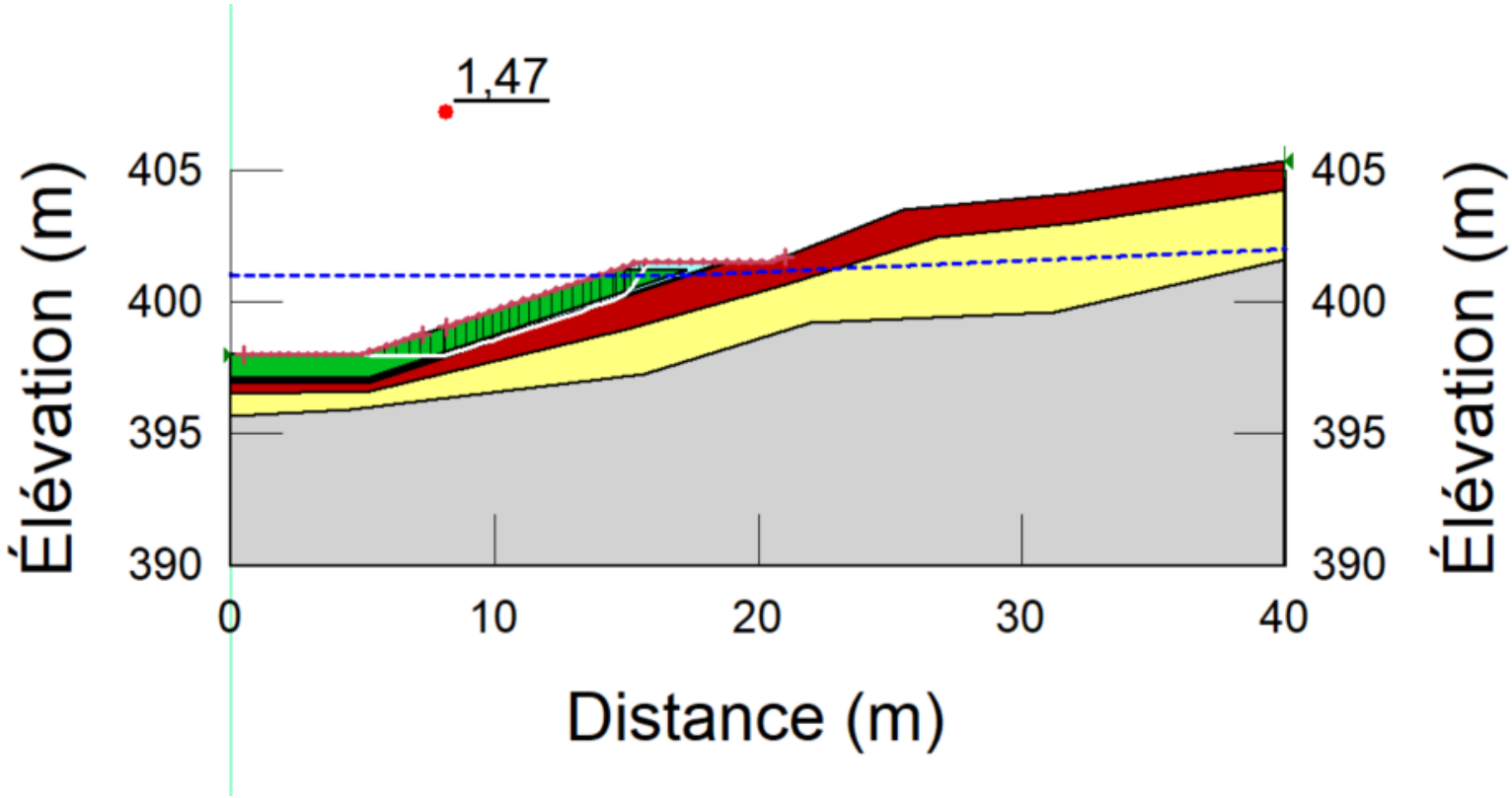

| | |
|---|---|
| Client : Minière Osisko Inc.<br>Projet : Étude de faisabilité – Conception des haldes et des infrastructures de gestion des eaux<br>Localisation : Site minier Windfall, QC | Préparé par : Josy-Anne Douville CPI.<br>Camille Marois CPI.<br>Saleck Khnafer CPI.<br><br>Révisé par : Kristina Bondy, ing., M.ing. |
| Cas de chargement : Statique<br>FS : 1,69 FS requis : 1,50 | No. Projet : 201-11330-08<br>ANNEXE D – Figure 105 |

| | | |
|---|---|---|
| wsp | Coupe BJ2 – Analyse de stabilité<br>Statique – Rupture globale - Pente amont<br>Bassin J vide | Date: 2023-03-23 |



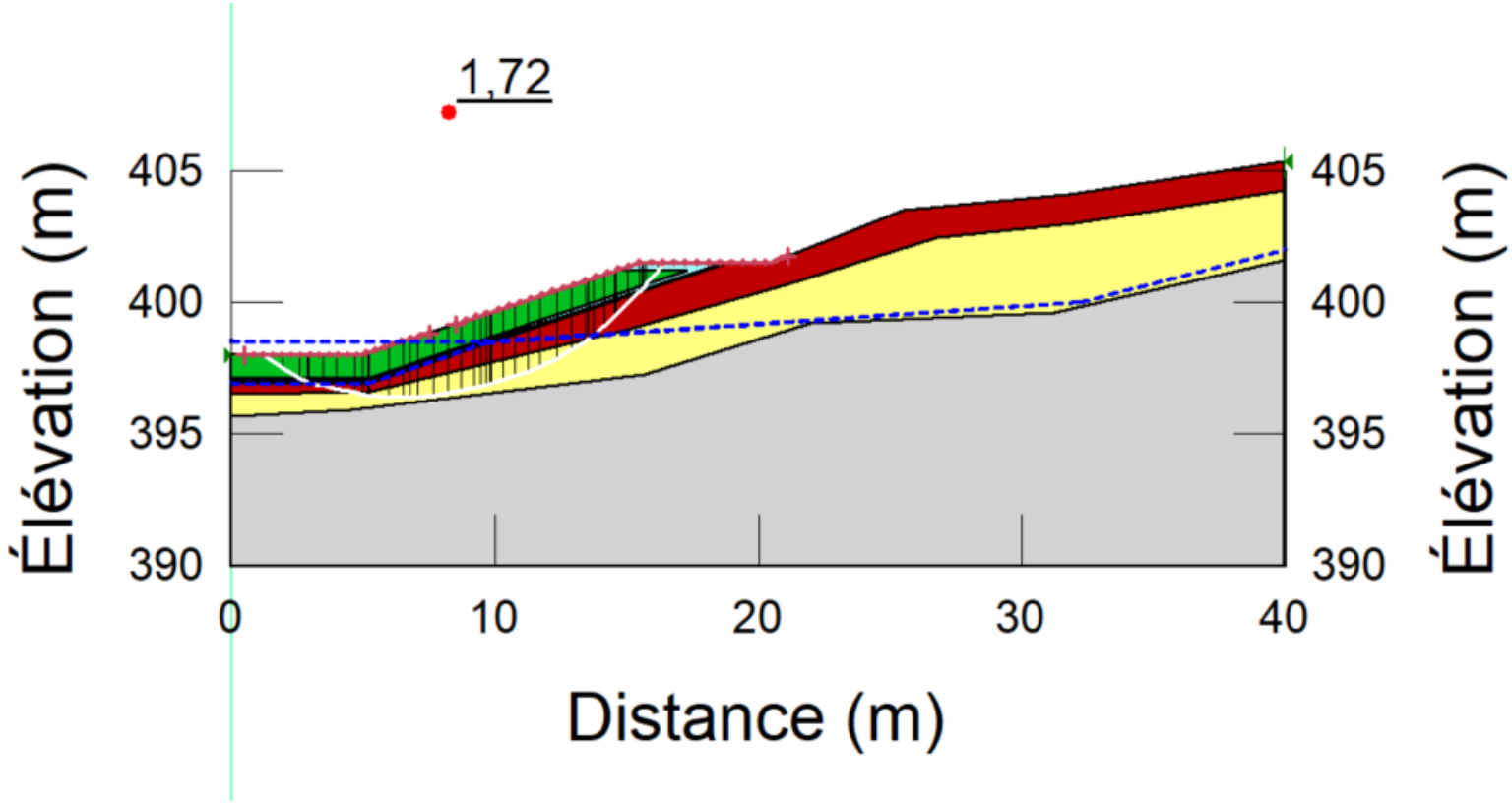

| | |
|---|---|
| Client : Minière Osisko Inc.<br>Projet : Étude de faisabilité – Conception des haldes et des infrastructures de gestion des eaux<br>Localisation : Site minier Windfall, QC | Préparé par : Josy-Anne Douville CPI.<br>Camille Marois CPI.<br>Saleck Khnafer CPI.<br><br>Révisé par : Kristina Bondy, ing., M.ing. |
| Cas de chargement : Statique<br>FS : 1,85 FS requis : 1,50 | No. Projet : 201-11330-08<br>ANNEXE D – Figure 106 |

| | | |
|---|---|---|
| wsp | Coupe BJ2 – Analyse de stabilité<br>Pseudostatique – Rupture globale - Pente amont<br>Niveau du bassin J à 401 m | Date: 2023-03-23 |



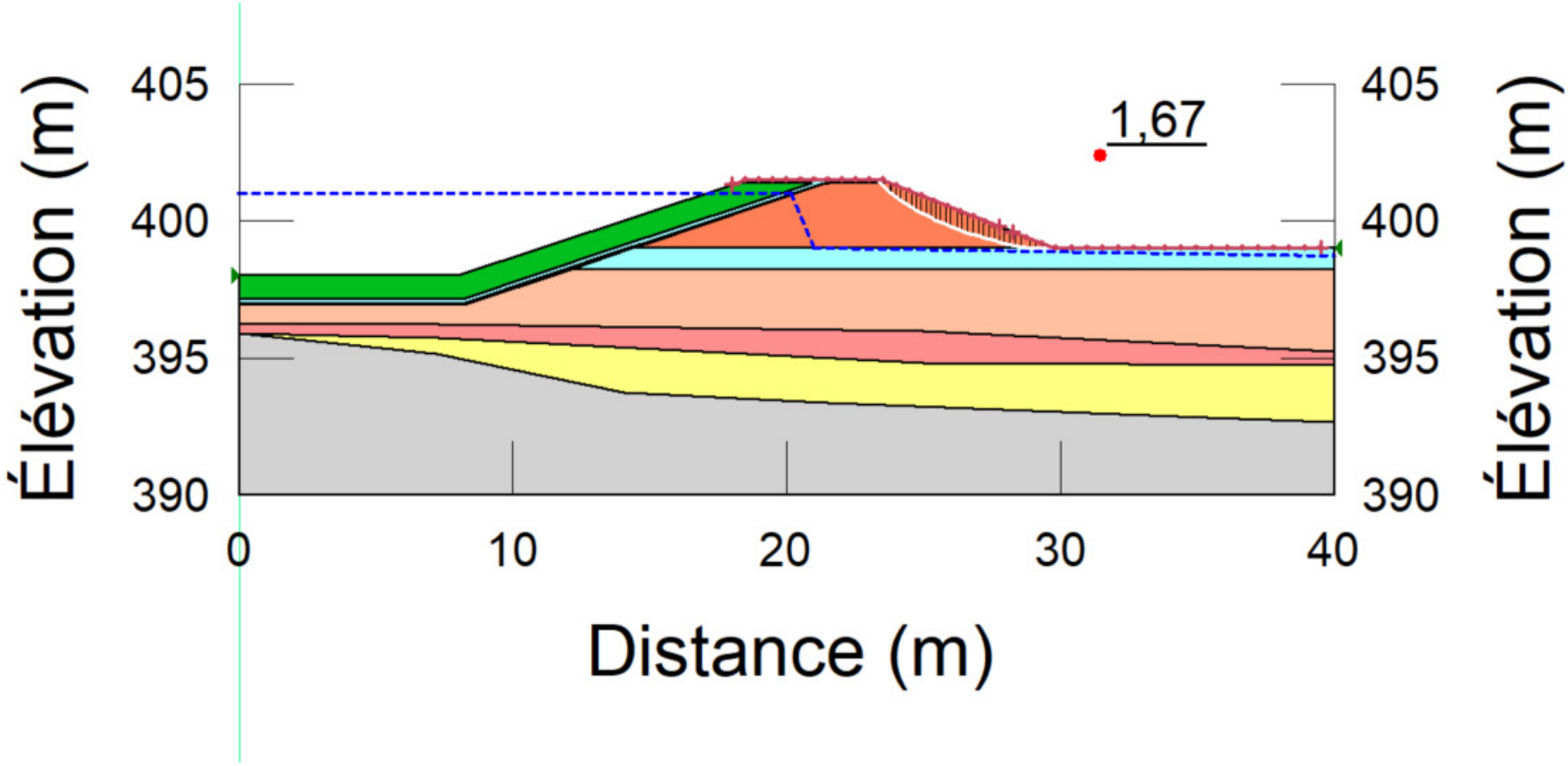

| | |
|---|---|
| Client : Minière Osisko Inc.<br>Projet : Étude de faisabilité – Conception des haldes et des infrastructures de gestion des eaux<br>Localisation : Site minier Windfall, QC | Préparé par : Josy-Anne Douville CPI.<br>Camille Marois CPI.<br>Saleck Khnafer CPI.<br><br>Révisé par : Kristina Bondy, ing., M.ing. |
| Cas de chargement : Pseudostatique<br>FS : 1,47 FS requis : 1,10 | No. Projet : 201-11330-08<br>ANNEXE D – Figure 107 |

| | | |
|---|---|---|
| wsp | Coupe BJ2 – Analyse de stabilité<br>Pseudostatique – Rupture globale - Pente amont<br>Bassin J vide | Date: 2023-03-23 |



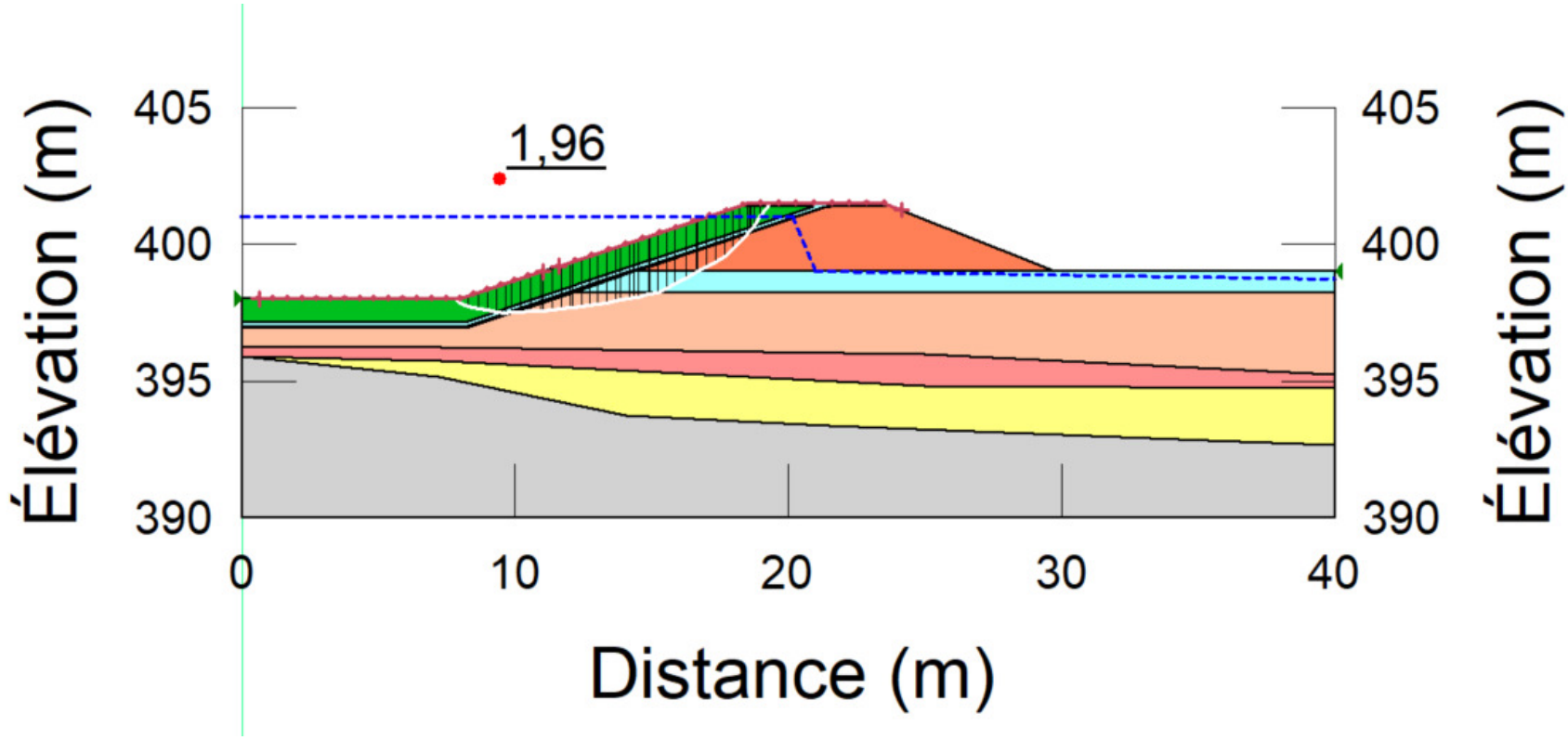

| | |
|---|---|
| Client : Minière Osisko Inc.<br>Projet : Étude de faisabilité – Conception des haldes et des infrastructures de gestion des eaux<br>Localisation : Site minier Windfall, QC | Préparé par : Josy-Anne Douville CPI.<br>Camille Marois CPI.<br>Saleck Khnafer CPI.<br><br>Révisé par : Kristina Bondy, ing., M.ing. |
| Cas de chargement : Pseudostatique<br>FS : 1,72 FS requis : 1,10 | No. Projet : 201-11330-08<br>ANNEXE D – Figure 108 |

| | | |
|---|---|---|
| wsp | Coupe BJ3 – Analyse de stabilité<br>Statique – Rupture globale - Pente aval<br>Niveau du bassin J à 401 m | Date: 2023-03-23 |



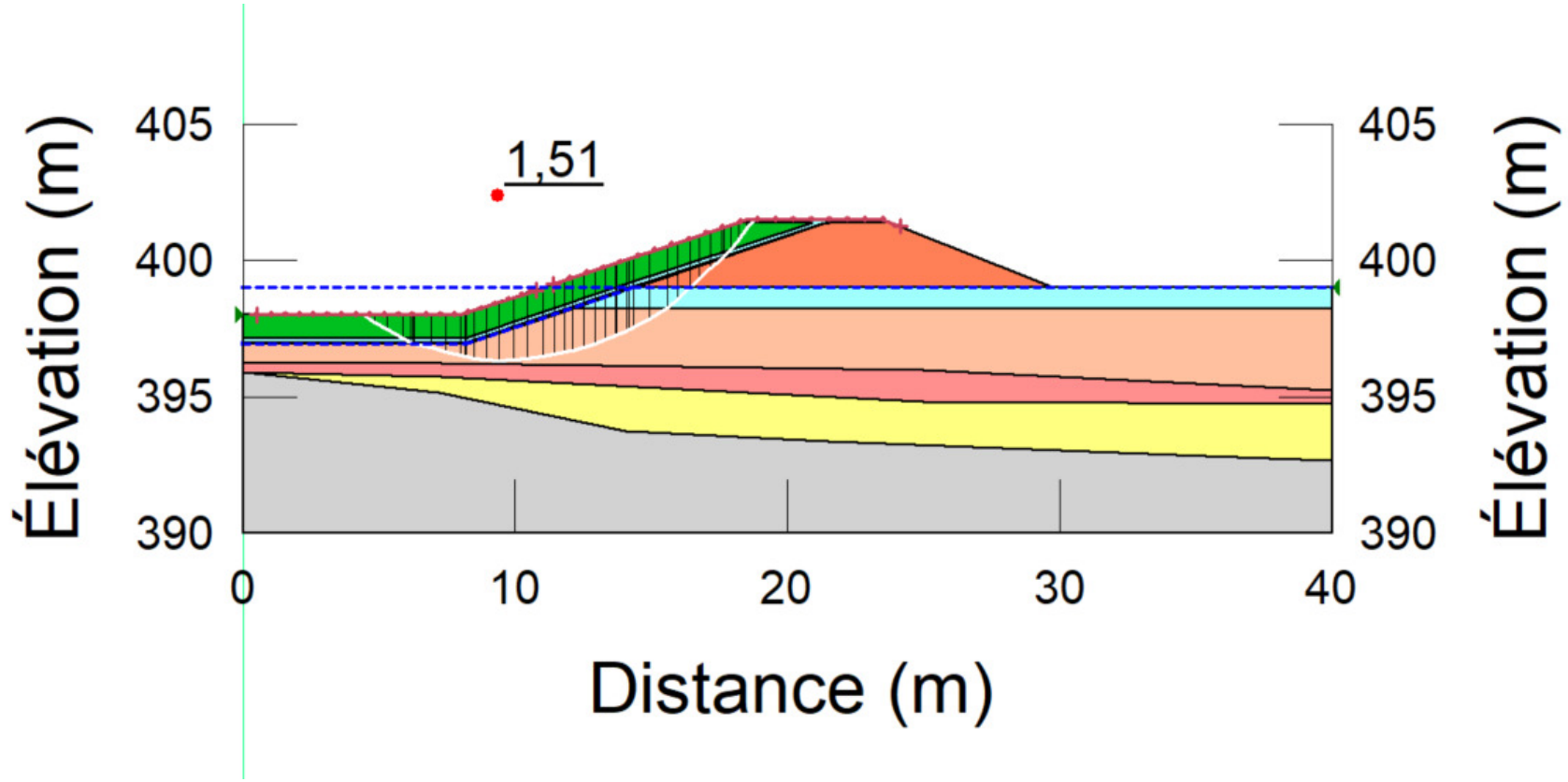

| | |
|---|---|
| Client : Minière Osisko Inc.<br>Projet : Étude de faisabilité – Conception des haldes et des infrastructures de gestion des eaux<br>Localisation : Site minier Windfall, QC | Préparé par : Josy-Anne Douville CPI.<br>Camille Marois CPI.<br>Saleck Khnafer CPI.<br><br>Révisé par : Kristina Bondy, ing., M.ing. |
| Cas de chargement : Statique<br>FS : 1,67 FS requis : 1,50 | No. Projet : 201-11330-08<br>ANNEXE D – Figure 109 |

| | | |
|---|---|---|
| wsp | Coupe BJ3 – Analyse de stabilité<br>Statique – Rupture globale - Pente amont<br>Niveau du bassin J à 401 m | Date: 2023-03-23 |



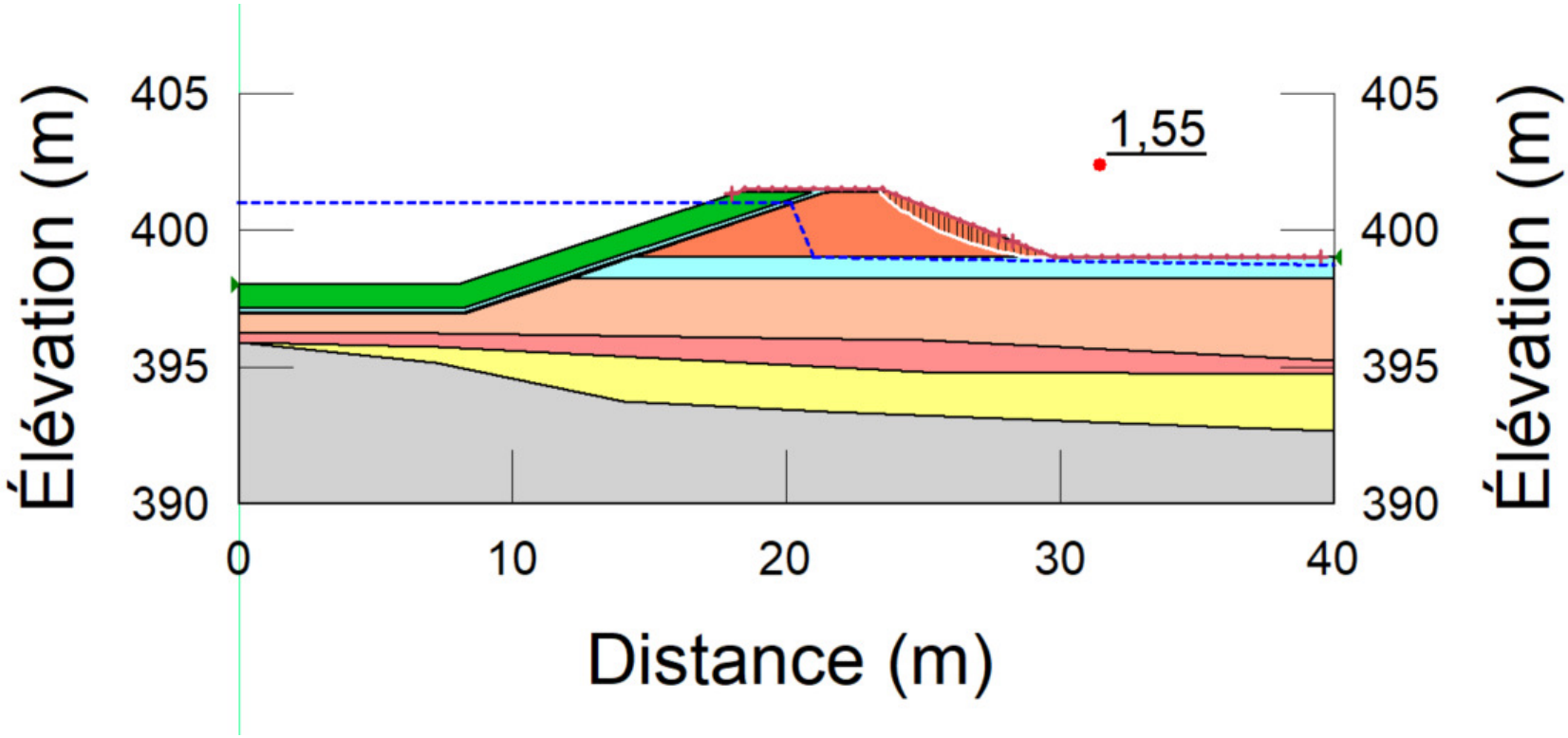

| | |
|---|---|
| Client : Minière Osisko Inc.<br>Projet : Étude de faisabilité – Conception des haldes et des infrastructures de gestion des eaux<br>Localisation : Site minier Windfall, QC | Préparé par : Josy-Anne Douville CPI.<br>Camille Marois CPI.<br>Saleck Khnafer CPI.<br><br>Révisé par : Kristina Bondy, ing., M.ing. |
| Cas de chargement : Statique<br>FS : 1,96 FS requis : 1,50 | No. Projet : 201-11330-08<br>ANNEXE D – Figure 110 |

| | | |
|---|---|---|
| wsp | Coupe BJ3 – Analyse de stabilité<br>Statique – Rupture globale - Pente amont<br>Bassin J vide | Date: 2023-03-23 |



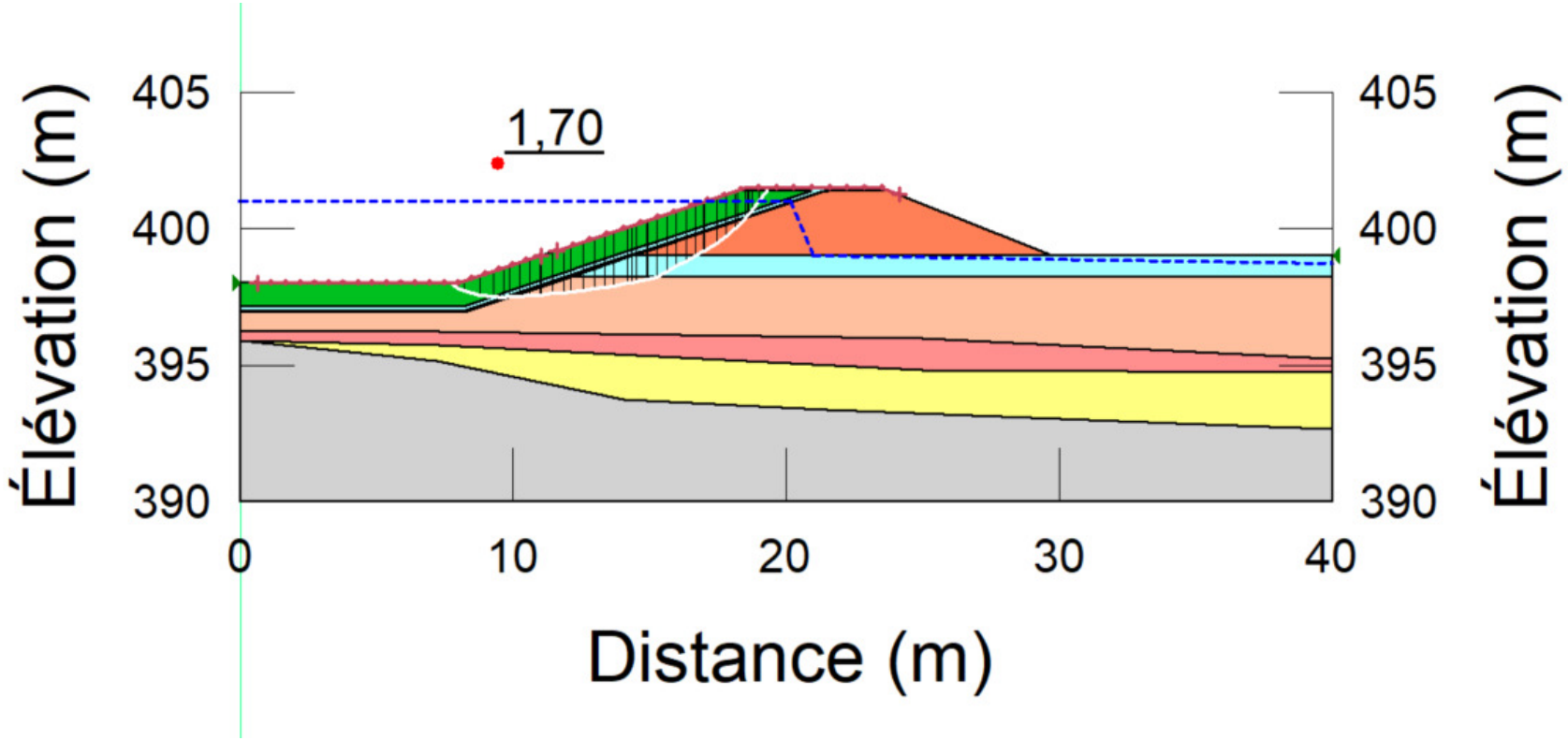

| | |
|---|---|
| Client : Minière Osisko Inc.<br>Projet : Étude de faisabilité – Conception des haldes et des infrastructures de gestion des eaux<br>Localisation : Site minier Windfall, QC | Préparé par : Josy-Anne Douville CPI.<br>Camille Marois CPI.<br>Saleck Khnafer CPI.<br>Révisé par : Kristina Bondy, ing., M.ing. |
| Cas de chargement : Statique<br>FS : 1,51 FS requis : 1,50 | No. Projet : 201-11330-08<br>ANNEXE D – Figure 111 |

| | | |
|---|---|---|
| wsp | Coupe BJ3 – Analyse de stabilité<br>Pseudostatique – Rupture globale - Pente aval<br>Niveau du bassin J à 401 m | Date: 2023-03-23 |



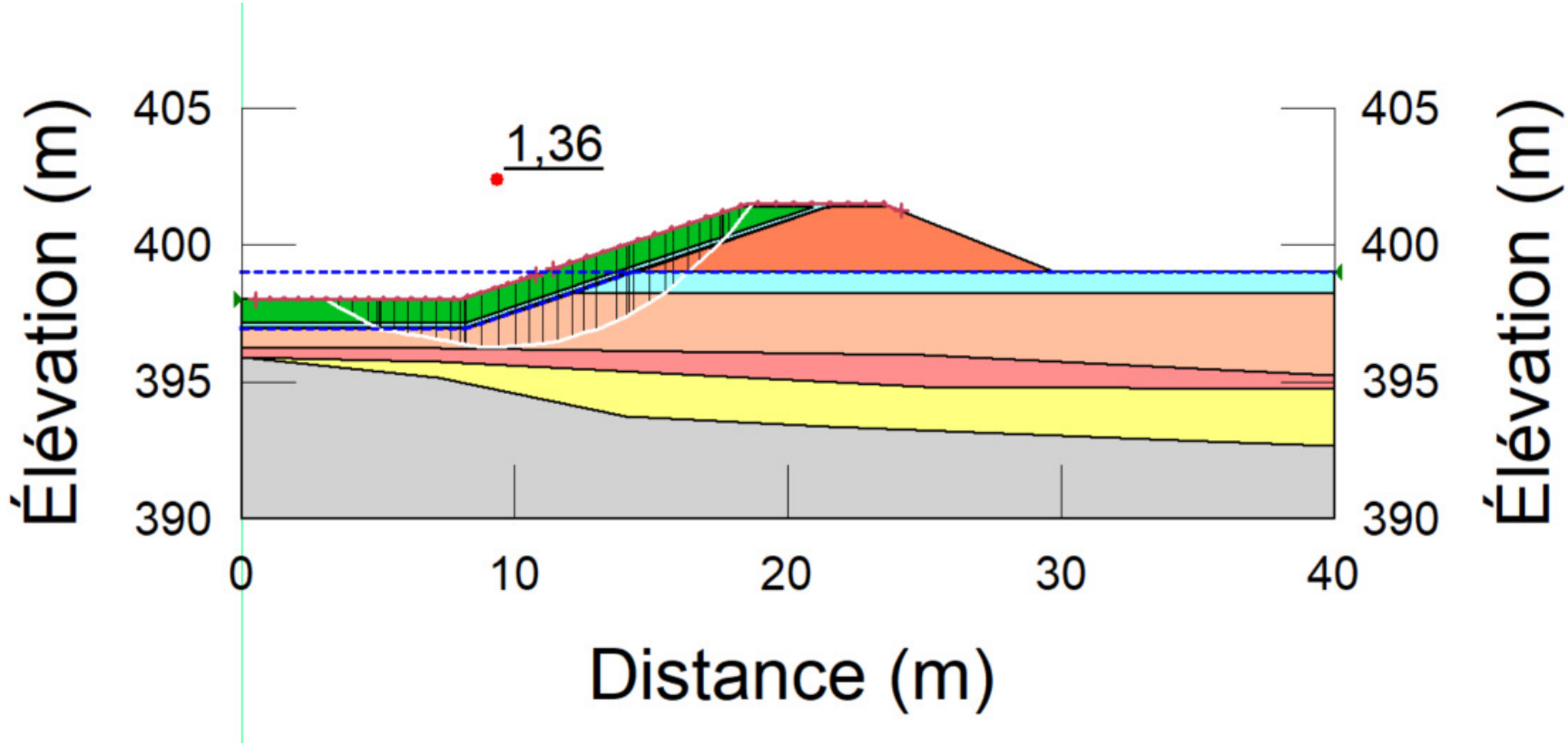

| | |
|---|---|
| Client : Minière Osisko Inc.<br>Projet : Étude de faisabilité – Conception des haldes et des infrastructures de gestion des eaux<br>Localisation : Site minier Windfall, QC | Préparé par : Josy-Anne Douville CPI.<br>Camille Marois CPI.<br>Saleck Khnafer CPI.<br><br>Révisé par : Kristina Bondy, ing., M.ing. |
| Cas de chargement : Pseudostatique<br>FS : 1,55 FS requis : 1,10 | No. Projet : 201-11330-08<br>ANNEXE D – Figure 112 |

| | | |
|---|---|---|
| wsp | Coupe BJ3 – Analyse de stabilité<br>Pseudostatique – Rupture globale - Pente amont<br>Niveau du bassin J à 401 m | Date: 2023-03-23 |




| | |
|---|---|
| Client : Minière Osisko Inc.<br>Projet : Étude de faisabilité – Conception des haldes et des infrastructures de gestion des eaux<br>Localisation : Site minier Windfall, QC | Préparé par : Josy-Anne Douville CPI.<br>Camille Marois CPI.<br>Saleck Khnafer CPI.<br><br>Révisé par : Kristina Bondy, ing., M.ing. |
| Cas de chargement : Pseudostatique<br>FS : 1,70 FS requis : 1,10 | No. Projet : 201-11330-08<br>ANNEXE D – Figure 113 |

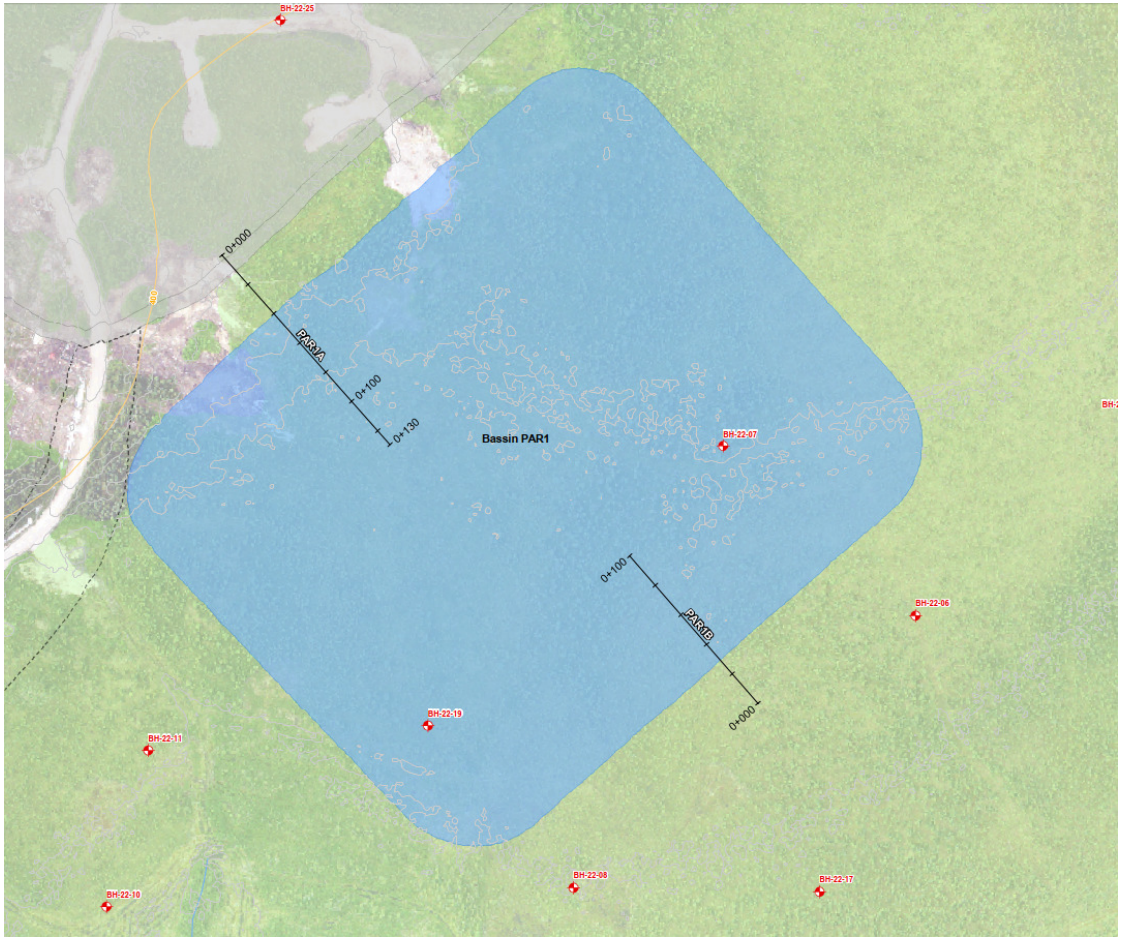
| | | |
|---|---|---|
| wsp | Coupe BJ3 – Analyse de stabilité<br>Pseudostatique – Rupture globale - Pente amont<br>Bassin J vide | Date: 2023-03-23 |




| | |
|---|---|
| Client : Minière Osisko Inc.<br>Projet : Étude de faisabilité – Conception des haldes et des infrastructures de gestion des eaux<br>Localisation : Site minier Windfall, QC | Préparé par : Josy-Anne Douville CPI.<br>Camille Marois CPI.<br>Saleck Khnafer CPI.<br><br>Révisé par : Kristina Bondy, ing., M.ing. |
| Cas de chargement : Pseudostatique<br>FS : 1,36 FS requis : 1,10 | No. Projet : 201-11330-08<br>ANNEXE D – Figure 114 |

# Analyses de stabilité
# Bassin PAR1

Date: 2023-03-23




Client : Minière Osisko Inc.

Projet : Étude de faisabilité – Conception des haldes et des infrastructures de gestion des eaux

Localisation : Site minier Windfall, QC

Préparé par : Josy-Anne Douville CPI.
Camille Marois CPI.
Saleck Khnafer CPI.

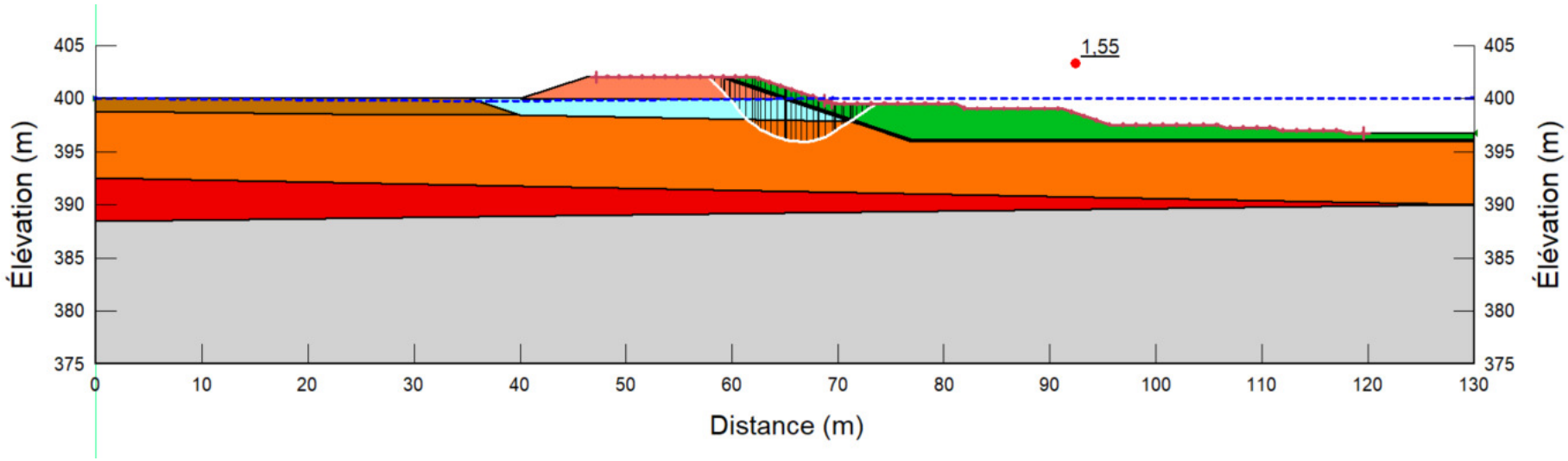
Révisé par : Kristina Bondy, ing., M.ing.

Emplacement des coupes analysées du bassin PAR1

No. Projet : 201-11330-08

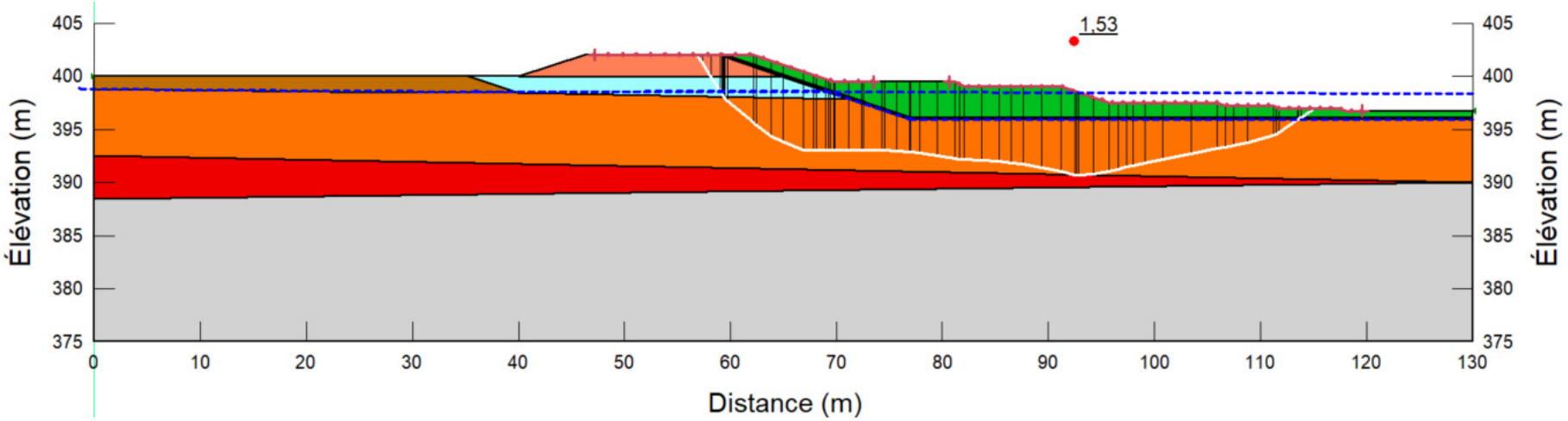
ANNEXE D – Figure 115

| | | |
|---|---|---|
| wsp | Coupe PAR1A – Analyse de stabilité<br>Statique – Rupture globale - Pente amont<br>Niveau du bassin PAR1 à 400 m | Date: 2023-03-23 |



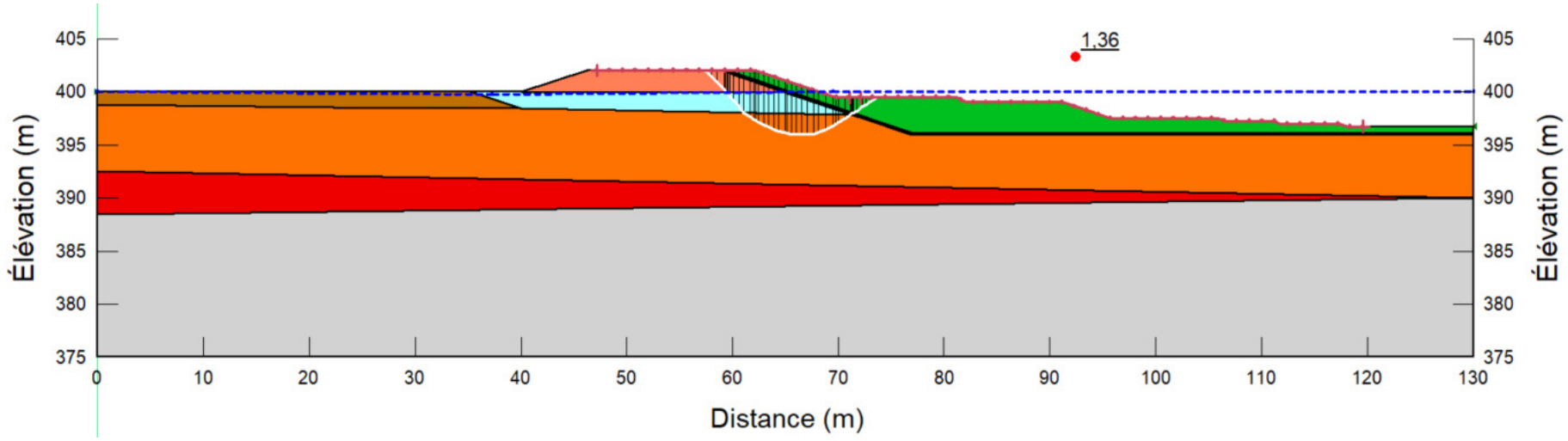

| | |
|---|---|
| Client : Minière Osisko Inc.<br>Projet : Étude de faisabilité – Conception des haldes et des infrastructures de gestion des eaux<br>Localisation : Site minier Windfall, QC | Préparé par : Josy-Anne Douville CPI.<br>Camille Marois CPI.<br>Saleck Khnafer CPI.<br><br>Révisé par : Kristina Bondy, ing., M.ing. |
| Cas de chargement : Statique<br>FS : 1,55 FS requis : 1,50 | No. Projet : 201-11330-08<br>ANNEXE D – Figure 116 |

| | | |
|---|---|---|
| wsp | Coupe PAR1A – Analyse de stabilité<br>Statique – Rupture globale - Pente amont<br>Bassin PAR1 vide | Date: 2023-03-23 |



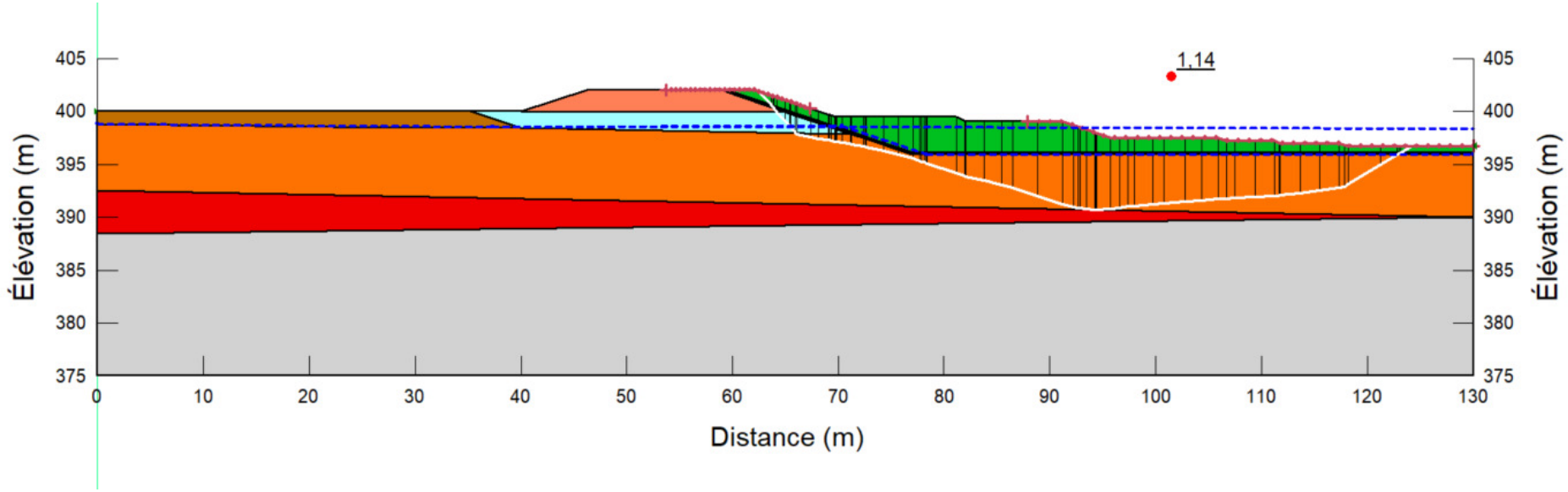

| | |
|---|---|
| Client : Minière Osisko Inc.<br>Projet : Étude de faisabilité – Conception des haldes et des infrastructures de gestion des eaux<br>Localisation : Site minier Windfall, QC | Préparé par : Josy-Anne Douville CPI.<br>Camille Marois CPI.<br>Saleck Khnafer CPI.<br><br>Révisé par : Kristina Bondy, ing., M.ing. |
| Cas de chargement : Statique<br>FS : 1,53 FS requis : 1,50 | No. Projet : 201-11330-08<br>ANNEXE D – Figure 117 |

| | | |
|---|---|---|
| wsp | Coupe PAR1A – Analyse de stabilité<br>Pseudostatique – Rupture globale - Pente amont<br>Niveau du bassin PAR1 à 400 m | Date: 2023-03-23 |



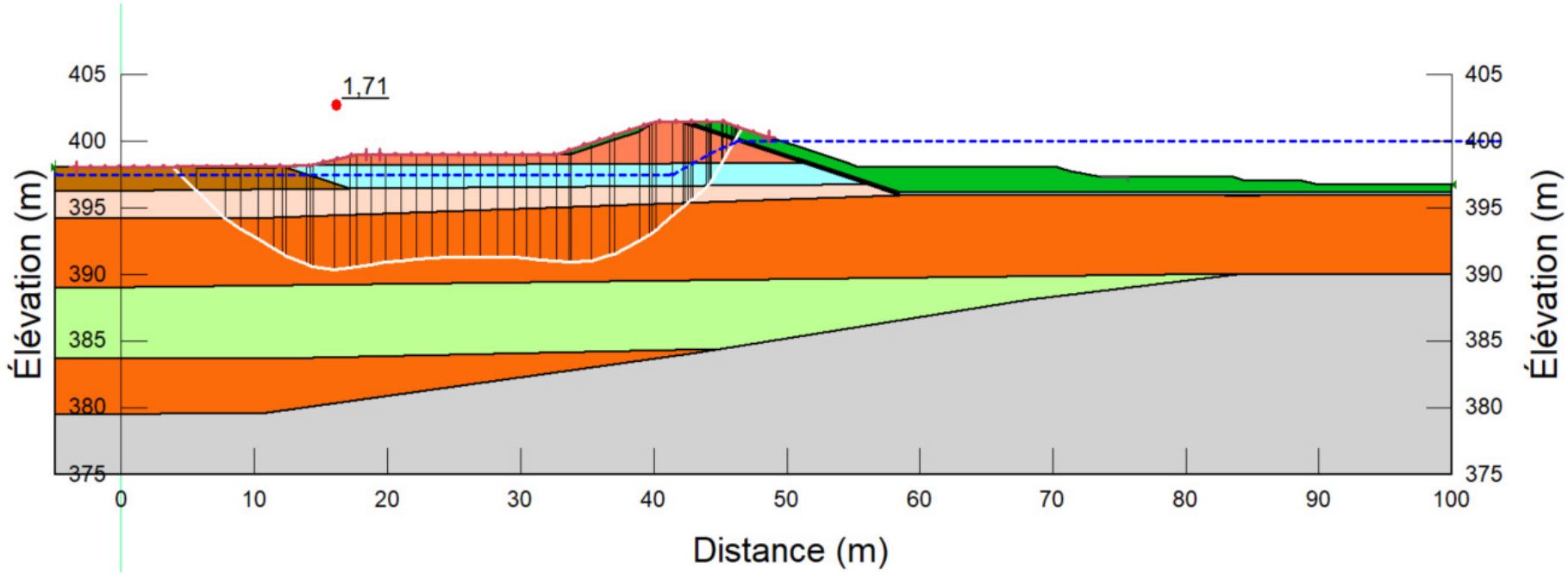

| | |
|---|---|
| Client : Minière Osisko Inc.<br>Projet : Étude de faisabilité – Conception des haldes et des infrastructures de gestion des eaux<br>Localisation : Site minier Windfall, QC | Préparé par : Josy-Anne Douville CPI.<br>Camille Marois CPI.<br>Saleck Khnafer CPI.<br><br>Révisé par : Kristina Bondy, ing., M.ing. |
| Cas de chargement : Pseudostatique<br>FS : 1,36 FS requis : 1,10 | No. Projet : 201-11330-08<br>ANNEXE D – Figure 118 |

| | | |
|---|---|---|
| wsp | Coupe PAR1A – Analyse de stabilité<br>Pseudostatique – Rupture globale - Pente amont<br>Bassin PAR1 vide | Date: 2023-03-23 |



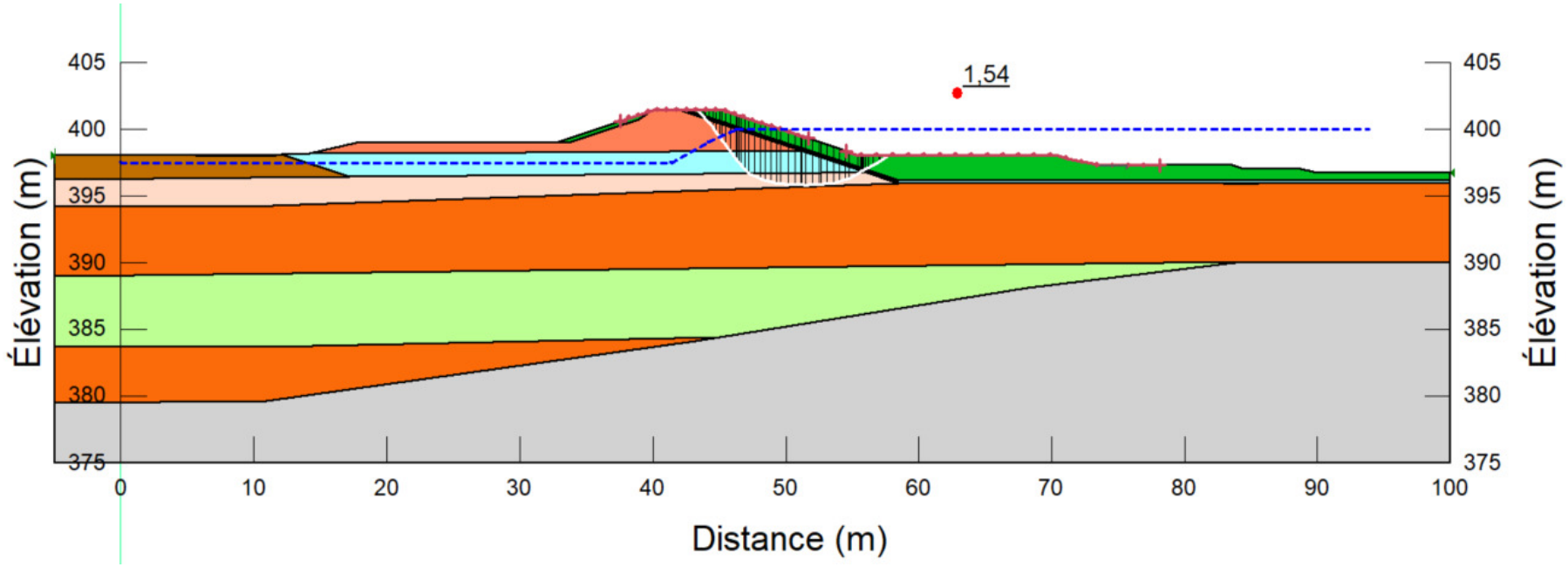

| | |
|---|---|
| Client : Minière Osisko Inc.<br>Projet : Étude de faisabilité – Conception des haldes et des infrastructures de gestion des eaux<br>Localisation : Site minier Windfall, QC | Préparé par : Josy-Anne Douville CPI.<br>Camille Marois CPI.<br>Saleck Khnafer CPI.<br><br>Révisé par : Kristina Bondy, ing., M.ing. |
| Cas de chargement : Pseudostatique<br>FS : 1,14 FS requis : 1,10 | No. Projet : 201-11330-08<br>ANNEXE D – Figure 119 |

| | | |
|---|---|---|
| wsp | Coupe PAR1B – Analyse de stabilité<br>Statique – Rupture globale - Pente aval<br>Niveau du bassin PAR1 à 400 m | Date: 2023-03-23 |



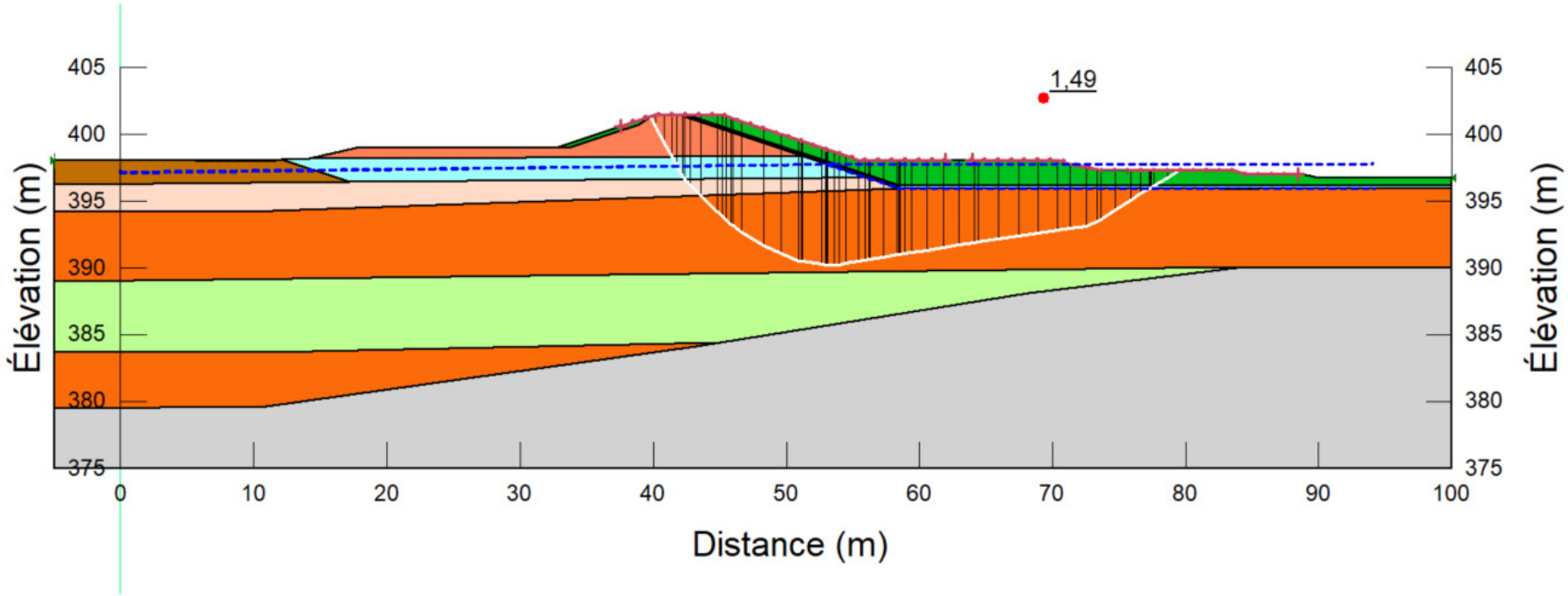

| | |
|---|---|
| Client : Minière Osisko Inc.<br>Projet : Étude de faisabilité – Conception des haldes et des infrastructures de gestion des eaux<br>Localisation : Site minier Windfall, QC | Préparé par : Josy-Anne Douville CPI.<br>Camille Marois CPI.<br>Saleck Khnafer CPI.<br><br>Révisé par : Kristina Bondy, ing., M.ing. |
| Cas de chargement : Statique<br>FS : 1,71 FS requis : 1,50 | No. Projet : 201-11330-08<br>ANNEXE D – Figure 120 |

| | | |
|---|---|---|
| wsp | Coupe PAR1B – Analyse de stabilité<br>Statique – Rupture globale - Pente amont<br>Niveau du bassin PAR1 à 400 m | Date: 2023-03-23 |




| | |
|---|---|
| Client : Minière Osisko Inc.<br>Projet : Étude de faisabilité – Conception des haldes et des infrastructures de gestion des eaux<br>Localisation : Site minier Windfall, QC | Préparé par : Josy-Anne Douville CPI.<br>Camille Marois CPI.<br>Saleck Khnafer CPI.<br><br>Révisé par : Kristina Bondy, ing., M.ing. |
| Cas de chargement : Statique<br>FS : 1,54 FS requis : 1,50 | No. Projet : 201-11330-08<br>ANNEXE D – Figure 121 |

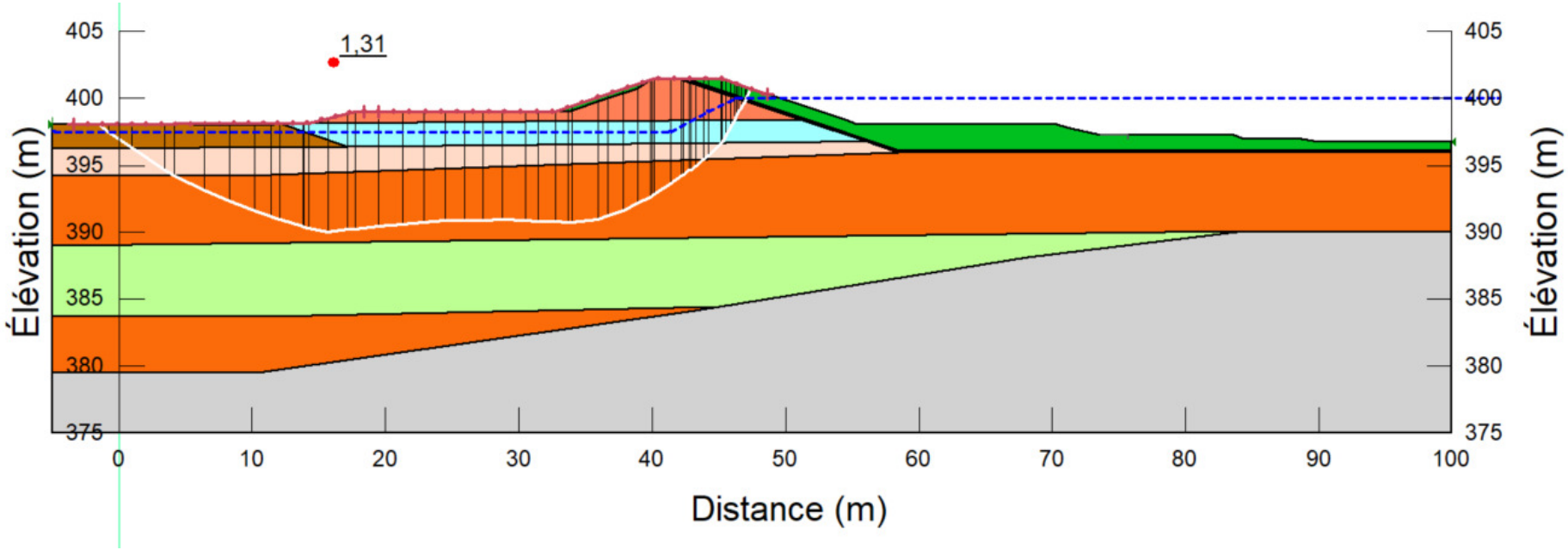
| | | |
|---|---|---|
| wsp | Coupe PAR1B – Analyse de stabilité<br>Statique – Rupture globale - Pente amont<br>Bassin PAR1 vide | Date: 2023-03-23 |




| | |
|---|---|
| Client : Minière Osisko Inc.<br>Projet : Étude de faisabilité – Conception des haldes et des infrastructures de gestion des eaux<br>Localisation : Site minier Windfall, QC | Préparé par : Josy-Anne Douville CPI.<br>Camille Marois CPI.<br>Saleck Khnafer CPI.<br><br>Révisé par : Kristina Bondy, ing., M.ing. |
| Cas de chargement : Statique<br>FS : 1,49 FS requis : 1,50 | No. Projet : 201-11330-08<br>ANNEXE D – Figure 122 |

# Coupe PAR1B – Analyse de stabilité
## Pseudostatique – Rupture globale - Pente aval
## Niveau du bassin PAR1 à 400 m

Date: 2023-03-23




Client : Minière Osisko Inc.

Projet : Étude de faisabilité – Conception des haldes et des infrastructures de gestion des eaux

Localisation : Site minier Windfall, QC

Préparé par : Josy-Anne Douville CPI.
Camille Marois CPI.
Saleck Khnafer CPI.

Révisé par : Kristina Bondy, ing., M.ing.

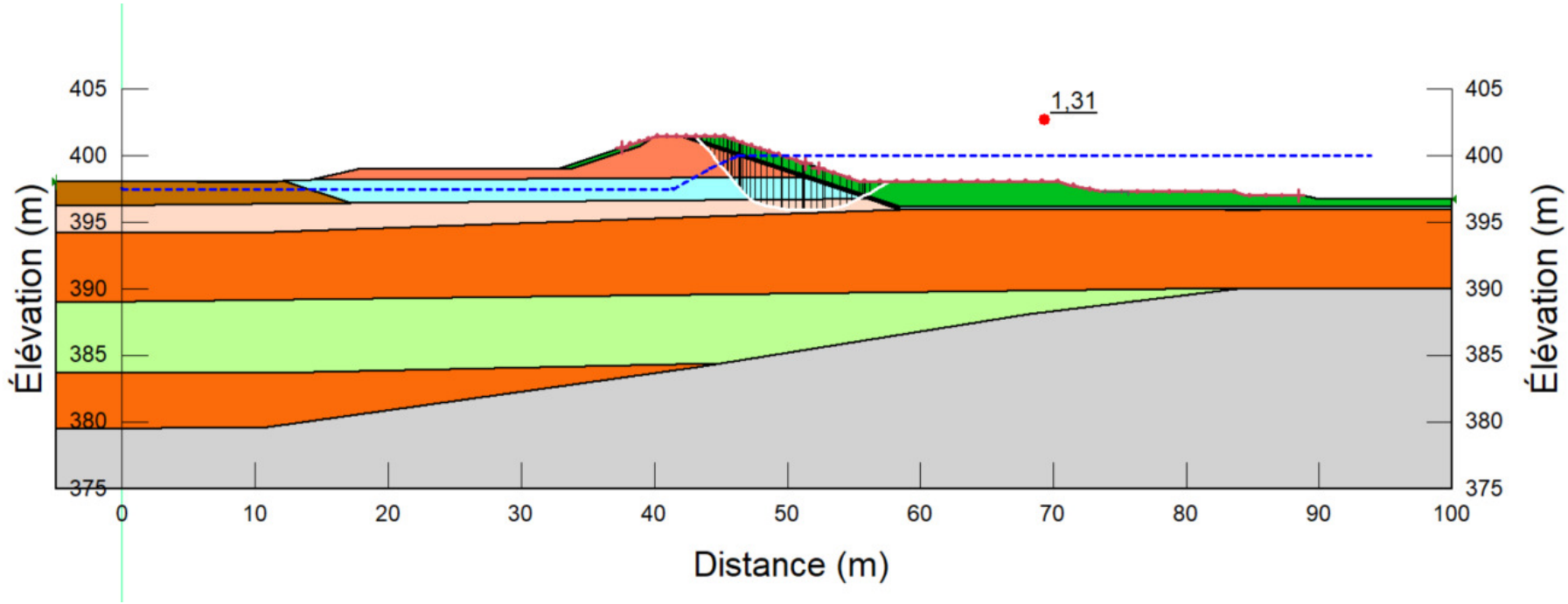
Cas de chargement : Pseudostatique

FS : 1,31 FS requis : 1,10

No. Projet : 201-11330-08

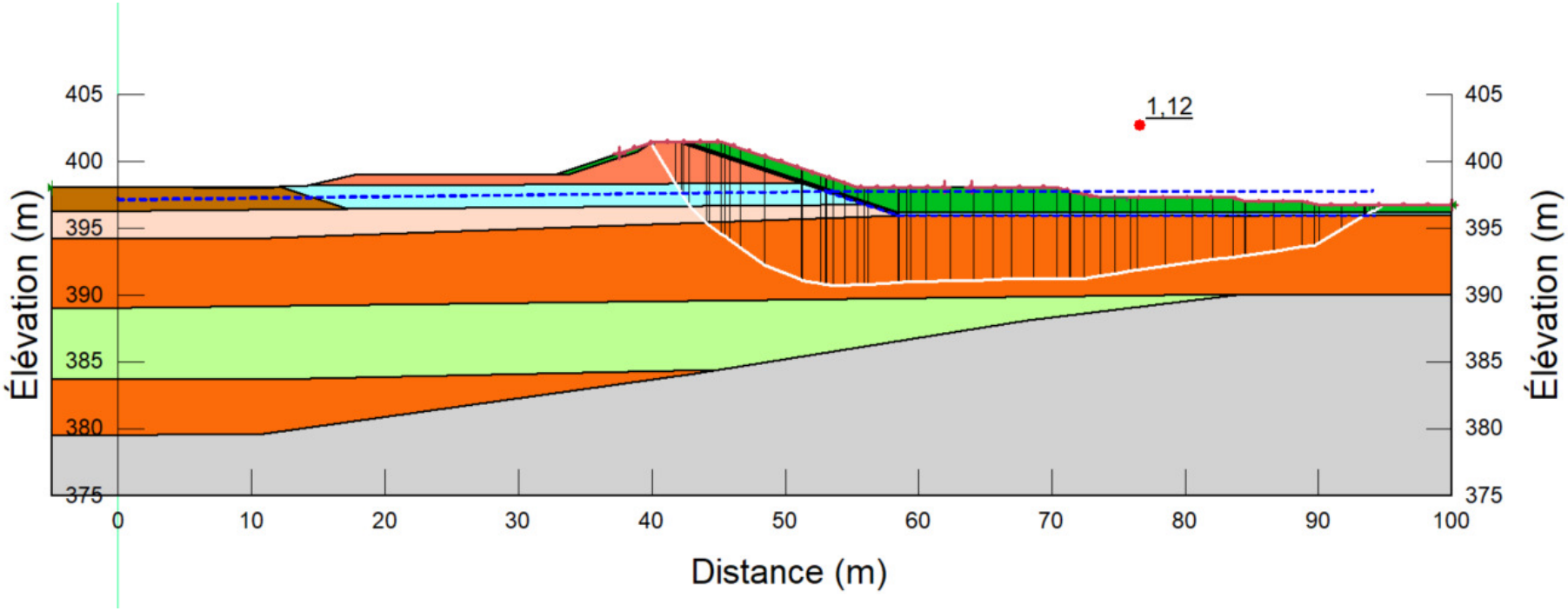
ANNEXE D – Figure 123

| | | |
|---|---|---|
| wsp | Coupe PAR1B – Analyse de stabilité<br>Pseudostatique – Rupture globale - Pente amont<br>Niveau du bassin PAR1 à 400 m | Date: 2023-03-23 |




| | |
|---|---|
| Client : Minière Osisko Inc.<br>Projet : Étude de faisabilité – Conception des haldes et des infrastructures de gestion des eaux<br>Localisation : Site minier Windfall, QC | Préparé par : Josy-Anne Douville CPI.<br>Camille Marois CPI.<br>Saleck Khnafer CPI.<br><br>Révisé par : Kristina Bondy, ing., M.ing. |
| Cas de chargement : Pseudostatique<br>FS : 1,31 FS requis : 1,10 | No. Projet : 201-11330-08<br>ANNEXE D – Figure 124 |

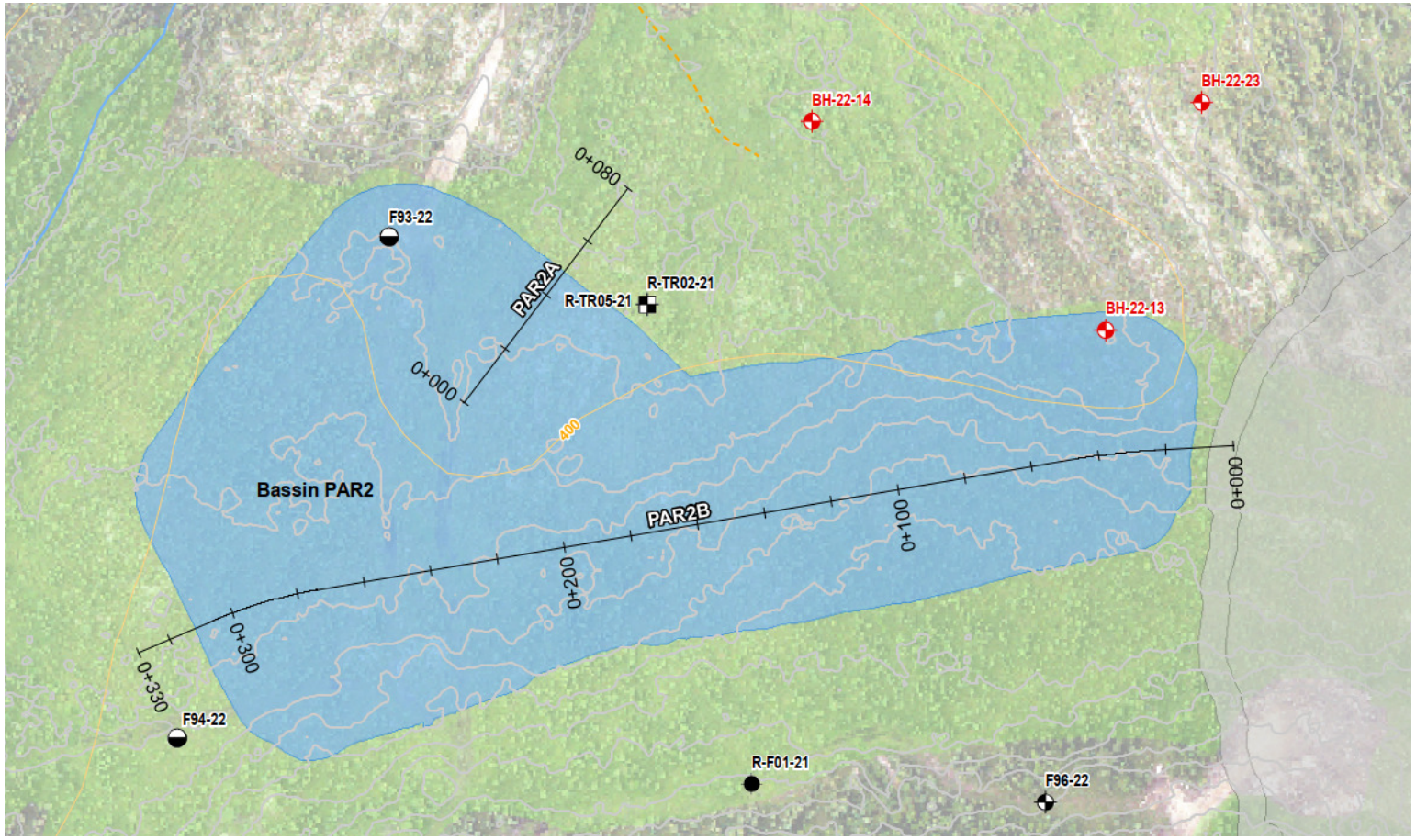
| | | |
|---|---|---|
| wsp | Coupe PAR1B – Analyse de stabilité<br>Pseudostatique – Rupture globale - Pente amont<br>Bassin PAR1 vide | Date: 2023-03-23 |




| | |
|---|---|
| Client : Minière Osisko Inc.<br>Projet : Étude de faisabilité – Conception des haldes et des infrastructures de gestion des eaux<br>Localisation : Site minier Windfall, QC | Préparé par : Josy-Anne Douville CPI.<br>Camille Marois CPI.<br>Saleck Khnafer CPI.<br><br>Révisé par : Kristina Bondy, ing., M.ing. |
| Cas de chargement : Pseudostatique<br>FS : 1,12 FS requis : 1,10 | No. Projet : 201-11330-08<br>ANNEXE D – Figure 125 |

# Analyses de stabilité
# Bassin PAR2

Date: 2023-03-23




Client : Minière Osisko Inc.

Projet : Étude de faisabilité – Conception des haldes et des infrastructures de gestion des eaux

Localisation : Site minier Windfall, QC

Préparé par : Josy-Anne Douville CPI.
Camille Marois CPI.
Saleck Khnafer CPI.

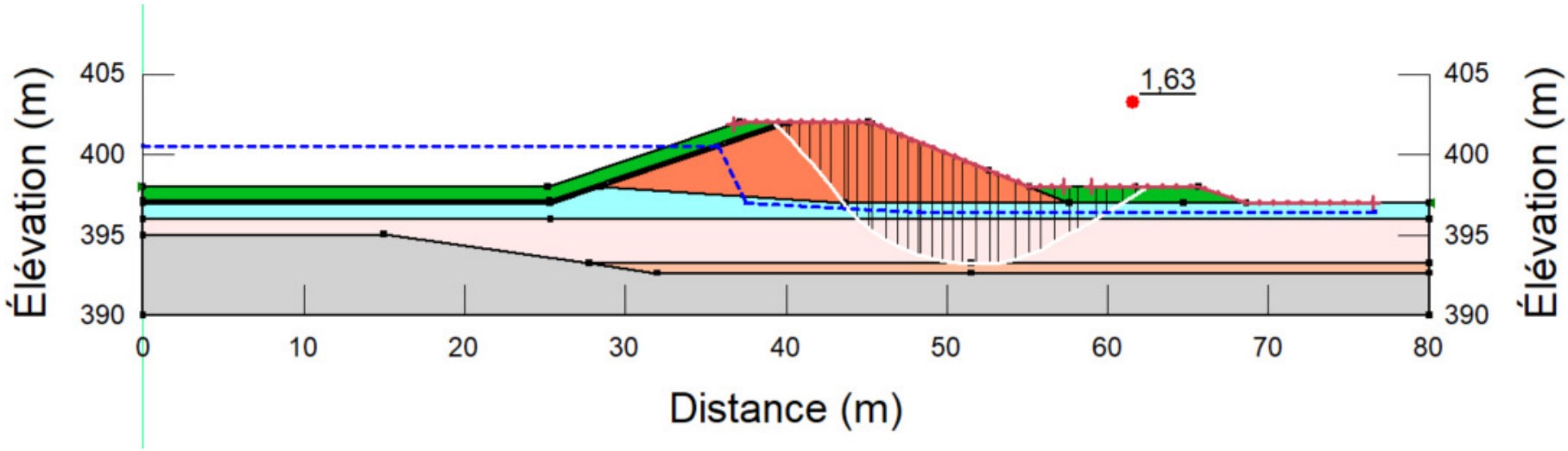
Révisé par : Kristina Bondy, ing., M.ing.

Emplacement des coupes analysées du bassin PAR2

No. Projet : 201-11330-08

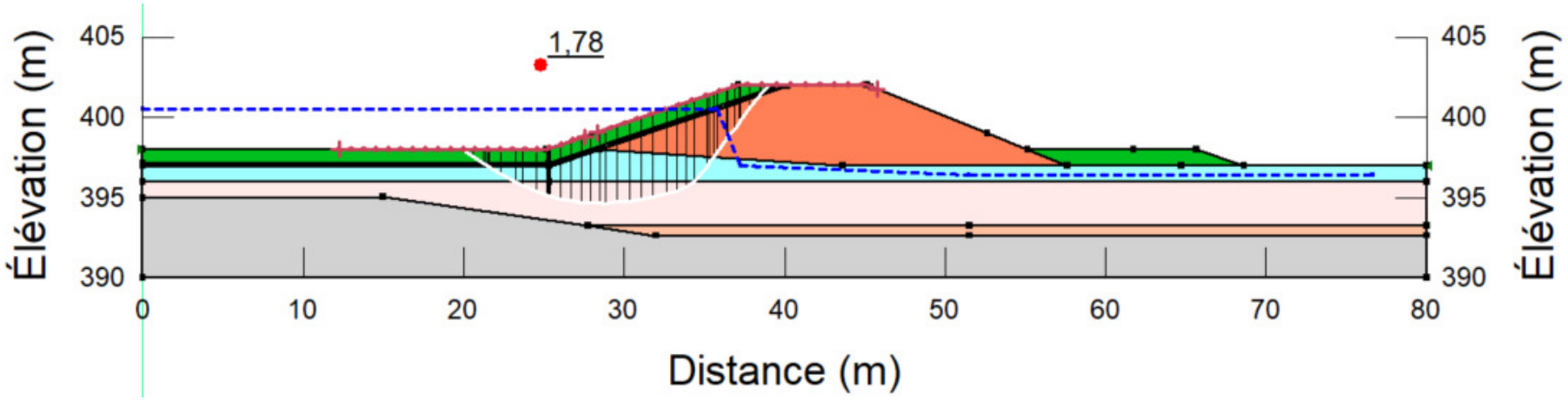
ANNEXE D – Figure 126

| | | |
|---|---|---|
| wsp | Coupe PAR2A – Analyse de stabilité<br>Statique – Rupture globale - Pente aval<br>Niveau du bassin PAR2 à 400,5 m | Date: 2023-03-23 |



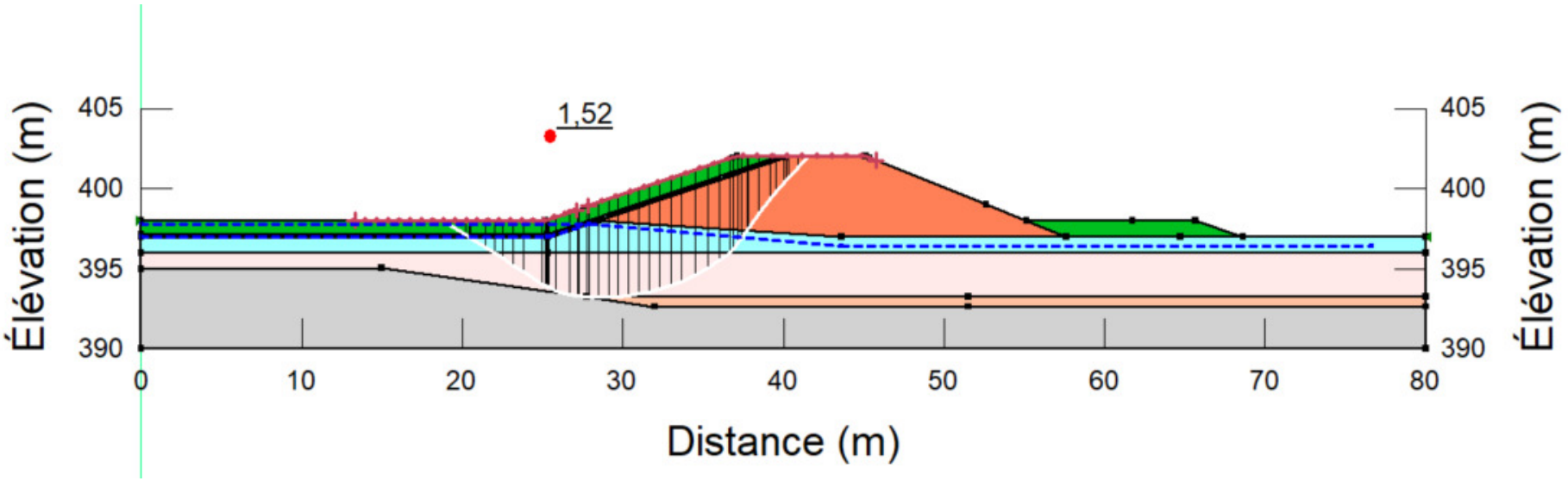

| | |
|---|---|
| Client : Minière Osisko Inc.<br>Projet : Étude de faisabilité – Conception des haldes et des infrastructures de gestion des eaux<br>Localisation : Site minier Windfall, QC | Préparé par : Josy-Anne Douville CPI.<br>Camille Marois CPI.<br>Saleck Khnafer CPI.<br><br>Révisé par : Kristina Bondy, ing., M.ing. |
| Cas de chargement : Statique<br>FS : 1,63 FS requis : 1,50 | No. Projet : 201-11330-08<br>ANNEXE D – Figure 127 |

| | | |
|---|---|---|
| wsp | Coupe PAR2A – Analyse de stabilité<br>Statique – Rupture globale - Pente amont<br>Niveau du bassin PAR2 à 400,5 m | Date: 2023-03-23 |



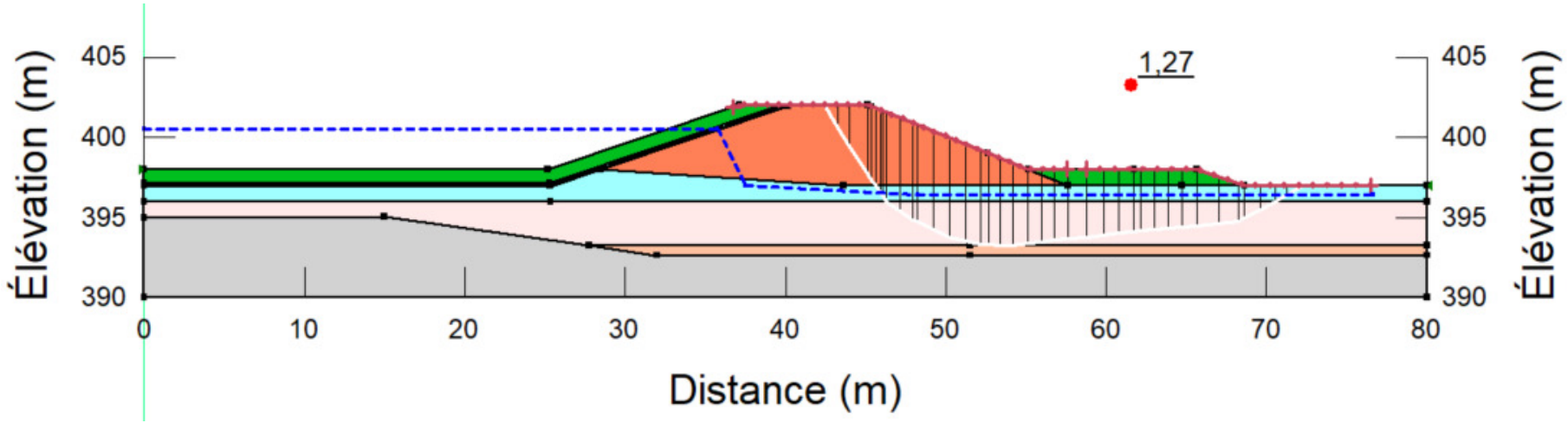

| | |
|---|---|
| Client : Minière Osisko Inc.<br>Projet : Étude de faisabilité – Conception des haldes et des infrastructures de gestion des eaux<br>Localisation : Site minier Windfall, QC | Préparé par : Josy-Anne Douville CPI.<br>Camille Marois CPI.<br>Saleck Khnafer CPI.<br><br>Révisé par : Kristina Bondy, ing., M.ing. |
| Cas de chargement : Statique<br>FS : 1,78 FS requis : 1,50 | No. Projet : 201-11330-08<br>ANNEXE D – Figure 128 |

| | | |
|---|---|---|
| wsp | Coupe PAR2A – Analyse de stabilité<br>Statique – Rupture globale - Pente amont<br>Bassin PAR2 vide | Date: 2023-03-23 |



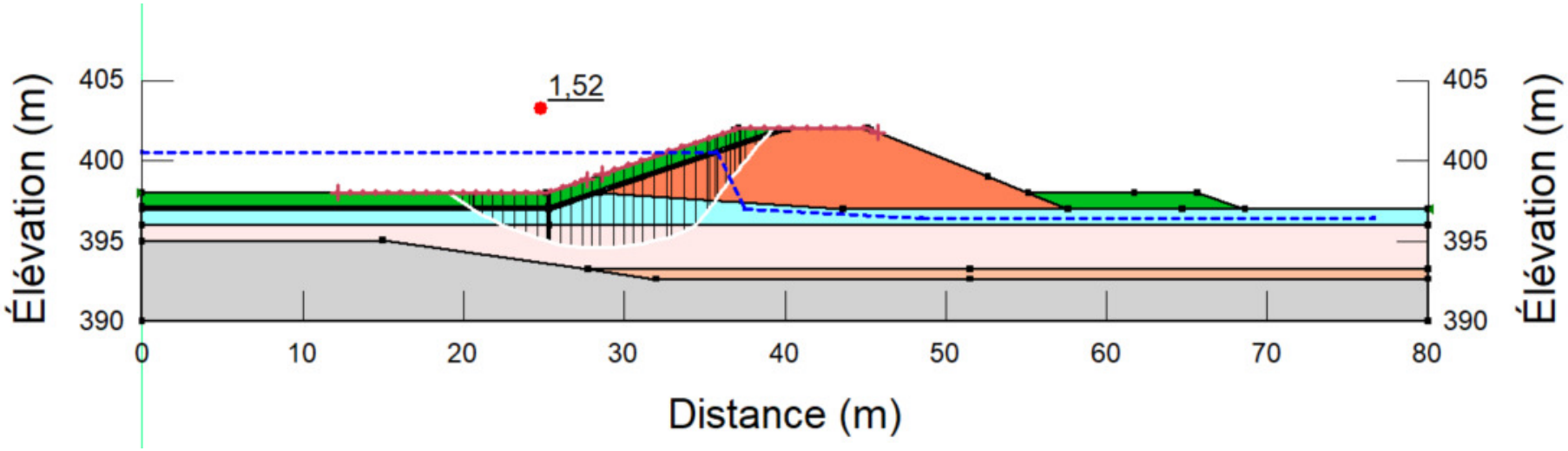

| | |
|---|---|
| Client : Minière Osisko Inc.<br>Projet : Étude de faisabilité – Conception des haldes et des infrastructures de gestion des eaux<br>Localisation : Site minier Windfall, QC | Préparé par : Josy-Anne Douville CPI.<br>Camille Marois CPI.<br>Saleck Khnafer CPI.<br><br>Révisé par : Kristina Bondy, ing., M.ing. |
| Cas de chargement : Statique<br>FS : 1,52 FS requis : 1,50 | No. Projet : 201-11330-08<br>ANNEXE D – Figure 129 |

| | | |
|---|---|---|
| wsp | Coupe PAR2A – Analyse de stabilité<br>Pseudostatique – Rupture globale - Pente aval<br>Niveau du bassin PAR2 à 400,5 m | Date: 2023-03-23 |




| | |
|---|---|
| Client : Minière Osisko Inc.<br>Projet : Étude de faisabilité – Conception des haldes et des infrastructures de gestion des eaux<br>Localisation : Site minier Windfall, QC | Préparé par : Josy-Anne Douville CPI.<br>Camille Marois CPI.<br>Saleck Khnafer CPI.<br><br>Révisé par : Kristina Bondy, ing., M.ing. |
| Cas de chargement : Pseudostatique<br>FS : 1,27 FS requis : 1,10 | No. Projet : 201-11330-08<br>ANNEXE D – Figure 130 |

| | | |
|---|---|---|
| wsp | Coupe PAR2A – Analyse de stabilité<br>Pseudostatique – Rupture globale - Pente amont<br>Niveau du bassin PAR2 à 400,5 m | Date: 2023-03-23 |




Client : Minière Osisko Inc.

Projet : Étude de faisabilité – Conception des haldes et des infrastructures de gestion des eaux

Localisation : Site minier Windfall, QC

Préparé par : Josy-Anne Douville CPI.
Camille Marois CPI.
Saleck Khnafer CPI.

Révisé par : Kristina Bondy, ing., M.ing.

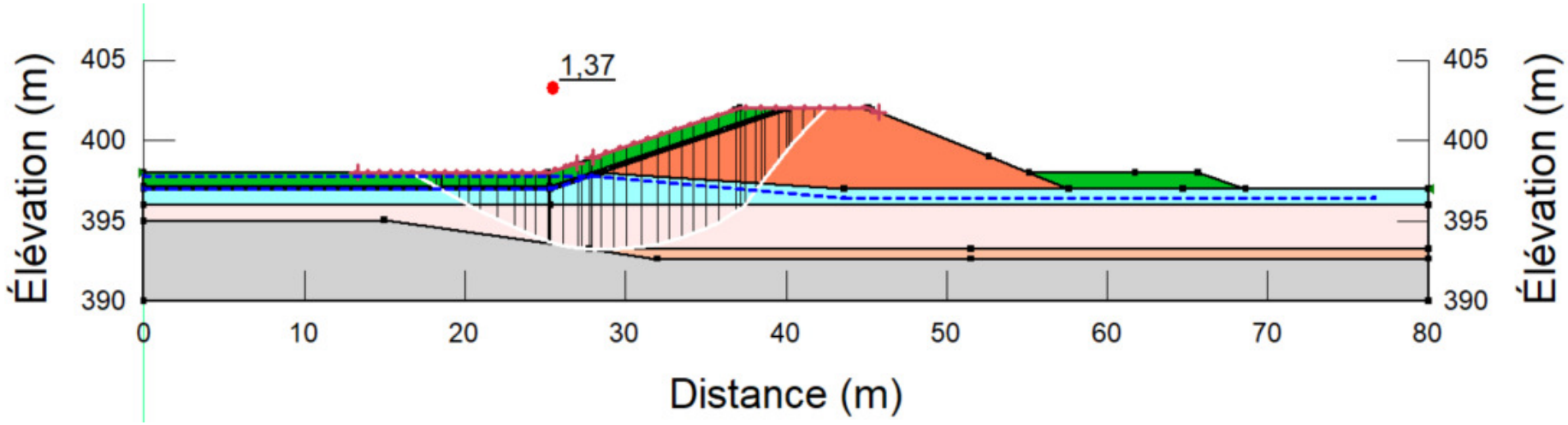
Cas de chargement : Pseudostatique

FS : 1,52 FS requis : 1,10

No. Projet : 201-11330-08

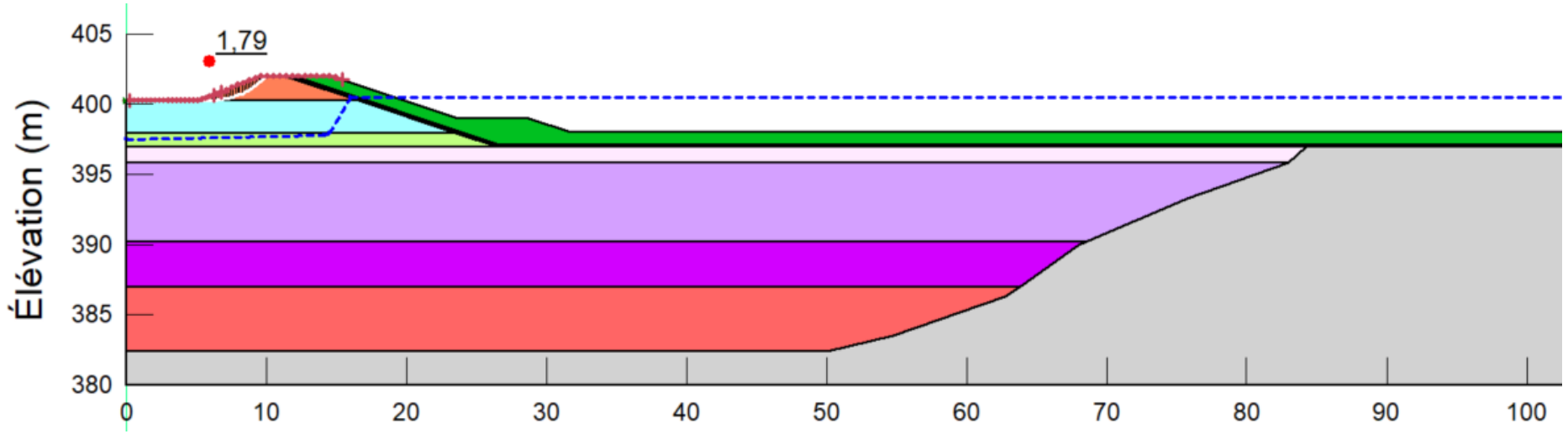
ANNEXE D – Figure 131

| | | |
|---|---|---|
| wsp | Coupe PAR2A – Analyse de stabilité<br>Pseudostatique – Rupture globale - Pente amont<br>Bassin PAR2 vide | Date: 2023-03-23 |



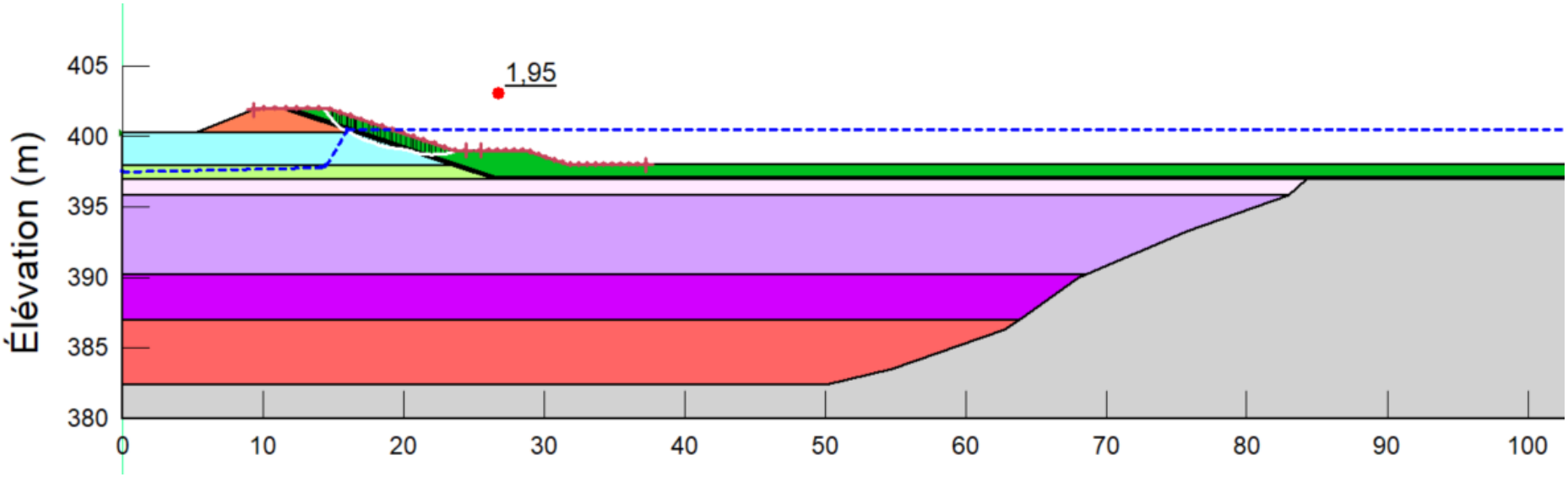

| | |
|---|---|
| Client : Minière Osisko Inc.<br>Projet : Étude de faisabilité – Conception des haldes et des infrastructures de gestion des eaux<br>Localisation : Site minier Windfall, QC | Préparé par : Josy-Anne Douville CPI.<br>Camille Marois CPI.<br>Saleck Khnafer CPI.<br><br>Révisé par : Kristina Bondy, ing., M.ing. |
| Cas de chargement : Pseudostatique<br>FS : 1,37 FS requis : 1,10 | No. Projet : 201-11330-08<br>ANNEXE D – Figure 132 |

| | | |
|---|---|---|
| wsp | Coupe PAR2B – Analyse de stabilité<br>Statique – Rupture globale - Pente aval<br>Niveau du bassin PAR2 à 400,5 m – Digue est | Date: 2023-03-23 |




| | |
|---|---|
| Client : Minière Osisko Inc.<br>Projet : Étude de faisabilité – Conception des haldes et des infrastructures de gestion des eaux<br>Localisation : Site minier Windfall, QC | Préparé par : Josy-Anne Douville CPI.<br>Camille Marois CPI.<br>Saleck Khnafer CPI.<br><br>Révisé par : Kristina Bondy, ing., M.ing. |
| Cas de chargement : Statique<br>FS : 1,79 FS requis : 1,50 | No. Projet : 201-11330-08<br>ANNEXE D – Figure 133 |

| | | |
|---|---|---|
| wsp | Coupe PAR2B– Analyse de stabilité<br>Statique – Rupture globale - Pente amont<br>Niveau du bassin PAR2 à 400,5 m – Digue est | Date: 2023-03-23 |




Client : Minière Osisko Inc.

Projet : Étude de faisabilité – Conception des haldes et des infrastructures de gestion des eaux

Localisation : Site minier Windfall, QC

Préparé par : Josy-Anne Douville CPI.
Camille Marois CPI.
Saleck Khnafer CPI.

Révisé par : Kristina Bondy, ing., M.ing.

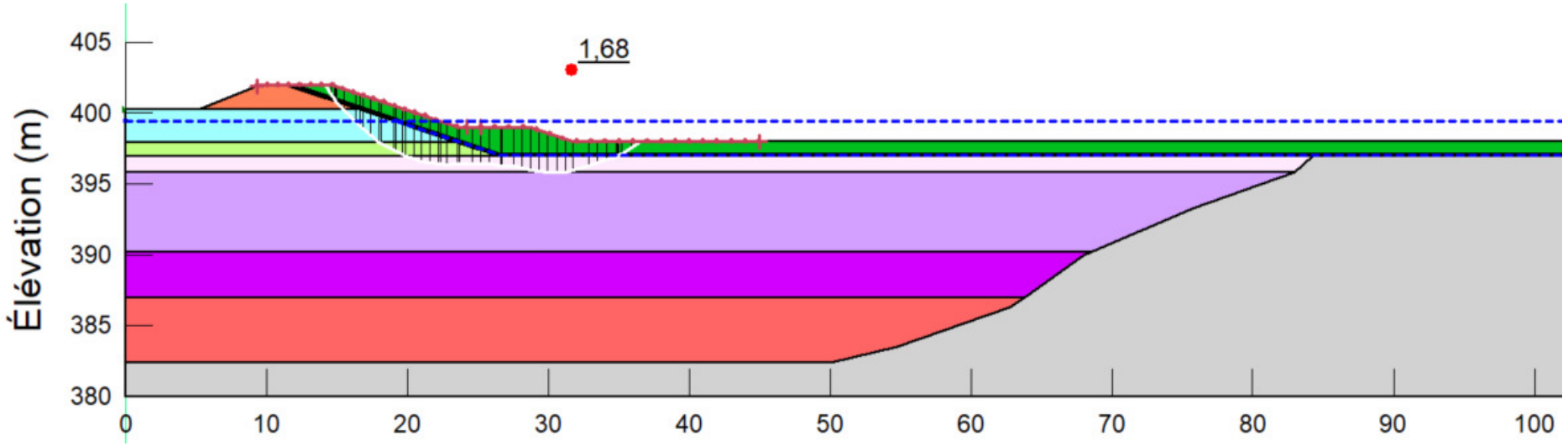
Cas de chargement : Statique

FS : 1,95 FS requis : 1,50

No. Projet : 201-11330-08

ANNEXE D – Figure 134

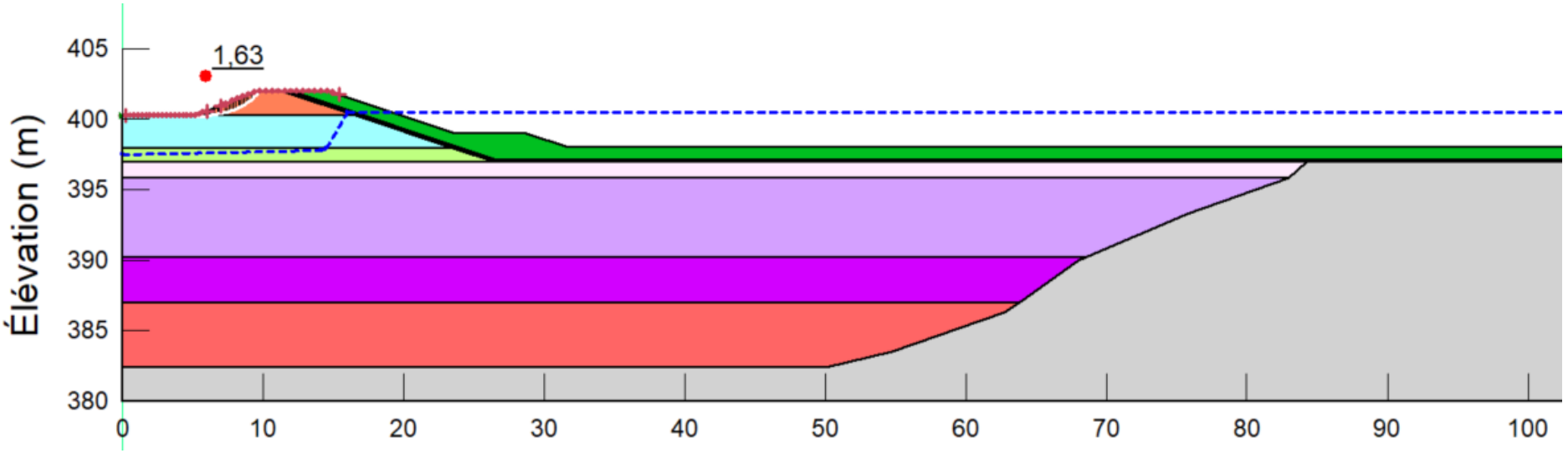
| | | |
|---|---|---|
| wsp | Coupe PAR2B – Analyse de stabilité<br>Statique – Rupture globale - Pente amont<br>Bassin PAR2 vide – Digue est | Date: 2023-03-23 |




| | |
|---|---|
| Client : Minière Osisko Inc.<br>Projet : Étude de faisabilité – Conception des haldes et des infrastructures de gestion des eaux<br>Localisation : Site minier Windfall, QC | Préparé par : Josy-Anne Douville CPI.<br>Camille Marois CPI.<br>Saleck Khnafer CPI.<br><br>Révisé par : Kristina Bondy, ing., M.ing. |
| Cas de chargement : Statique<br>FS : 1,68 FS requis : 1,50 | No. Projet : 201-11330-08<br>ANNEXE D – Figure 135 |

Coupe PAR2B – Analyse de stabilité
Pseudostatique – Rupture globale - Pente aval
Niveau du bassin PAR2 à 400,5 m – Digue est

Date: 2023-03-23




Client : Minière Osisko Inc.
Projet : Étude de faisabilité – Conception des haldes et des infrastructures de gestion des eaux
Localisation : Site minier Windfall, QC

Préparé par : Josy-Anne Douville CPI.
Camille Marois CPI.
Saleck Khnafer CPI.

Révisé par : Kristina Bondy, ing., M.ing.

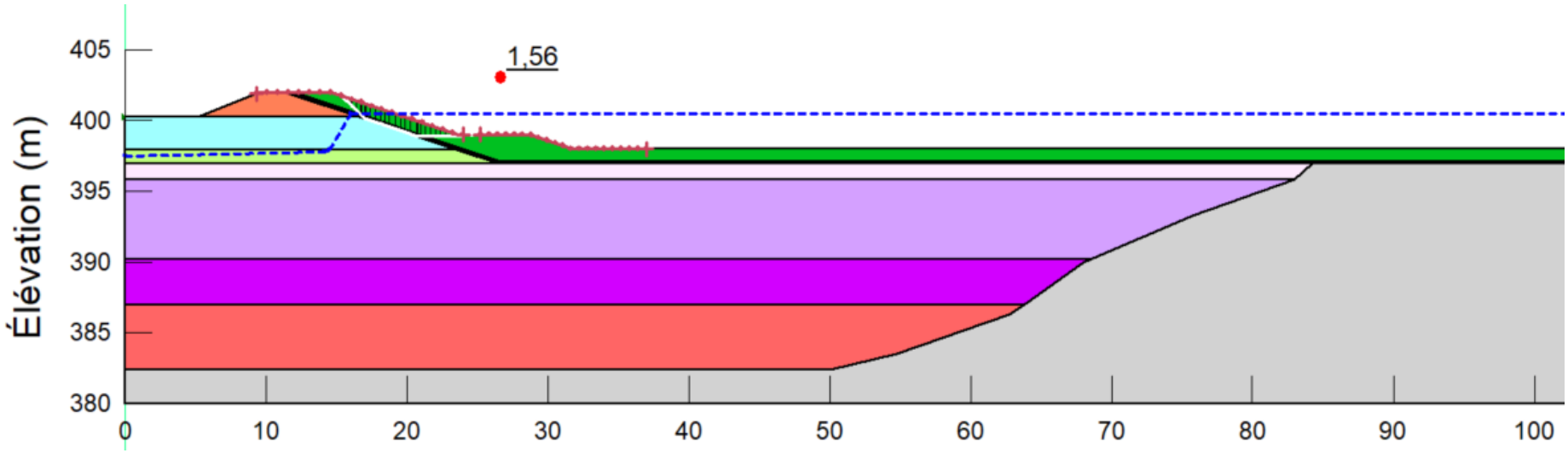
Cas de chargement : Pseudostatique

FS : 1,63 FS requis : 1,10

No. Projet : 201-11330-08

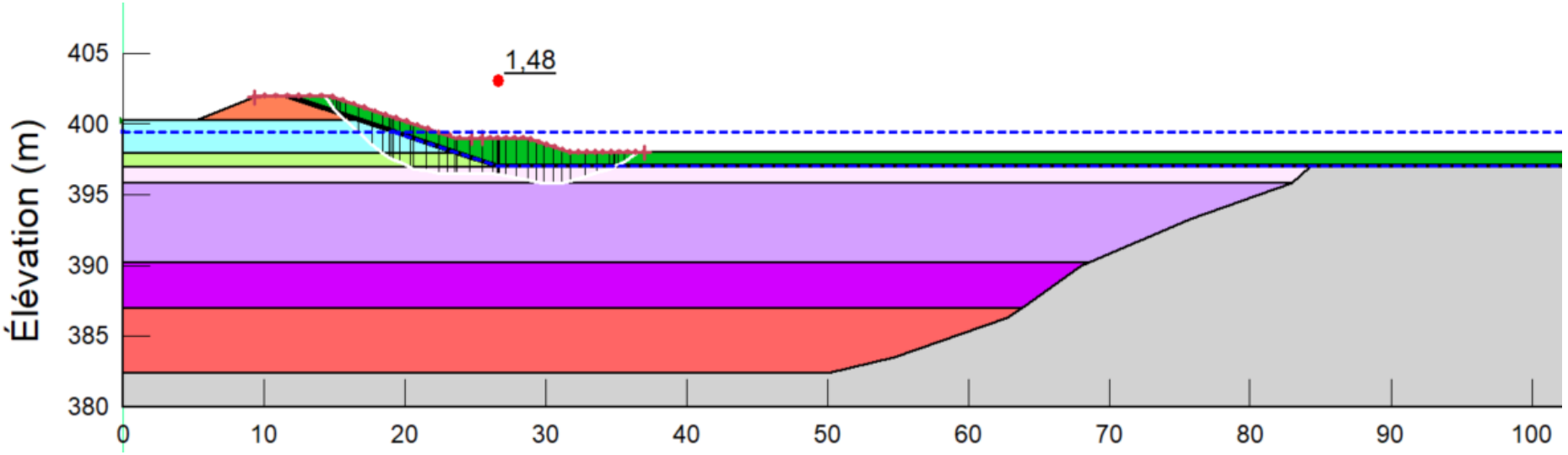
ANNEXE D – Figure 136

| | | |
|---|---|---|
| wsp | Coupe PAR2B – Analyse de stabilité<br>Pseudostatique – Rupture globale - Pente amont<br>Niveau du bassin PAR2 à 400,5 m – Digue est | Date: 2023-03-23 |



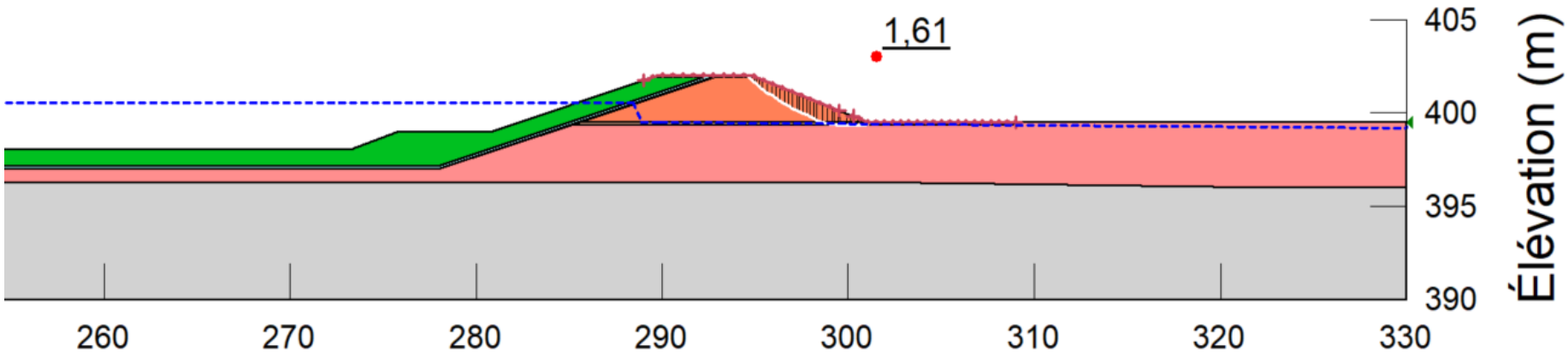

| | |
|---|---|
| Client : Minière Osisko Inc.<br>Projet : Étude de faisabilité – Conception des haldes et des infrastructures de gestion des eaux<br>Localisation : Site minier Windfall, QC | Préparé par : Josy-Anne Douville CPI.<br>Camille Marois CPI.<br>Saleck Khnafer CPI.<br><br>Révisé par : Kristina Bondy, ing., M.ing. |
| Cas de chargement : Pseudostatique<br>FS : 1,56 FS requis : 1,10 | No. Projet : 201-11330-08<br>ANNEXE D – Figure 137 |

| | | |
|---|---|---|
| wsp | Coupe PAR2B – Analyse de stabilité<br>Pseudostatique – Rupture globale - Pente amont<br>Bassin PAR2 vide – Digue est | Date: 2023-03-23 |



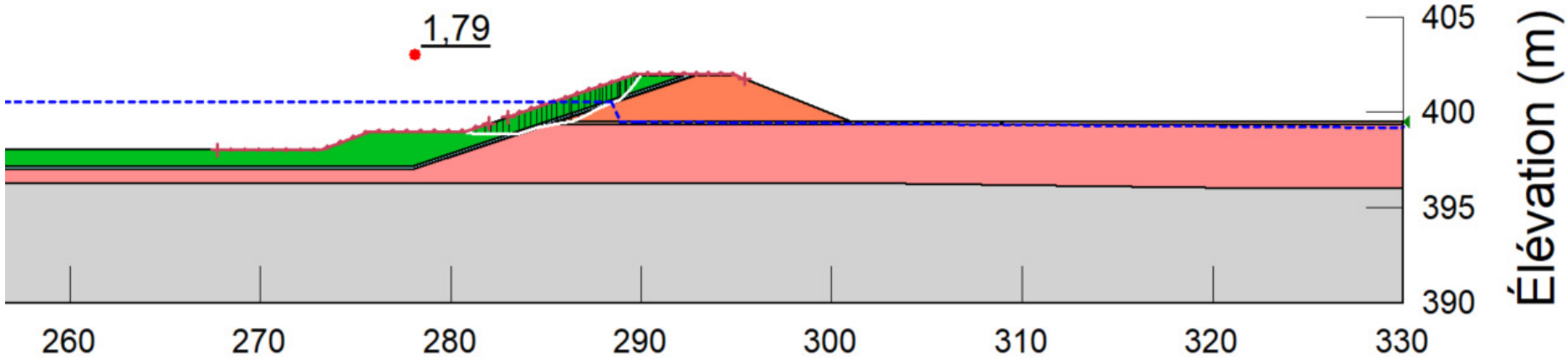

| | |
|---|---|
| Client : Minière Osisko Inc.<br>Projet : Étude de faisabilité – Conception des haldes et des infrastructures de gestion des eaux<br>Localisation : Site minier Windfall, QC | Préparé par : Josy-Anne Douville CPI.<br>Camille Marois CPI.<br>Saleck Khnafer CPI.<br><br>Révisé par : Kristina Bondy, ing., M.ing. |
| Cas de chargement : Pseudostatique<br>FS : 1,48 FS requis : 1,10 | No. Projet : 201-11330-08<br>ANNEXE D – Figure 138 |

| | | |
|---|---|---|
| wsp | Coupe PAR2B – Analyse de stabilité<br>Statique – Rupture globale - Pente aval<br>Niveau du bassin PAR2 à 400,5 m – Digue ouest | Date: 2023-03-23 |



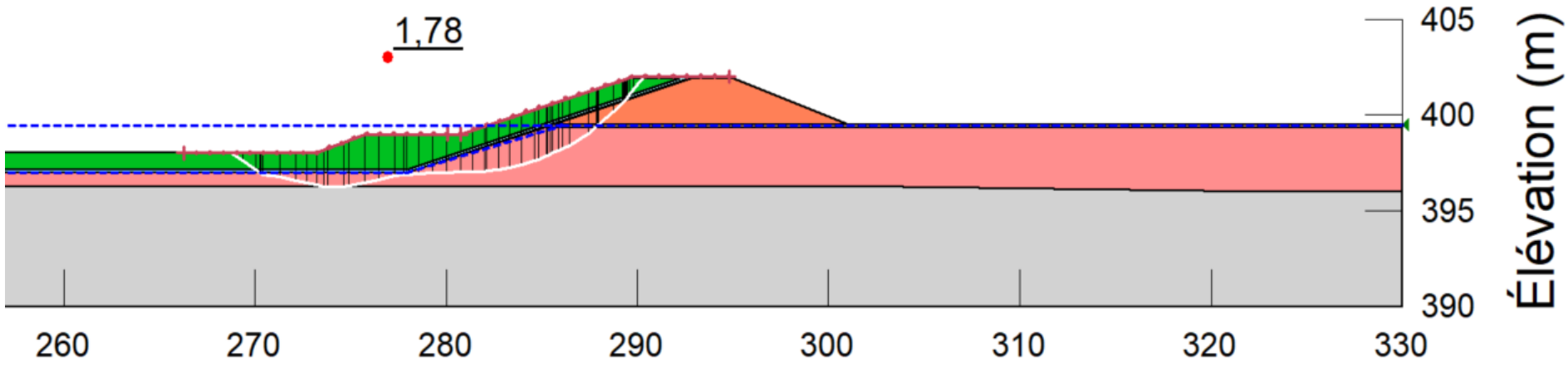

| | |
|---|---|
| Client : Minière Osisko Inc.<br>Projet : Étude de faisabilité – Conception des haldes et des infrastructures de gestion des eaux<br>Localisation : Site minier Windfall, QC | Préparé par : Josy-Anne Douville CPI.<br>Camille Marois CPI.<br>Saleck Khnafer CPI.<br><br>Révisé par : Kristina Bondy, ing., M.ing. |
| Cas de chargement : Statique<br>FS : 1,61 FS requis : 1,50 | No. Projet : 201-11330-08<br>ANNEXE D – Figure 139 |

| | | |
|---|---|---|
| wsp | Coupe PAR2B– Analyse de stabilité<br>Statique – Rupture globale - Pente amont<br>Niveau du bassin PAR2 à 400,5 m – Digue ouest | Date: 2023-03-23 |




| | |
|---|---|
| Client : Minière Osisko Inc.<br>Projet : Étude de faisabilité – Conception des haldes et des infrastructures de gestion des eaux<br>Localisation : Site minier Windfall, QC | Préparé par : Josy-Anne Douville CPI.<br>Camille Marois CPI.<br>Saleck Khnafer CPI.<br><br>Révisé par : Kristina Bondy, ing., M.ing. |
| Cas de chargement : Statique<br>FS : 1,79 FS requis : 1,50 | No. Projet : 201-11330-08<br>ANNEXE D – Figure 140 |

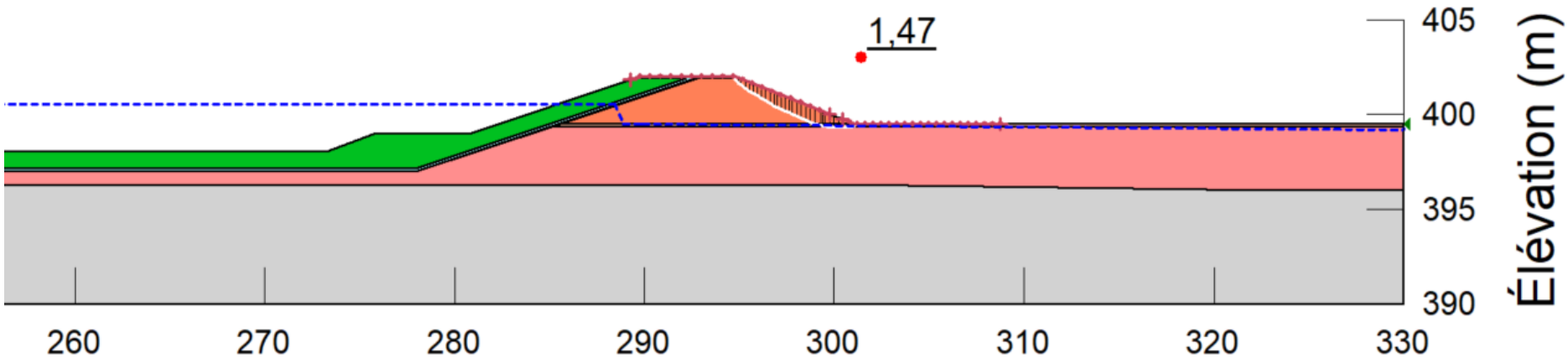
| | | |
|---|---|---|
| wsp | Coupe PAR2B – Analyse de stabilité<br>Statique – Rupture globale - Pente amont<br>Bassin PAR2 vide – Digue ouest | Date: 2023-03-23 |




| | |
|---|---|
| Client : Minière Osisko Inc.<br>Projet : Étude de faisabilité – Conception des haldes et des infrastructures de gestion des eaux<br>Localisation : Site minier Windfall, QC | Préparé par : Josy-Anne Douville CPI.<br>Camille Marois CPI.<br>Saleck Khnafer CPI.<br><br>Révisé par : Kristina Bondy, ing., M.ing. |
| Cas de chargement : Statique<br>FS : 1,78 FS requis : 1,50 | No. Projet : 201-11330-08<br>ANNEXE D – Figure 141 |

Coupe PAR2B – Analyse de stabilité
Pseudostatique – Rupture globale - Pente aval
Niveau du bassin PAR2 à 400,5 m – Digue ouest

Date: 2023-03-23




Client : Minière Osisko Inc.
Projet : Étude de faisabilité – Conception des haldes et des infrastructures de gestion des eaux
Localisation : Site minier Windfall, QC

Préparé par : Josy-Anne Douville CPI.
Camille Marois CPI.
Saleck Khnafer CPI.

Révisé par : Kristina Bondy, ing., M.ing.

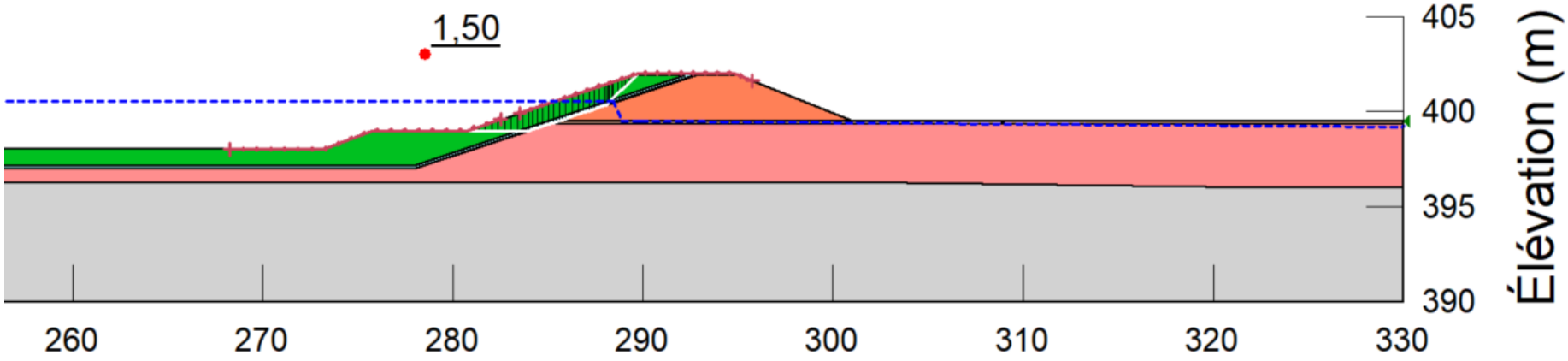
Cas de chargement : Pseudostatique

FS : 1,47 FS requis : 1,10

No. Projet : 201-11330-08

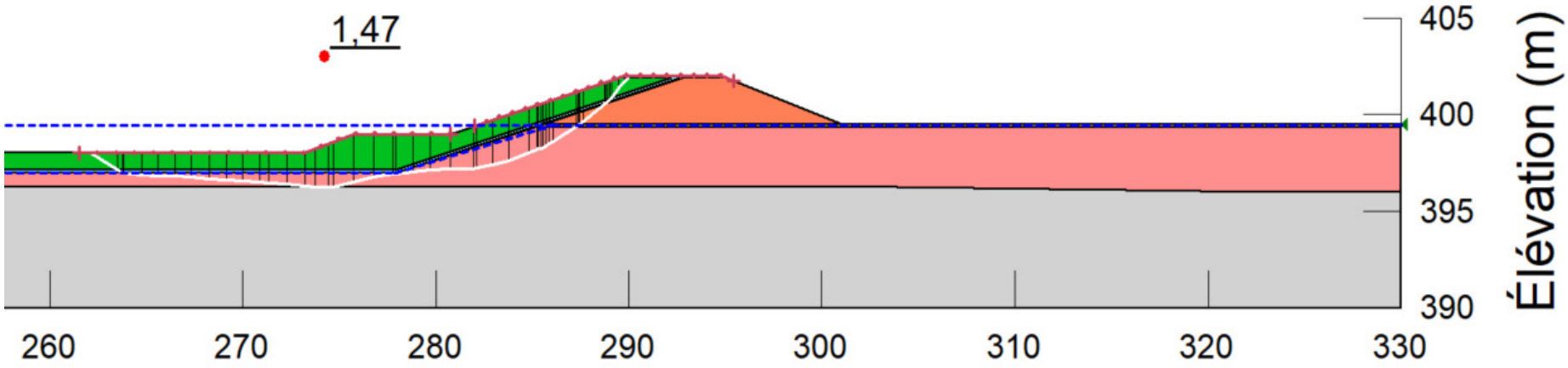
ANNEXE D – Figure 142

| | | |
|---|---|---|
| wsp | Coupe PAR2B – Analyse de stabilité<br>Pseudostatique – Rupture globale - Pente amont<br>Niveau du bassin PAR2 à 400,5 m – Digue ouest | Date: 2023-03-23 |




| | |
|---|---|
| Client : Minière Osisko Inc.<br>Projet : Étude de faisabilité – Conception des haldes et des infrastructures de gestion des eaux<br>Localisation : Site minier Windfall, QC | Préparé par : Josy-Anne Douville CPI.<br>Camille Marois CPI.<br>Saleck Khnafer CPI.<br><br>Révisé par : Kristina Bondy, ing., M.ing. |
| Cas de chargement : Pseudostatique<br>FS : 1,50 FS requis : 1,10 | No. Projet : 201-11330-08<br>ANNEXE D – Figure 143 |

| | | |
|---|---|---|
| wsp | Coupe PAR2B – Analyse de stabilité<br>Pseudostatique – Rupture globale - Pente amont<br>Bassin PAR2 vide – Digue ouest | Date: 2023-03-23 |




| | |
|---|---|
| Client : Minière Osisko Inc.<br>Projet : Étude de faisabilité – Conception des haldes et des infrastructures de gestion des eaux<br>Localisation : Site minier Windfall, QC | Préparé par : Josy-Anne Douville CPI.<br>Camille Marois CPI.<br>Saleck Khnafer CPI.<br><br>Révisé par : Kristina Bondy, ing., M.ing. |
| Cas de chargement : Pseudostatique<br>FS : 1,47 FS requis : 1,10 | No. Projet : 201-11330-08<br>ANNEXE D – Figure 144 |

# ANNEXE

# E

## FICHES TECHNIQUES

# SÉRIES 76 ET 900

**FICHE TECHNIQUE**

| | |
|---|---|
| **Type de produit** | Géotextile non-tissé aiguilleté |
| **Composition** | Polypropylène / Polyester |
| **Fonction principale** | (S) Séparation / (F) Filtration / (P) Protection |

| Propriété | Méthode | CVMS (1) | Unité | SYM (2) | 7605* | 7607 | 7609* | 7612* | 7616 | 7618 | 912* | 918* | 926 | 934 | 943 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **MTQ / Grade BNQ** | | | | | F1 | - | S1-F2 | S2-P1 | - | - | P2 | P3 | - | - | - |
| **Physique** | | | | | | | | | | | | | | | |
| Épaisseur | ASTM D5199 | - | mm | ≥ | - | | | | | | 2.5 | 3.5 | 4.7 | 5.8 | 6.5 |
| Masse surfacique | ASTM D5261 | - | g/m² | ≥ | - | | | | | | 250 | 407 | 660 | 930 | 1370 |
| **Durabilité** | | | | | | | | | | | | | | | |
| Résistance UV | ASTM D4355 | - | %/500h | ≥ | 70 | | | | 50 | | 50 | | | | |
| **Mécanique** | | | | | | | | | | | | | | | |
| Résistance en tension | ASTM D4632 | <5% | N | ≥ | 400 | 470 | 507 | 801 | 1050 | 1200 | 1000 | 1470 | 2045 | 2500 | 3300 |
| | | 5-10% | N | ≥ | 420 | - | 533 | 840 | - | - | 1050 | 1545 | - | - | - |
| | | 10-15% | N | ≥ | 440 | - | 560 | 880 | - | - | 1100 | 1615 | - | - | - |
| Allongement à la rupture | ASTM D4632 | - | % | ≥ | 50 | | | | | | 50 | | | | |
| Résistance en déchirure | ASTM D4533 | - | N | ≥ | 180 | 222 | 230 | 333 | 444 | 511 | 385 | 515 | 800 | 1010 | 1350 |
| Poinçonnement CBR | ASTM D6241 | - | N | ≥ | 1200 | 1510 | 1570 | 2110 | 3000 | 3450 | 3300 | 4000 | 6200 | 8 300 (3) | 10 000 (4) |
| **Hydraulique** | | | | | | | | | | | | | | | |
| Permittivité | ASTM D4491 | - | $s^{-1}$ | ≥ | 2.00 | 2.00 | 1.70 | 1.40 | 1.20 | 1.00 | 0.90 | 0.70 | 0.30 | 0.27 | 0.20 |
| FOS | CAN 148.1 No.10 | - | µm | (5) | 100-250 | 200 | 60-180 | 45-150 | 145 | 130 | 45-150 | 45-150 | 40-90 | 40-70 | 30-75 |
| **Dimensions** | | | | | | | | | | | | | | | |
| Largeur | - | - | m | - | 3.81 / 4.57 / 5.25 (6) | | | | | | | | | | |
| Longueur | - | - | m | - | 150 | 150 | 150 | 100 | 100 | 100 | 100 | 100 | 100 | 50 | 50 |

*Les géotextiles 7605, 7909, 7612, 912 et 918, rencontrent les exigences MTQ (Ministère des Transports du Québec) et toutes leurs valeurs physiques, mécaniques, hydrauliques et de durabilité, sont certifiées par le BNQ (Bureau de Normalisation du Québec) selon la norme BNQ7009-210 pour chacun des grades référés au Tableau 1 - Caractéristiques des Géotextiles. Pour les grades MTQ/BNQ R1 et R2, consultez la fiche technique du Géo-9.

**À noter, cette fiche technique est mise à jour en tenant compte des nouvelles exigences MTQ/BNQ et du transfert des méthodes de test en norme ASTM** (American Society for Testing and Materials) au lieu des normes ONGC (Office des Normes Générales du Canada). Sauf pour la méthode de test du FOS (CAN 148.1 No.10), les méthodes de tests ASTM sont maintenant utilisées, car l'ONGC n'offre plus de mise à jour pour ces normes.
Notre système de gestion de la qualité est certifié par la norme ISO-9001. Notre laboratoire interne est certifié par la Geosynthetic Accreditation Institute - Laboratory Accreditation Programm (GAI-LAP).
Les propriétés sont basées sur la valeur minimum moyenne par rouleau (MARV) sauf pour les produits MTQ/BNQ qui sont des minimums, maximums ou intervalles et lorsque spécifié autrement.
Certaines valeurs sur les produits non certifiés BNQ peuvent varier de ±5%.

1- La résistance en tension exigée varie en fonction de la plage de CVMS (Coefficient de Variation de Masse Surfacique) établie. Lorsque le CVMS se situe entre 5 et 10%, la valeur de la résistance en tension doit être augmentée d'au moins 5% et lorsque le CVMS se situe entre 10 et 15% elle doit être augmentée d'au moins 10%. / 2 - Symbole / 3 - Valeur moyenne / 4 - Valeur moyenne estimée / 5 - Maximum ou intervalle / 6 - La largeur de 3.5m ne sera plus disponible pour toute nouvelle production en 2020. Vérifier les largeurs standard disponibles. Service de coupe et de couture disponibles.

Une attention particulière doit être apportée aux conditions d'entreposage et à la manipulation pour éviter d'altérer certaines propriétés.
Tous les géotextiles des séries 76 et 900 sont fabriqués par Texel Matériaux Techniques Inc.

**Révision : 2020-04-03**

*Texel se réserve le droit de modifier les présentes propriétés en fonction de l'évolution des connaissances et des techniques. L'utilisateur est invité à vérifier si ce document représente la dernière mise à jour. Texel n'offre aucune garantie et n'assure aucune responsabilité relative à l'usage, l'installation ou à la convenance d'utilisation. Texel doit être informé de tout défaut ou non-conformité du produit avant son installation. Sa responsabilité se limite au remplacement du produit non-conforme ou défectueux.*

Texel GÉOSYNTHÉTIQUES

# SPÉCIFICATIONS TECHNIQUES

## HDPE Series, 2.00 mm

Noir, Texturé Deux Faces

2801 Marie-Victorin Blvd. Varennes, Quebec Canada J3X 1P7
Tel: (450) 929-1234 Sales: (450) 929-2544 Toll free in North America:1-800-571-3904 www.Solmax.com www.solmax.com

| PROPRIÉTÉ | MÉTHODE | FRÉQUENCE(1) | UNITÉ Métrique | 1053324 |
|---|---|---|---|---|
| **SPÉCIFICATION** | | | | |
| Épaisseur nominale | | - | mm | 2.00 |
| Épaisseur (moy. min.) | ASTM D5994 | Chaque rouleau | mm | 1.90 |
| Valeur minimum (8 valeurs/10) | | | mm | 1.80 |
| Valeur minimum (10 valeurs/10) | | | mm | 1.70 |
| Hauteur des aspérités (moy. min.) (3) | ASTM D7466 | Chaque rouleau | mm | 0.40 |
| Indice de fluidité - 190/2.16 (max.) | ASTM D1238 | 1/Lot | g/10 min | 1.0 |
| Densité - Géomembrane (8) | ASTM D792 | 1/10 rouleaux | g/cc | ≥ 0.940 |
| Teneur en noir de carbone | ASTM D4218 | 1/2 rouleaux | % | 2.0 - 3.0 |
| Dispersion en noir de carbone | ASTM D5596 | 1/10 rouleaux | Catégories | Cat. 1 / Cat. 2 |
| Rés. à l'oxydation - STD OIT (moy. min.) | ASTM D3895 | 1/Lot | min | 100 |
| Propriétés de traction (moy. min.) (2) | ASTM D6693 | 1/2 rouleaux | | |
| Limite élastique | | | kN/m | 31 |
| Allongement à la limite élastique | | | % | 13 |
| Rés. à la rupture | | | kN/m | 31 |
| Allongement à la rupture | | | % | 150 |
| Rés. à la déchirure (moy. min.) | ASTM D1004 | 1/5 rouleaux | N | 265 |
| Rés. au poinçonnement (moy. min.) | ASTM D4833 | 1/5 rouleaux | N | 675 |
| Stabilité dimensionnelle | ASTM D1204 | Certifié | % | ± 2 |
| Rés. aux contraintes environnementales | ASTM D5397 | 1/Lot | hr | 500 |
| Vieillissement au four - % retenu après 90 jrs | ASTM D5721 | 1/Formulation | | |
| HP OIT (moy. min.) | ASTM D5885 | | % | 80 |
| Rés. Aux UV - % retenu après 1600 hr | ASTM D7238 | 1/Formulation | | |
| HP-OIT (moy. Min.) | ASTM D5885 | | % | 50 |
| Resistance au pliage à froid | ASTM D746 | Certifié | °C | - 77 |
| **SPÉCIFICATION DES ROULEAUX** (Les dimensions des rouleaux peuvent varier de ±1%) | | | | |

## NOTES

1. La fréquence des tests est basée sur la dimension standard des rouleaux ou sur un lot de résine qui est approximativement 180,000 lbs (1 wagon).
2. La valeur moyenne est basée sur 5 échantillons dans les deux directions (Sens Machine (MD) et Sens Travers (XMD ou TD).
3. Lecture 8 sur 10 et minimale selon le GRI-GM13 / 17, dernière version.
8. Table de corrélation disponible pour ASTM D792 vs ASTM D1505. Les deux méthodes donnent le même résultat
11. Condition d'essai:20 hr. Cycle UV à 75°C suivi de 4 hr. condensation à 60°C.

* Toutes les valeurs sont des moyennes minimales, hors les valeurs spécifiées minimum ou maximum.
* L'information ci-dessus est fournie à titre d'information seulement et ne doit pas être interprétée comme une garantie. L'utilisateur est responsable quant à la détermination finale reliée à l'usage/application de la géomembrane. SOLMAX n'assume aucune responsabilité quant à l'utilisation de cette information.

Solmax n’est pas un professionnel de conception et n’a rendu aucun service de conception pour déterminer si les biens fournis par Solmax sont conformes à tous plans ou spécifications du projet ou encore, avec l’application ou l’utilisation des biens de Solmax pour toute forme de système, de projet, d’intention, d’installation ou de spécifications donnés.

# ANNEXE

# F

## CLASSIFICATION DES HALDES

# WASTE DUMP AND STOCKPILE STABILITY RATING AND HAZARD CLASSIFICATION SYSTEM

TEMPLATE REVISION 3 (SEE REVISION CONTROL TAB)

| | | | |
|---|---|---|---|
| **CLIENT** | Osisko | | |
| **PROJECT #** | 201-11330-08 | | |
| **PROJECT NAME:** | Étude de faisabilité - Conception des haldes et des infrastructures de gestion des eaux | | |
| **COMPLETED BY:** | Josy-Anne Douville, CPI, N° OIQ : 6012095 | **DATE:** | 2022-11-28 |
| **REVIEWED BY:** | Kristina Bondy, ing., M.Ing, No OIQ: 1461174 | **DATE:** | 2023-01-16 |
| **REVIEWED BY:** | | **DATE:** | |

**INFRASTRUCTURE :**
Halde à stériles miniers

## KEY FACTORS AFFECTING STABILITY

| STABILITY FACTOR | VARIATION | | DESCRIPTION |
|---|---|---|---|
| SEISMICITY | VERY LOW | REGIONAL SETTING | - Expected PGA (g) based on 1:475 year return period event/10% probability of exceedance in 50 years <0.05<br>- Expected Peak Ground Acceleration (g) based on maximum credible earthquake (MCE) <0.1 |
| PRECIPITATION | MODERATE | | - Avg. annual precipitation: rainfall (mm) = 350-1000<br>- Avg. annual precipitation: snow (cm) = 35-1000<br>- Total precipitation/annum: equiv. rainfall (mm) = 350-1000 |
| FOUNDATION SLOPE | FLAT; Benched bedrock slope; pit backfills | FOUNDATION CONDITIONS | Average overall foundation slope angle (°) = <5 |
| FOUNDATION SHAPE | PLANAR (FLAT OR IRREGULAR) | | Narrow valleys or gullies that provide substantial natural confinement |
| OVERBURDEN TYPE | TYPE III | | Alluvial deposits; loose to moderately dense sands and gravels; mixed-grained colluvial deposits; sandy residual soils; stiff fine-grained soils |
| OVERBURDEN THICKNESS | THICK | | 3-5 m |
| UNDRAINED FAILURE POTENTIAL | MODERATE | | Saturated, normally consolidated, mixed or fine-grained Type III or IV soils with low to moderate hydraulic conductivity and moderate potential for generation of excess pore pressures when loaded rapidly; unknown potential for undrained failure |
| FOUNDATION LIQUEFACTION POTENTIAL | LOW | | Low liquefaction potential but cannot be fully discounted |
| BEDROCK | TYPE D | | Competency: Competent, hard, unweathered/unaltered, block; GSI/RMR 60-80; Q 10-40<br>Structure: Negligible potential for foundation failure on major structure or poorly developed fabric anisotropy |
| GROUNDWATER | MODERATE-HIGH | | In between High and Moderate |
| GRADATION | MIXED GRAINED | MATERIAL QUALITY | % Fines (passing #200 Sieve; <0.075 mm) 25-50%<br>% Greater than 75 mm 25-50%<br>Plasticity Low plasticity fines; LL <35; PI <10 |
| INTACT STRENGTH AND DURABILITY | TYPE 4 | | Intact Strength: Strong to very strong rocks, R4 (UCS 50-100 MPa); most type D bedrock<br>Durability: -<br>Permafrost: Perpetually frozen Type 3 materials |
| MATERIAL LIQUEFACTION POTENTIAL | LOW | | Low liquefaction potential but cannot be fully discounted |
| CHEMICAL STABILITY | MODERATELY to HIGHLY REACTIVE | | In between highly and moderately reactive |
| HEIGHT | VERY LOW | GEOMETRY AND MASS | Overall Height (m) <50<br>Maximum Vertical Thickness (m) <50<br>Maximum Individual Lift Height (m) <25 |
| SLOPE ANGLE | FLAT | | 15-25° |
| VOLUME AND MASS | SMALL | | Volume (cubic metres) 1,000,000 to 10,000,000<br>Mass (t) 2,000,000 to 20,000,000 |
| STATIC STABILITY | VERY HIGH | STABILITY ANALYSIS | Factor of Safety (FoS) or Strength Reduction Factor (SRF) >1.5<br>Probability of Failure (PoF) <1%<br>Other Criteria Convergent numerical model |
| DYNAMIC STABILITY | VERY HIGH | | Factor of Safety (FoS) or Strength Reduction Factor (SRF) >1.15<br>Other Criteria Convergent numerical model |
| CONSTRUCTION METHOD | METHOD IV | CONSTRUCTION | Ascending sequence with multiple lifts constructed on moderate terrain; lift heights <100 m; overall foundation slopes 15-25° |
| LOADING RATE | VERY HIGH | | Volumetric Loading Rate (cubic metres/day/average active crest length) >500<br>Mass Loading Rate (tonnes/day/average active crest length) >250<br>Crest Advancement (average daily rate of crest advancement (m/d) x average lift height (m) >500 |
| STABILITY PERFORMANCE | GOOD | PERFORMANCE | Stable; minor deformation and/or settlement; rare closures; rare small failures; negligible impact on operations |

## SUMMARY OF MINING STABILITY DATA

| | |
|---|---|
| WASTE DUMP AND STOCKPILE STABILITY RATING | 46,25 |
| WASTE DUMP AND STOCKPILE HAZARD CLASS | III |
| INSTABILITY HAZARD | Moderate Hazard |

Waste Dump and Stockpile Stability Rating and Hazard Classification System (WSRHC), Guidelines for Mine Waste Dump and Stockpile Design, Eds., Hawley and Cunning, 2017.

# WASTE DUMP AND STOCKPILE STABILITY RATING AND HAZARD CLASSIFICATION SYSTEM

TEMPLATE REVISION 3 (SEE REVISION CONTROL TAB)

| | | | |
|---|---|---|---|
| **CLIENT** | Osisko | | |
| **PROJECT #** | 201-11330-08 | | |
| **PROJECT NAME:** | Étude de faisabilité - Conception des haldes et des infrastructures de gestion des eaux | | |
| **COMPLETED BY:** | Camille Marois, CPI, N° OIQ : 6053184 | **DATE:** | 2023-01-30 |
| **REVIEWED BY:** | Kristina Bondy, ing., M.Ing, No OIQ: 1461174 | **DATE:** | 2023-03-22 |
| **REVIEWED BY:** | | **DATE:** | |

**INFRASTRUCTURE :**
Halde à minerai

## KEY FACTORS AFFECTING STABILITY

| STABILITY FACTOR | VARIATION | | DESCRIPTION |
|---|---|---|---|
| SEISMICITY | VERY LOW | 1. REGIONAL SETTING | - Expected PGA (g) based on 1:475 year return period event/10% probability of exceedance in 50 years <0.05<br>- Expected Peak Ground Acceleration (g) based on maximum credible earthquake (MCE) <0.1 |
| PRECIPITATION | MODERATE | | - Avg. annual precipitation: rainfall (mm) = 350-1000<br>- Avg. annual precipitation: snow (cm) = 35-1000<br>- Total precipitation/annum: equiv. rainfall (mm) = 350-1000 |
| FOUNDATION SLOPE | GENTLE | 2. FOUNDATION CONDITIONS | Average overall foundation slope angle (°) = 5-15 |
| FOUNDATION SHAPE | PLANAR (GENTLE SLOPE) | | Planar slopes without any lateral confinement |
| OVERBURDEN TYPE | TYPE III | | Alluvial deposits; loose to moderately dense sands and gravels; mixed-grained colluvial deposits; sandy residual soils; stiff fine-grained soils |
| OVERBURDEN THICKNESS | THICK | | 3-5 m |
| UNDRAINED FAILURE POTENTIAL | MODERATE | | Saturated, normally consolidated, mixed or fine-grained Type III or IV soils with low to moderate hydraulic conductivity and moderate potential for generation of excess pore pressures when loaded rapidly; unknown potential for undrained failure |
| FOUNDATION LIQUEFACTION POTENTIAL | LOW | | Low liquefaction potential but cannot be fully discounted |
| BEDROCK | TYPE D | | Competency: Competent, hard, unweathered/unaltered, block; GSI/RMR 60-80; Q 10-40<br>Structure: Negligible potential for foundation failure on major structure or poorly developed fabric anisotropy |
| GROUNDWATER | MODERATE-HIGH | | In between High and Moderate |
| GRADATION | COARSE GRAINED | 3. MATERIAL QUALITY | % Fines (passing #200 Sieve; <0.075 mm) 5-10%<br>% Greater than 75 mm 50-75%<br>Plasticity N/A |
| INTACT STRENGTH AND DURABILITY | TYPE 4 | | Intact Strength: Strong to very strong rocks, R4 (UCS 50-100 MPa); most type D bedrock<br>Durability: -<br>Permafrost: Perpetually frozen Type 3 materials |
| MATERIAL LIQUEFACTION POTENTIAL | LOW | | Low liquefaction potential but cannot be fully discounted |
| CHEMICAL STABILITY | MODERATELY to HIGHLY REACTIVE | | In between highly and moderately reactive |
| HEIGHT | VERY LOW | 4. GEOMETRY AND MASS | Overall Height (m) <50<br>Maximum Vertical Thickness (m) <50<br>Maximum Individual Lift Height (m) <25 |
| SLOPE ANGLE | FLAT | | 15-25° |
| VOLUME AND MASS | VERY SMALL | | Volume (cubic metres) < 1,000,000<br>Mass (t) < 2,000,000 |
| STATIC STABILITY | VERY HIGH | 5. STABILITY ANALYSIS | Factor of Safety (FoS) or Strength Reduction Factor (SRF) >1.5<br>Probability of Failure (PoF) <1%<br>Other Criteria Convergent numerical model |
| DYNAMIC STABILITY | VERY HIGH | | Factor of Safety (FoS) or Strength Reduction Factor (SRF) >1.15<br>Other Criteria Convergent numerical model |
| CONSTRUCTION METHOD | METHOD IV | 6. CONSTRUCTION | Ascending sequence with multiple lifts constructed on moderate terrain; lift heights <100 m; overall foundation slopes 15-25° |
| LOADING RATE | VERY HIGH | | Volumetric Loading Rate (cubic metres/day/average active crest length) >500<br>Mass Loading Rate (tonnes/day/average active crest length) >250<br>Crest Advancement (average daily rate of crest advancement (m/d) x average lift height (m) >500 |
| STABILITY PERFORMANCE | GOOD | 7. PERFORMANCE | Stable; minor deformation and/or settlement; rare closures; rare small failures; negligible impact on operations |

## SUMMARY OF MINING STABILITY DATA

| | |
|---|---|
| WASTE DUMP AND STOCKPILE STABILITY RATING | 46,75 |
| WASTE DUMP AND STOCKPILE HAZARD CLASS | III |
| INSTABILITY HAZARD | Moderate Hazard |

Waste Dump and Stockpile Stability Rating and Hazard Classification System (WSRHC), Guidelines for Mine Waste Dump and Stockpile Design, Eds., Hawley and Cunning, 2017.

# WASTE DUMP AND STOCKPILE STABILITY RATING AND HAZARD CLASSIFICATION SYSTEM

TEMPLATE REVISION 3 (SEE REVISION CONTROL TAB)

| | | | |
|---|---|---|---|
| **CLIENT** | Osisko | | |
| **PROJECT #** | 201-11330-08 | | |
| **PROJECT NAME:** | Étude de faisabilité - Conception des haldes et des infrastructures de gestion des eaux | | |
| **COMPLETED BY:** | Camille Marois, CPI, N° OIQ : 6053184 | **DATE:** | 2023-03-22 |
| **REVIEWED BY:** | Kristina Bondy, ing., M.Ing, No OIQ: 1461174 | **DATE:** | 2023-03-22 |
| **REVIEWED BY:** | | **DATE:** | |

**INFRASTRUCTURE :**
Halde à mort-terrain

## KEY FACTORS AFFECTING STABILITY

| STABILITY FACTOR | VARIATION | | DESCRIPTION |
|---|---|---|---|
| SEISMICITY | VERY LOW | 1. REGIONAL SETTING | - Expected PGA (g) based on 1:475 year return period event/10% probability of exceedance in 50 years <0.05<br>- Expected Peak Ground Acceleration (g) based on maximum credible earthquake (MCE) <0.1 |
| PRECIPITATION | MODERATE | | - Avg. annual precipitation: rainfall (mm) = 350-1000<br>- Avg. annual precipitation: snow (cm) = 35-1000<br>- Total precipitation/annum: equiv. rainfall (mm) = 350-1000 |
| FOUNDATION SLOPE | GENTLE | 2. FOUNDATION CONDITIONS | Average overall foundation slope angle (°) = 5-15 |
| FOUNDATION SHAPE | PLANAR (GENTLE SLOPE) | | Planar slopes without any lateral confinement |
| OVERBURDEN TYPE | TYPE III | | Alluvial deposits; loose to moderately dense sands and gravels; mixed-grained colluvial deposits; sandy residual soils; stiff fine-grained soils |
| OVERBURDEN THICKNESS | MODERATE | | 1-3 m |
| UNDRAINED FAILURE POTENTIAL | MODERATE | | Saturated, normally consolidated, mixed or fine-grained Type III or IV soils with low to moderate hydraulic conductivity and moderate potential for generation of excess pore pressures when loaded rapidly; unknown potential for undrained failure |
| FOUNDATION LIQUEFACTION POTENTIAL | LOW | | Low liquefaction potential but cannot be fully discounted |
| BEDROCK | TYPE D | | Competency: Competent, hard, unweathered/unaltered, block; GSI/RMR 60-80; Q 10-40<br>Structure: Negligible potential for foundation failure on major structure or poorly developed fabric anisotropy |
| GROUNDWATER | MODERATE-HIGH | | In between High and Moderate |
| GRADATION | MIXED GRAINED | 3. MATERIAL QUALITY | % Fines (passing #200 Sieve; <0.075 mm) 25-50%<br>% Greater than 75 mm 25-50%<br>Plasticity Low plasticity fines; LL <35; PI <10 |
| INTACT STRENGTH AND DURABILITY | TYPE 2 | | Intact Strength: Weak rocks, R2 (UCS 5-25 MPa); Type B bedrock; Types III, IV and most Type V overburden<br>Durability: -<br>Permafrost: Perpetually frozen Type I materials |
| MATERIAL LIQUEFACTION POTENTIAL | LOW | | Low liquefaction potential but cannot be fully discounted |
| CHEMICAL STABILITY | MODERATELY REACTIVE | | ARD Potential: Moderate (or unknown) potential for chemical breakdown/oxidation/generation of ARD<br>Impact of Precipitates: Limited (or unknown) potential for precipitates to fill voids, decrease hydraulic conductivity, and increase pore pressures over time |
| HEIGHT | VERY LOW | 4. GEOMETRY AND MASS | Overall Height (m) <50<br>Maximum Vertical Thickness (m) <50<br>Maximum Individual Lift Height (m) <25 |
| SLOPE ANGLE | FLAT | | 15-25° |
| VOLUME AND MASS | VERY SMALL | | Volume (cubic metres) < 1,000,000<br>Mass (t) < 2,000,000 |
| STATIC STABILITY | VERY HIGH | 5. STABILITY ANALYSIS | Factor of Safety (FoS) or Strength Reduction Factor (SRF) >1.5<br>Probability of Failure (PoF) <1%<br>Other Criteria Convergent numerical model |
| DYNAMIC STABILITY | VERY HIGH | | Factor of Safety (FoS) or Strength Reduction Factor (SRF) >1.15<br>Other Criteria Convergent numerical model |
| CONSTRUCTION METHOD | METHOD IV | 6. CONSTRUCTION | Ascending sequence with multiple lifts constructed on moderate terrain; lift heights <100 m; overall foundation slopes 15-25° |
| LOADING RATE | VERY HIGH | | Volumetric Loading Rate (cubic metres/day/average active crest length) >500<br>Mass Loading Rate (tonnes/day/average active crest length) >250<br>Crest Advancement (average daily rate of crest advancement (m/d) x average lift height (m) >500 |
| STABILITY PERFORMANCE | GOOD | 7. PERFORMANCE | Stable; minor deformation and/or settlement; rare closures; rare small failures; negligible impact on operations |

## SUMMARY OF MINING STABILITY DATA

| | |
|---|---|
| WASTE DUMP AND STOCKPILE STABILITY RATING | 44,25 |
| WASTE DUMP AND STOCKPILE HAZARD CLASS | III |
| INSTABILITY HAZARD | Moderate Hazard |

Waste Dump and Stockpile Stability Rating and Hazard Classification System (WSRHC), Guidelines for Mine Waste Dump and Stockpile Design, Eds., Hawley and Cunning, 2017.

# ANNEXE

# G

## NOTE TECHNIQUE DE PHASAGE DE LA HALDE À STÉRILES

# NOTE TECHNIQUE

**DESTINATAIRE :** Kim-Quyen Nguyen, ing., MBA, Directrice de projet (Osisko)

**EXPÉDITEURS :** Josy-Anne Douville, CPI (WSP)
Kevin Gagnon, ing. (WSP)
Kristina Bondy, ing., M.ing. (WSP)
Frédéric Choquette, ing. M.Sc.A., PMP (WSP)

**OBJET :** Halde à stériles miniers – Hypothèses et plan de remplissage

**DATE :** 17 février 2023

## 1. MISE EN CONTEXTE ET OBJECTIFS

Minière Osisko inc. (Osisko) désire augmenter la capacité de stockage de la halde à stériles existante, ce qui inclut l'agrandissement de son empreinte au sol, en 2023 et en 2029.

La halde existante a été remplie en deux phases; la première phase a eu lieu avant l'été 2020 (phase A) et la deuxième phase a été réalisée durant l'été 2020 (phase B). Lors de la phase A, l'élévation maximale de la halde a atteint 419 m. Lors de la phase B, l'élévation maximale de la halde a été de 413 m.

Osisko planifie continuer la déposition au-delà de l'élévation 413 m pour atteindre l'élévation maximale de 419 m (phase C), jusqu'à la construction d'un deuxième agrandissement à l'ouest prévue en 2023 (phases D et E). Finalement, un troisième agrandissement est prévu en 2029 (phase F) afin de permettre la déposition de tout le matériel jusqu'à la fin de vie de la mine.

La présente note technique inclut :

- un résumé des différentes phases de remplissage de la halde à stériles;
- la présentation des calculs et hypothèses;
- un résumé des études antérieures;
- les plans de phasage de la mise en place des stériles (annexe A).

## 2. DOCUMENTS CONSULTÉS

Dans le cadre de la présente note technique, les différents documents ont été consultés et appuient les hypothèses utilisées :

- NI 43-101 Technical Report, Preliminary economic assessment update for the Windfall Project. Prepared for Osisko Mining Inc., 2021.
- NI 43-101 Technical Report, Preliminary economic assessment of the Windfall Lake Project. Prepared for Osisko Mining Inc., 2018.
- WSP (2018). Analyses de stabilité de la halde imperméabilisée – Site du lac Windfall. 151-11330-50. Note technique préparée pour Minière Osisko inc.

1135, boulevard Lebourgneuf
Québec (Québec) G2K 0M5
Canada

T: +1 418 623-2254
F: +1 418 624-1857
wsp.com

- WSP (2020). Agrandissement de la halde à stériles existante et gestion des eaux, incluant un nouveau bassin d'accumulation. Conception géotechnique et hydraulique. 151-11330-79. Note technique préparée pour Minière Osisko inc.
- WSP (2022). Agrandissement de la halde à stériles existante et des infrastructures de gestion des eaux. 221-11330-02. Rapport préparé pour Minière Osisko inc. 32 pages et annexes.
- Fichier Excel *WindfallCashflow17-nov2022*-sansCashflow16h reçu par Osisko le 17 novembre 2022.

# 3. HYPOTHÈSES, CALCULS ET ÉTAPES DE PHASAGE

Les hypothèses pour les calculs des volumes présentés dans le tableau suivant considèrent une densité *in situ* du roc de 2,77 t/m$^3$ et un coefficient de foisonnement typique de 36 % fournis par le client, à l'exception des quantités des phases A à C qui ont été déterminées avec une densité de 2,8 t/m$^3$ et un facteur de foisonnement de 30 % (PEA, 2018). Les analyses volumétriques ont été réalisées au moyen du logiciel Civil 3D selon des pentes de 3H : 1V ; la géométrie est présentée dans les plans à l'annexe A.

Selon les données reçues par Osisko le 17 novembre 2022, les quantités de stériles cumulés dans la halde planifiées sont présentées dans le tableau suivant.

**Tableau 1 Quantités de stériles miniers cumulatifs dans la halde selon Osisko**

| Année | Quantité cumulative de stériles miniers (t) | Quantité cumulative de stériles miniers (Mt) |
|---|---|---|
| 2024 | 1 837 038 | 1,84 |
| 2025 | 2 731 120 | 2,73 |
| 2026 | 3 428 748 | 3,43 |
| 2027 | 3 854 267 | 3,85 |
| 2028 | 4 415 946 | 4,41 |
| 2029 | 4 966 978 | 4,97 |
| 2030 | 5 595 445 | 5,60 |
| 2031 | 6 268 696 | 6,27 |
| 2032 | 6 914 914 | 6,91 |
| 2033 | 7 348 239 | 7,35 |
| 2034 | 7 583 292 | 7,58 |
| 2035 | 7 531 557 | 7,53 |
| 2036 | 7 531 557 | 7,53 |

**Tableau 2 Quantités de stériles miniers**

| Phases | | Élévation | Production | | | Production cumulative | N° de plan |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | m | $m^3$ initial[1] | $m^3$ réel | Mt | Mt | |
| A | Existante avant 2020 | 419 | 250 000 | 264 700 | 0,54 | 0,54 | 602 |
| B | Agrandissement 2020 jusqu'à l'élévation 413 m | 413 | 205 000 | 215 700 | 0,44 | 0,98 | 602 |
| C | Déposition supplémentaire 2020 entre les élévations 413 m et 419 m | 419 | 195 000 | 205 900 | 0,42[2] | 1,4 | 603 |
| D | Agrandissement 2023 | 419 | - | 823 500 | 1,68[2] | 3,08 | 604 |
| E | Ajout de paliers entre les élévation 419 m et 437 m sur l'ensemble de la halde | 437 | - | 1 127 000 | 2,3 | 5,38 | 605 |
| F | Agrandissement 2029 | 437 | - | 1 828 000 | 3,73 | 9,11 | 606 |

1 Une densité de 2,8 t/$m^3$ et un facteur de foisonnement de 30 % ont été utilisés pour réaliser le calcul de ces volumes au moment de cette conception (WSP, 2020). Les volumes de ces calculs sont représentés afin de faire allusion aux notes techniques précédemment réalisées. Cependant, comme une contingence avait été appliquée sur le volume, les tonnages visés sont encore respectés avec une densité de 2,77 t/$m^3$ et un facteur de foisonnement de 36 %.

2 Les phases C et D combinées représentent le volume total de 2,1 Mt supplémentaires.

Pour emmagasiner un volume total de 5,38 Mt, l'ajout d'un banc supplémentaire de 15 m de hauteur avec une pente de 3H : 1V est requis. Le tableau suivant présente différents scénarios de remplissage de la phase E.

**Tableau 3 Scénarios de remplissage de la halde à stériles**

| Scénarios de remplissage | Élévation (m) | Tonnage (Mt) | Tonnage cumulatif (Mt) |
|---|---|---|---|
| E1 | 422 | 0,9 | 0,9 |
| E2 | 430 | 0,93 | 1,83 |
| E3 | 437 | 0,47 | 2,3 |

Un dernier agrandissement est prévu en 2029 afin d'emmagasiner une quantité supplémentaire de 3,73 Mt de stériles jusqu'à la fin de vie de la mine. Cet agrandissement situé au sud de la halde existante atteindra une élévation de 437 m de hauteur. Cela permettra d'élargir des paliers construits lors de la phase E, situés sur la halde initiale (avant 2020) dans la portion nord-est.

Il est à noter que la halde à mort-terrain présentement située au sud de la halde à stériles existante sera déplacée afin de permettre l'agrandissement final de la halde à stériles.

## ÉTUDES ANTÉRIEURES – STABILITÉ

Selon la note technique réalisée en 2020 par WSP, des analyses de stabilité démontrent que la configuration de la phase C est stable. Cependant, l'ajout de matériel entre les élévations 413 m et 419 m doit suivre la pente proposée de 3H : 1V. Il est à noter que le profil de la halde existante relevé en septembre 2021 montre une pente plus abrupte que celle suggérée dans le secteur *est* de la halde. Le rapport technique réalisé en 2022 par WSP montre également une configuration stable de la halde à stériles jusqu'à l'élévation 419 m. Cette étude vise l'agrandissement à l'ouest de 2,1 Mt de stériles miniers (phases C et D).

En ce qui concerne la configuration de la fin de la vie de mine à l'élévation 437 m, des analyses ont été réalisées et celles-ci démontrent que cette configuration répond aux critères de stabilité de la Directive 019. Un rapport incluant ces résultats d'analyses est en cours de rédaction.

Préparé par :

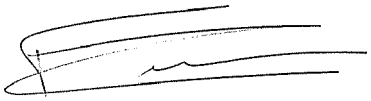
Josy-Anne Douville, CPI.
Nº OIQ : 6012095

Révisé par :

Kevin Gagnon, ing.
Nº OIQ : 5090916

Kristina Bondy, ing., M.ing.
Nº OIQ : 146117

Approuvé par :



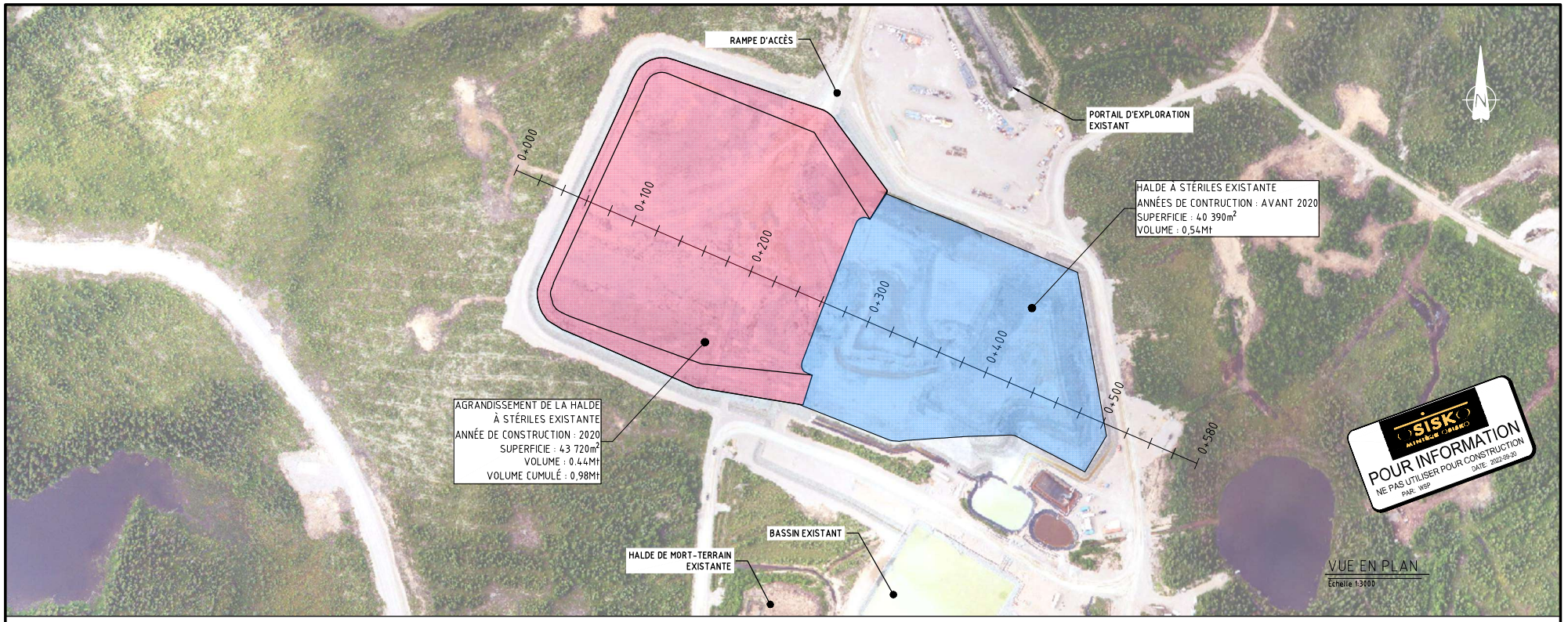

Frédéric Choquet, ing.
Nº OIQ : 5030251

JAD/KG/KB/FC/cg

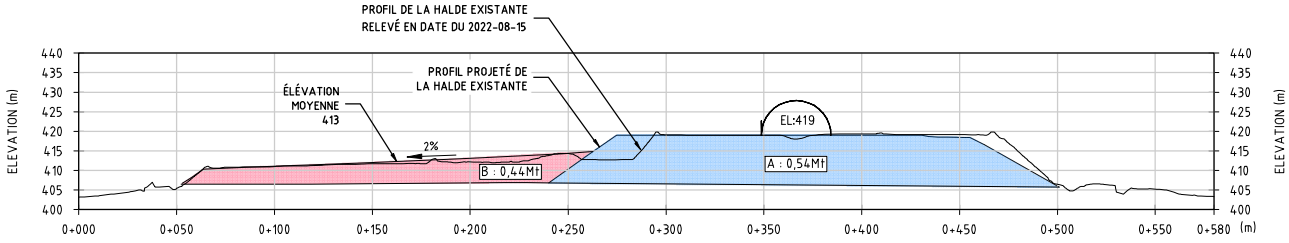
p. j. Annexe A : Plans de remplissage de la halde à stériles

# ANNEXE A

## PLANS DE REMPLISSAGE DE LA HALDE À STÉRILES




VUE EN PLAN
Échelle 1:3000




PROFIL
Échelle H=1:2500 / V=1:1250

NOTES GÉNÉRALES:
- À MOINS D'INDICATIONS CONTRAIRES, LES UNITÉS DE MESURES SONT EN MÈTRES.
- SYSTÈME DE RÉFÉRENCE GÉODÉSIQUE UTILISÉ : UTMnad83 zone18

FICHIERS SOURCES:
- COURBES TOPOGRAPHIQUES DU TERRAIN NATUREL 2009, EXTRAITES DU FICHIER Topo Surface 3d.dwg, INCLUANT LES RELEVÉS TQC RÉALISÉS PAR GROUPE GIROUX ARPENTEURS-GÉOMÈTRES INC., SEPTEMBRE 2020 ET RELEVÉ PAR DRONE, DE LA HALDE EXISTANTE EN DATE DU 15 AOÛT 2022, TRANSMIS PAR LE CLIENT.
- INFRASTRUCTURES EXISTANTES : 2020-10-04 PLAN DE SURFACE.dwg, TRANSMIS PAR LE CLIENT.

| RÉV. | DATE | DESCRIPTION | DÉS. | VÉR. | APP. |
|---|---|---|---|---|---|
| ZB | 23-02-17 | POUR INFORMATION | G.G | K.B. | F.C. |
| ZA | 22-08-12 | POUR INFORMATION | G.G | K.B. | F.C. |

RÉVISIONS

SCEAU ET SIGNATURE:

OSISKO MINING

PROJET : WINDFALL

SOUS-PROJET : NOTE TECHNIQUE

TITRE : VUE EN PLAN ET PROFIL HALDE À STÉRILES EXISTANTE

| | | |
|---|---|---|
| CONÇU: | Josy-Anne Douville, CPI | 2023-02-17 |
| DESSINÉ: | Gail Godmaire, tech. | 2023-02-17 |
| VÉRIFIÉ: | Kristina Bondy, ing., M.ing. | 2023-02-17 |
| APPROUVÉ: | Frédéric Choquet, ing., MScA, PMP | 2023-02-17 |
| ÉCHELLE: | Indiquée | DATE: |

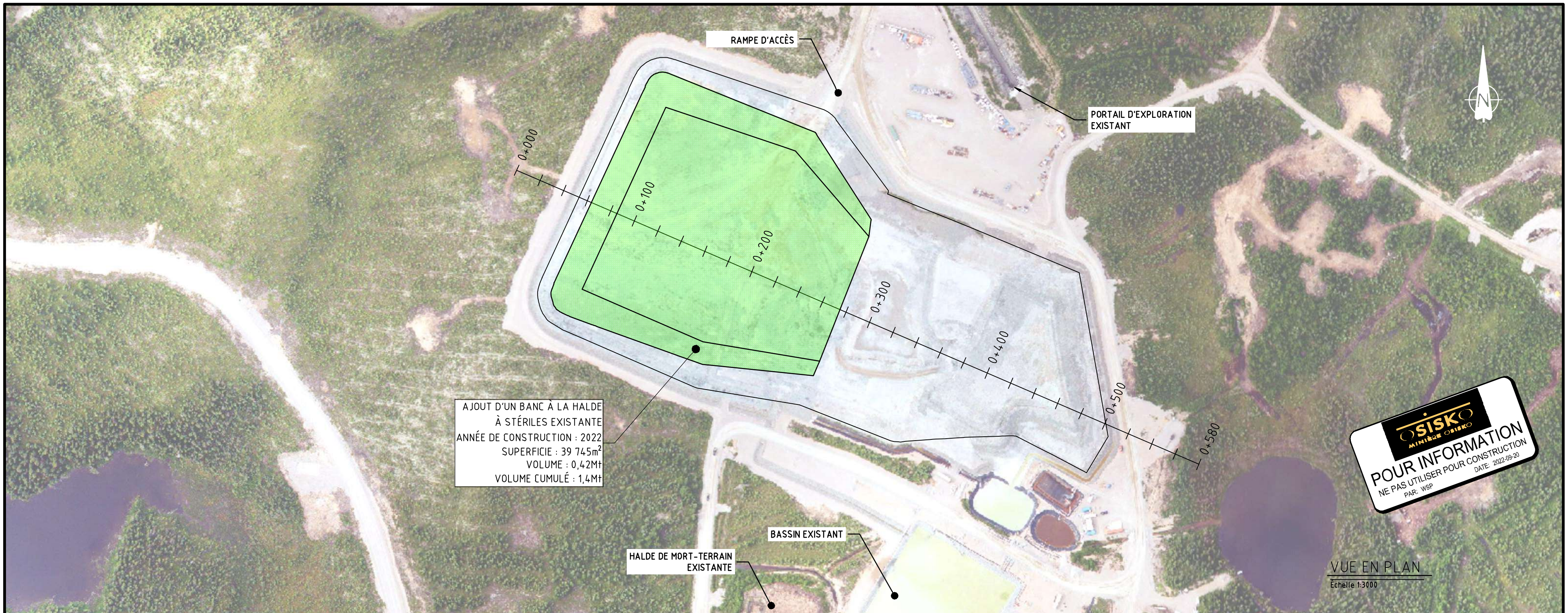
NUMÉRO DE DESSIN.
CAWL-800-G-0602-ZB

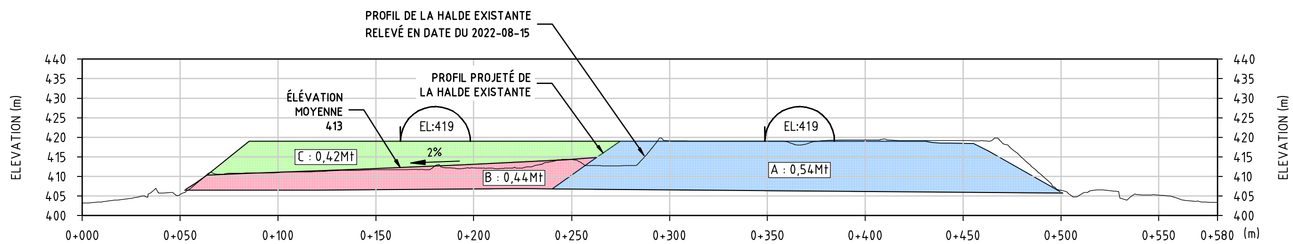
SECTEUR - DISCIPLINE - NO. SÉQUENTIEL - RÉVISION

NUMÉRO DE PROJET WSP : 201-11330-08

DATE D'IMPRESSION: 2023-02-16
CHEMIN D'ACCÈS: \\CORP.PBWANNET\CA\CAYV010\PROJET\2020\1201-11330-08\ENVIRONNEMENT\2_TECH\5_DAO_CAD\3_BASES\8_NOTE-TECHNIQUE\CAWL-800-G-0602-A-0606-ZB.DWG

FORMAT B/TABLOID ( 11"x17" )




PROFIL
Échelle H=1:2500 / V=1:1250

**NOTES GÉNÉRALES:**

- À MOINS D'INDICATIONS CONTRAIRES, LES UNITÉS DE MESURES SONT EN MÈTRES.
- SYSTÈME DE RÉFÉRENCE GÉODÉSIQUE UTILISÉ : UTMnad83 zone18

**FICHIERS SOURCES:**

- COURBES TOPOGRAPHIQUES DU TERRAIN NATUREL 2009, EXTRAITES DU FICHIER Topo Surface 3d.dwg, INCLUANT LES RELEVÉS TQC RÉALISÉS PAR GROUPE GIROUX ARPENTEURS-GÉOMÈTRES INC., SEPTEMBRE 2020 ET RELEVÉ PAR DRONE, DE LA HALDE EXISTANTE EN DATE DU 15 AOÛT 2022, TRANSMIS PAR LE CLIENT.
- INFRASTRUCTURES EXISTANTES : 2020-10-04 PLAN DE SURFACE.dwg, TRANSMIS PAR LE CLIENT.

| RÉV. | DATE | DESCRIPTION | DÉS. | VÉR. | APP. |
|---|---|---|---|---|---|
| ZB | 23-02-17 | POUR INFORMATION | G.G | K.B. | F.C. |
| ZA | 22-08-12 | POUR INFORMATION | G.G | K.B. | F.C. |

RÉVISIONS

SCEAU ET SIGNATURE:

OSISKO MINING

PROJET : WINDFALL

SOUS-PROJET : NOTE TECHNIQUE

TITRE : VUE EN PLAN ET PROFIL HALDE À STÉRILES EXISTANTE DÉPOSITION SUPPLÉMENTAIRE

| | | |
|---|---|---|
| CONÇU: | Josy-Anne Douville, CPI | 2023-02-17 |
| DESSINÉ: | Gail Godmaire, tech. | 2023-02-17 |
| VÉRIFIÉ: | Kristina Bondy, ing., M.ing. | 2023-02-17 |
| APPROUVÉ: | Frédéric Choquet, ing., MScA, PMP | 2023-02-17 |
| ÉCHELLE: | Indiquée | DATE: |

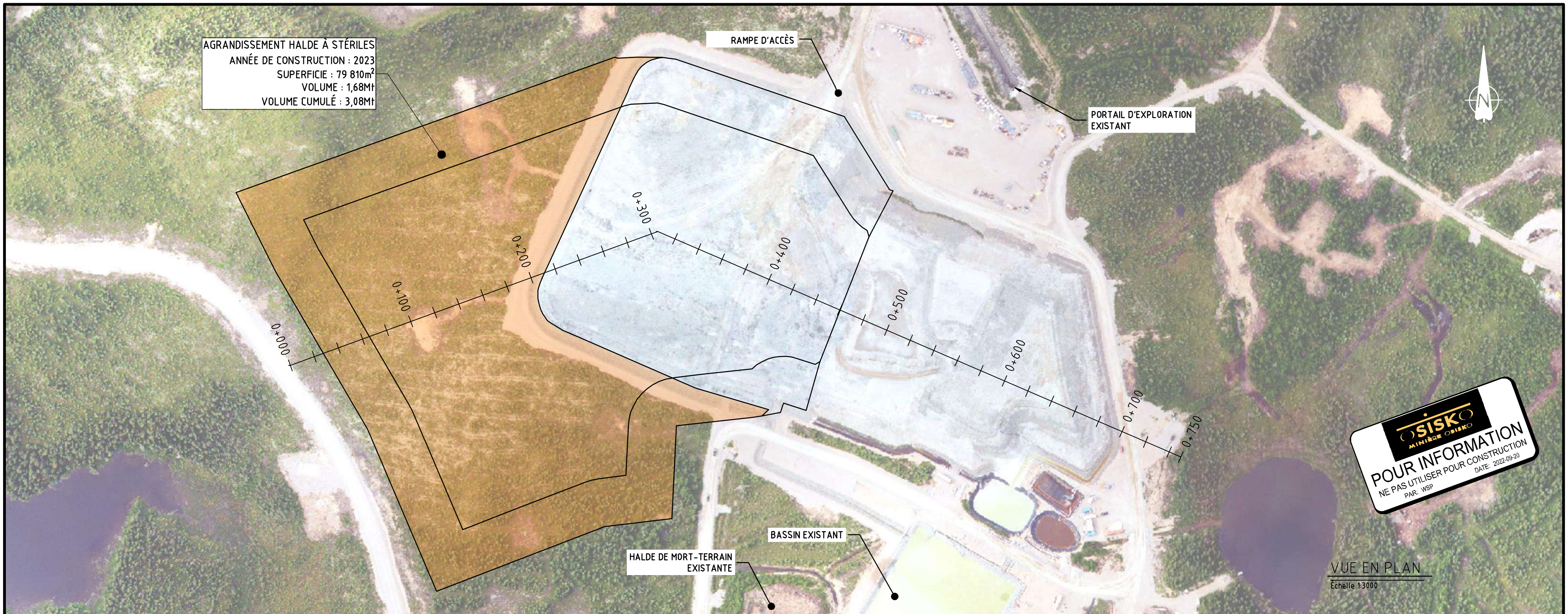
NUMÉRO DE DESSIN.

CAWL-800-G-0603-ZB

SECTEUR - DISCIPLINE - NO. SÉQUENTIEL - RÉVISION

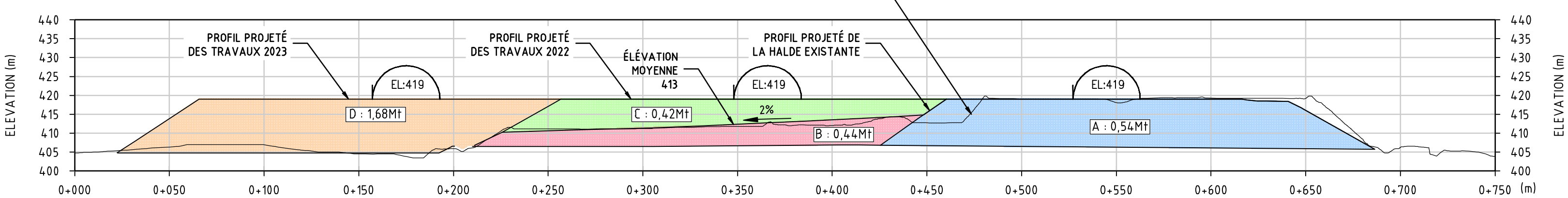
NUMÉRO DE PROJET WSP : 201-11330-08

FORMAT B/TABLOID ( 11"x17" )




VUE EN PLAN

Échelle 1:3000




PROFIL

Échelle H=1:2500 / V=1:1250

NOTES GÉNÉRALES:

- À MOINS D'INDICATIONS CONTRAIRES, LES UNITÉS DE MESURES SONT EN MÈTRES.
- SYSTÈME DE RÉFÉRENCE GÉODÉSIQUE UTILISÉ : UTMnad83 zone18

FICHIERS SOURCES:

- COURBES TOPOGRAPHIQUES DU TERRAIN NATUREL 2009, EXTRAITES DU FICHIER Topo Surface 3d.dwg, INCLUANT LES RELEVÉS TQC RÉALISÉS PAR GROUPE GIROUX ARPENTEURS-GÉOMÈTRES INC., SEPTEMBRE 2020 ET RELEVÉ PAR DRONE, DE LA HALDE EXISTANTE EN DATE DU 15 AOÛT 2022, TRANSMIS PAR LE CLIENT.
- INFRASTRUCTURES EXISTANTES : 2020-10-04 PLAN DE SURFACE.dwg, TRANSMIS PAR LE CLIENT.

| RÉV. | DATE | DESCRIPTION | DÉS. | VÉR. | APP. |
|---|---|---|---|---|---|
| ZB | 23-02-17 | POUR INFORMATION | G.G | K.B. | F.C. |
| ZA | 22-08-12 | POUR INFORMATION | G.G | K.B. | F.C. |

RÉVISIONS

SCEAU ET SIGNATURE:

OSISKO MINING

PROJET : WINDFALL

SOUS-PROJET : NOTE TECHNIQUE

TITRE : VUE EN PLAN ET PROFIL AGRANDISSEMENT DE LA HALDE À STÉRILES 2023

| | | |
|---|---|---|
| CONÇU: | Josy-Anne Douville, CPI | 2023-02-17 |
| DESSINÉ: | Gail Godmaire, tech. | 2023-02-17 |
| VÉRIFIÉ: | Kristina Bondy, ing., M.ing. | 2023-02-17 |
| APPROUVÉ: | Frédéric Choquet, ing., MScA, PMP | 2023-02-17 |
| ÉCHELLE: | Indiquée | DATE: |

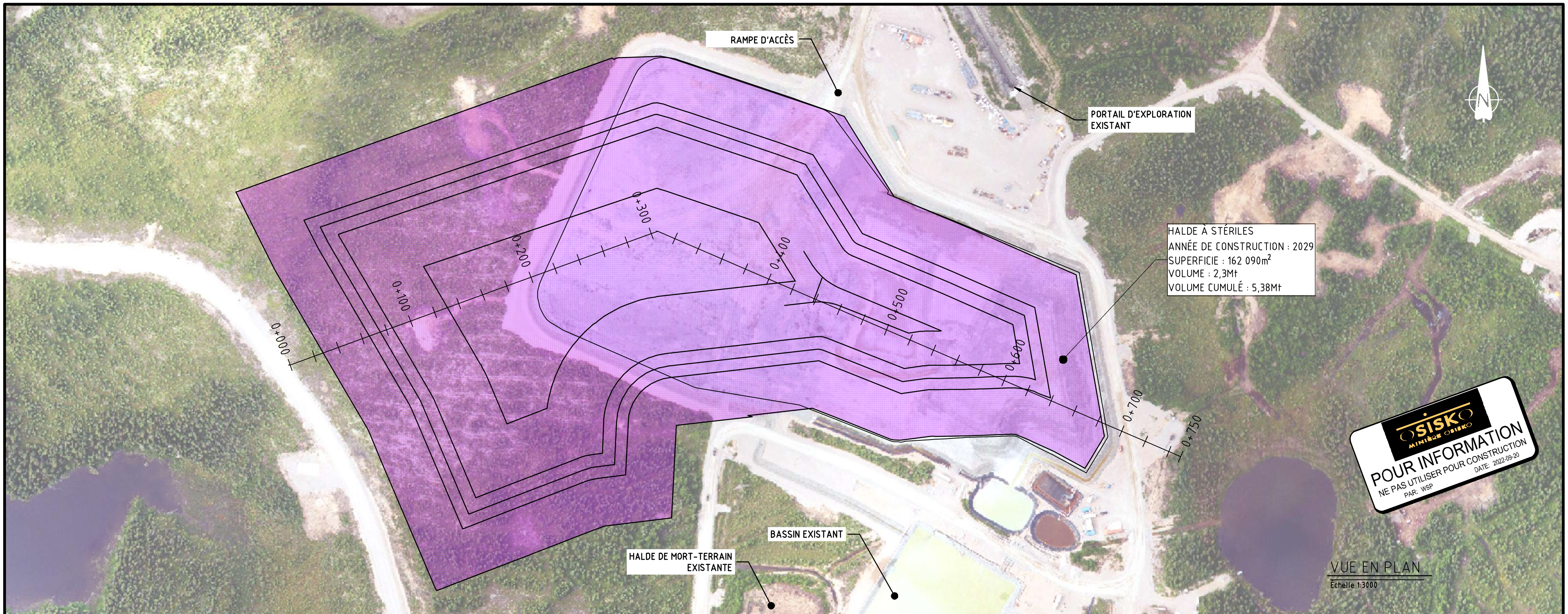
NUMÉRO DE DESSIN.

CAWL-800-G-0604-ZB

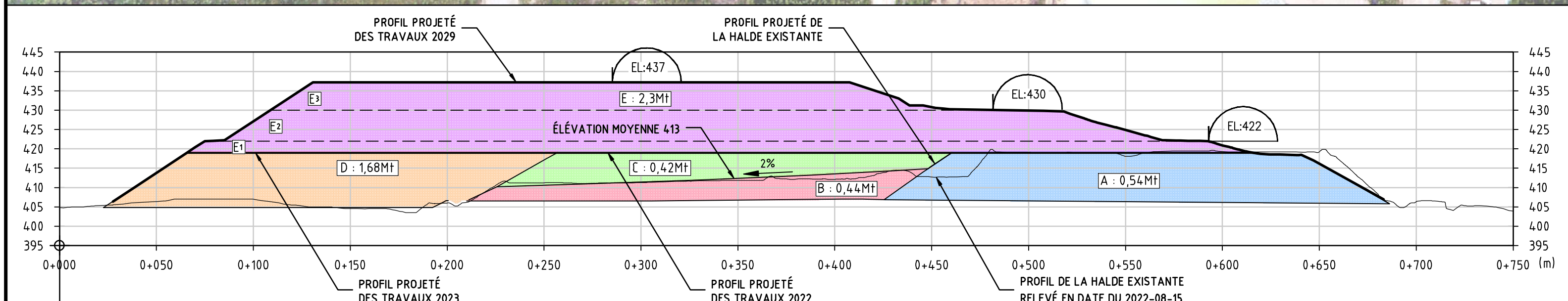
SECTEUR - DISCIPLINE - NO. SÉQUENTIEL - RÉVISION

NUMÉRO DE PROJET WSP : 201-11330-08

FORMAT B/TABLOID ( 11"x17" )




VUE EN PLAN
Échelle 1:3000




PROFIL
Échelle H=1:2500 / V=1:1250

NOTES GÉNÉRALES:
- À MOINS D'INDICATIONS CONTRAIRES, LES UNITÉS DE MESURES SONT EN MÈTRES.
- SYSTÈME DE RÉFÉRENCE GÉODÉSIQUE UTILISÉ : UTMnad83 zone18

FICHIERS SOURCES:
- COURBES TOPOGRAPHIQUES DU TERRAIN NATUREL 2009, EXTRAITES DU FICHIER Topo Surface 3d.dwg, INCLUANT LES RELEVÉS TQC RÉALISÉS PAR GROUPE GIROUX ARPENTEURS-GÉOMÈTRES INC., SEPTEMBRE 2020 ET RELEVÉ PAR DRONE, DE LA HALDE EXISTANTE EN DATE DU 15 AOÛT 2022, TRANSMIS PAR LE CLIENT.
- INFRASTRUCTURES EXISTANTES : 2020-10-04 PLAN DE SURFACE.dwg, TRANSMIS PAR LE CLIENT.

| RÉV. | DATE | DESCRIPTION | DÉS. | VÉR. | APP. |
|---|---|---|---|---|---|
| ZB | 23-02-17 | POUR INFORMATION | G.G | K.B. | F.C. |
| ZA | 22-08-12 | POUR INFORMATION | G.G | K.B. | F.C. |

RÉVISIONS

SCEAU ET SIGNATURE:

OSISKO MINING

PROJET : WINDFALL

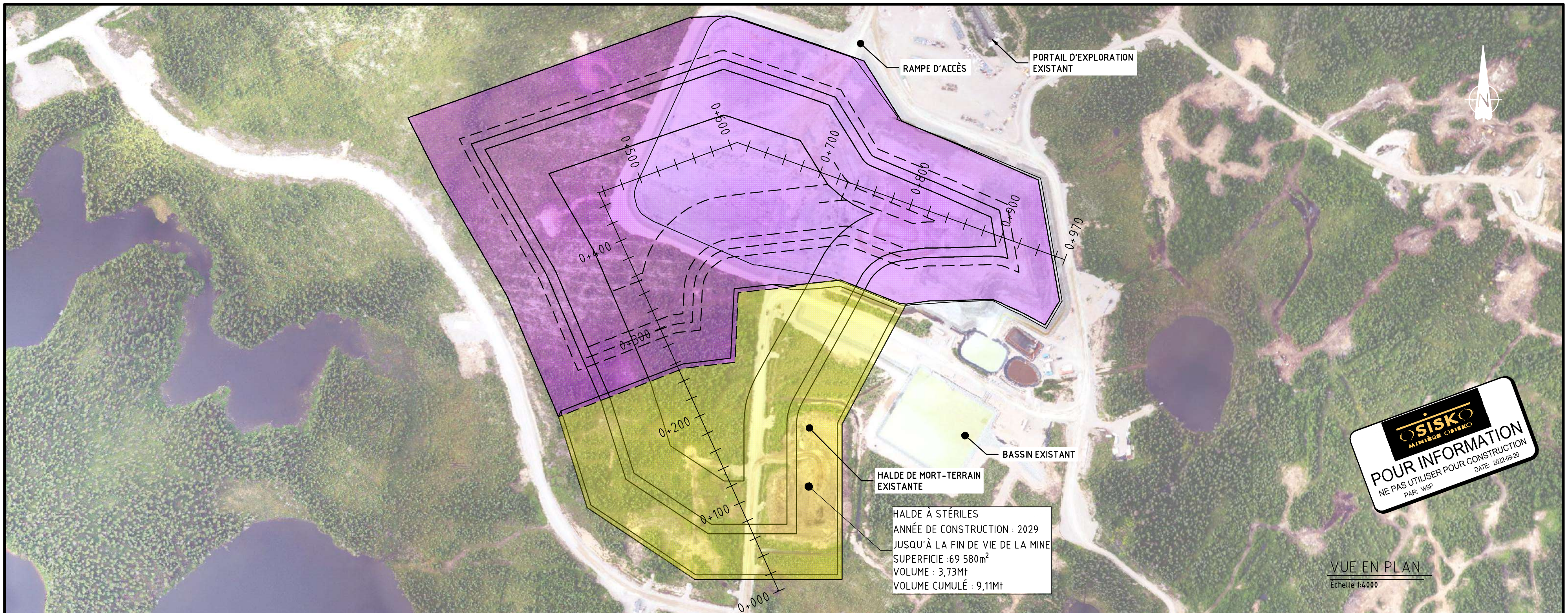
SOUS-PROJET : NOTE TECHNIQUE

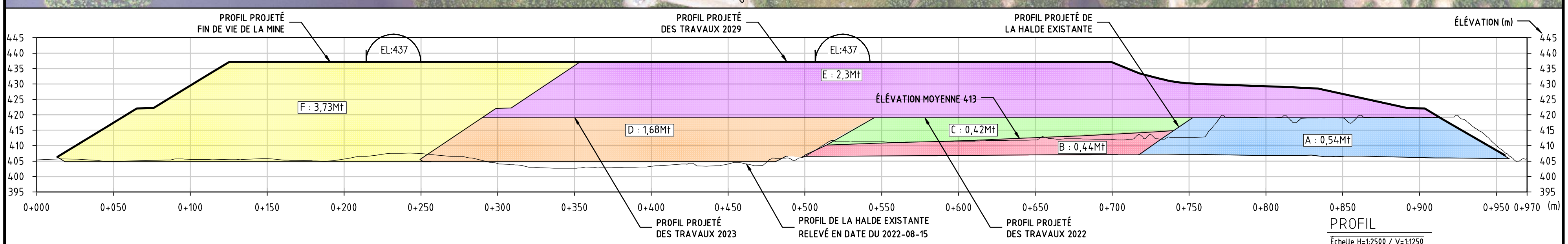
TITRE : VUE EN PLAN ET PROFIL AGRANDISSEMENT DE LA HALDE À STÉRILES EXISTANTE PAR L'AJOUT DE PALIERS

| | | |
|---|---|---|
| CONÇU: | Josy-Anne Douville, CPI | 2023-02-17 |
| DESSINÉ: | Gail Godmaire, tech. | 2023-02-17 |
| VÉRIFIÉ: | Kristina Bondy, ing., M.ing. | 2023-02-17 |
| APPROUVÉ: | Frédéric Choquet, ing., MScA, PMP | 2023-02-17 |
| ÉCHELLE: | Indiquée | DATE: |

NUMÉRO DE DESSIN.
CAWL-800-G-0605-ZB
SECTEUR - DISCIPLINE - NO. SÉQUENTIEL - RÉVISION
NUMÉRO DE PROJET WSP : 201-11330-08

FORMAT B/TABLOID ( 11"x17" )




NOTES GÉNÉRALES:

- À MOINS D'INDICATIONS CONTRAIRES, LES UNITÉS DE MESURES SONT EN MÈTRES.
- SYSTÈME DE RÉFÉRENCE GÉODÉSIQUE UTILISÉ : UTMnad83 zone18

FICHIERS SOURCES:

- COURBES TOPOGRAPHIQUES DU TERRAIN NATUREL 2009, EXTRAITES DU FICHIER Topo Surface 3d.dwg, INCLUANT LES RELEVÉS TQC RÉALISÉS PAR GROUPE GIROUX ARPENTEURS-GÉOMÈTRES INC., SEPTEMBRE 2020 ET RELEVÉ PAR DRONE, DE LA HALDE EXISTANTE EN DATE DU 15 AOÛT 2022, TRANSMIS PAR LE CLIENT.
- INFRASTRUCTURES EXISTANTES : 2020-10-04 PLAN DE SURFACE.dwg, TRANSMIS PAR LE CLIENT.

| RÉV. | DATE | DESCRIPTION | DÉS. | VÉR. | APP. |
|---|---|---|---|---|---|
| ZB | 23-02-17 | POUR INFORMATION | G.G | K.B. | F.C. |
| ZA | 22-08-12 | POUR INFORMATION | G.G | K.B. | F.C. |

RÉVISIONS

SCEAU ET SIGNATURE:

OSISKO MINING

PROJET : WINDFALL

SOUS-PROJET : NOTE TECHNIQUE

TITRE : VUE EN PLAN ET PROFIL HALDE À STÉRILES À LA FERMETURE DE LA MINE

| | | |
|---|---|---|
| CONÇU: | Josy-Anne Douville, CPI | 2023-02-17 |
| DESSINÉ: | Gail Godmaire, tech. | 2023-02-17 |
| VÉRIFIÉ: | Kristina Bondy, ing., M.ing. | 2023-02-17 |
| APPROUVÉ: | Frédéric Choquet, ing., MScA, PMP | 2023-02-17 |
| ÉCHELLE: | Indiquée | DATE: |

NUMÉRO DE DESSIN.

CAWL-800-G-0606-ZB

SECTEUR - DISCIPLINE - NO. SÉQUENTIEL - RÉVISION

NUMÉRO DE PROJET WSP : 201-11330-08

FORMAT B/TABLOID ( 11"x17" )

**MEMORANDUM TECHNIQUE**

# Analyses géotechniques pour la conception du parc à résidus miniers en support à l'étude de faisabilité

*Projet Windfall*

Soumis à :

**Kim-Quyên Nguyên**

Osisko Mining inc.
1440-155 University Avenue
Toronto, Canada
M5G 3B7

Soumis par :

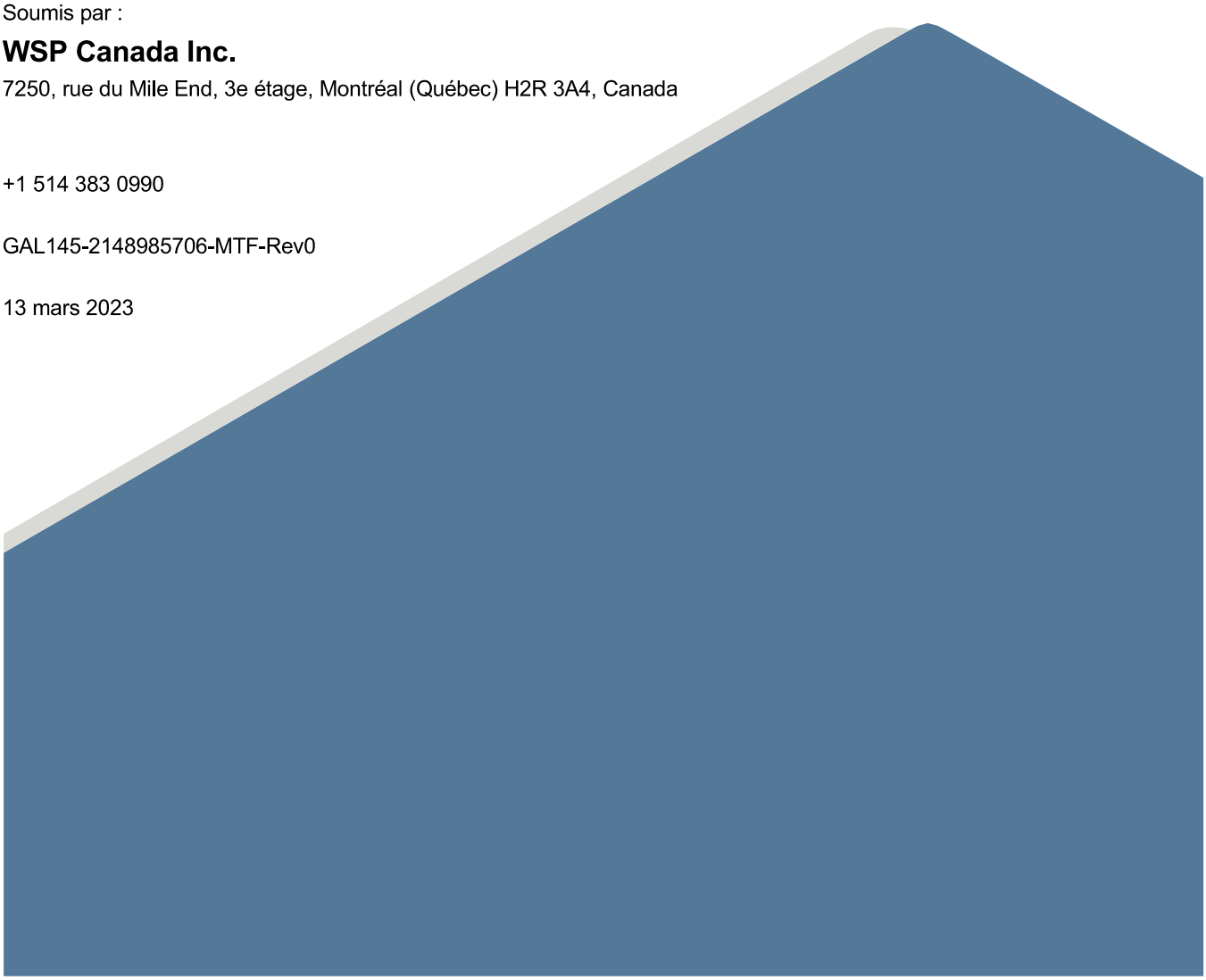
**WSP Canada Inc.**

7250, rue du Mile End, 3e étage, Montréal (Québec) H2R 3A4, Canada

+1 514 383 0990

GAL145-2148985706-MTF-Rev0

13 mars 2023



# Liste de distribution

1 copie électronique - Osisko Mining Inc.

1 copie électronique - WSP Canada Inc.

# Table des matières

**1.0 INTRODUCTION ..... 5**

**2.0 COMPILATION DES DONNÉES ..... 5**

2.1 Topographie ..... 5

2.2 Sols de fondations ..... 6

2.2.1 Stratigraphie ..... 6

2.2.2 Propriétés géotechniques ..... 7

2.2.3 Niveaux d'eau souterraine ..... 7

2.3 Résidus ..... 8

**3.0 CRITÈRES DE CONCEPTION ..... 10**

3.1 Directives et règlementation ..... 10

3.2 Critères de stabilité des pentes du parc à résidus miniers ..... 11

3.3 Séisme de conception ..... 11

**4.0 ÉVALUTATION DE L'ÉTAT IN SITU - FONDATIONS ..... 12**

4.1 Méthodologie ..... 13

4.2 Résultats ..... 13

**5.0 ÉVALUATION DU POTENTIEL DE LIQUÉFACTION CYCLIQUE - RÉSIDUS MINIERS ..... 13**

5.1 Méthodologie ..... 14

5.2 Résultats ..... 14

**6.0 ÉVALUATION DU POTENTIEL DE LIQUÉFACTION CYCLIQUE - FONDATIONS ..... 15**

6.1 Méthodologie ..... 15

6.2 Résultats ..... 16

**7.0 ANALYSES GÉOTECHNIQUES DE STABILITÉ DES PENTES ..... 20**

7.1 Méthodologie ..... 20

7.2 Résultats ..... 27

7.3 Résultats préliminaires post-restauration ..... 27

**8.0 ANALYSE DES TASSEMENTS ..... 28**

8.1 Méthodologie ..... 28

8.2 Résultats ..... 29

**9.0 CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS ..... 29**

**10.0 LIMITES DU RAPPORT ..... 30**

**11.0 RÉFÉRENCES ..... 31**

**CONTRIBUTIONS DES AUTEURS ..... 33**

## TABLEAUX

Tableau 1: Paramètres géotechniques des sols granulaires en fondation ..... 7

Tableau 2: Mesure du niveau d'eau dans le secteur du parc à résidus (juin 2022) ..... 8

Tableau 3: Paramètres géotechniques des résidus ..... 9

Tableau 4: Facteur de sécurité minimum pour le PAR ..... 11

Tableau 5: Séisme de conception ..... 12

Tableau 6: Paramètres de résistance au cisaillement pour les analyses de stabilité des pentes ..... 26

Tableau 7: Résultats des analyses géotechniques de la stabilité des pentes en opération ..... 27

Tableau 8: Propriétés des matériaux utilisés pour l'évaluation du tassement ..... 29

## FIGURES (dans le texte)

Figure 1: Résistance au cisaillement au pic et à 11,5% de déformation en fonction de la contrainte normale, basée sur les résultats de DS pour les résidus compactés à 90% et 95 % du Proctor ..... 9

Figure 2: Rapport de résistance cyclique mesuré en laboratoire en fonction du nombre de cycles ..... 10

Figure 3: Facteur de sécurité liquéfié en fonction des contraintes effectives dans les résidus en opération (a) et post-restauration (b). ..... 15

Figure 4: Facteur de sécurité contre l'initiation de la liquéfaction en opération pour les conditions de contrainte actuelle, en fonction de la profondeur ..... 17

Figure 5: Facteur de sécurité contre l'initiation de la liquéfaction en condition post-restauration pour les conditions de contrainte actuelles (a) et avec la charge du parc à résidus (b), en fonction de la profondeur ..... 18

Figure 6: Comparaison entre les sols susceptibles à la liquéfaction pour le séisme de conception post-restauration (sans chargement du parc à résidus) et l'état in situ. ..... 19

Figure 7: Géométrie et stratigraphie modélisées pour les analyses de stabilité des pentes – Coupe transversale A ..... 22

Figure 8: Géométrie et stratigraphie modélisées pour les analyses de stabilité des pentes – Coupe transversale B ..... 23

Figure 9: Géométrie et stratigraphie modélisées pour les analyses de stabilité des pentes - Coupe transversale C ..... 23

**FIGURES (après le texte)**

Figure A : Vue en plan générale du parc à résidus miniers

**ANNEXES**

**ANNEXE A**
Évaluation de l'état in situ

**ANNEXE B**
Aléas sismique et désagrégation

**ANNEXE C**
Évaluation du potentiel de liquéfaction

**ANNEXE D**
Analyses de stabilité des pentes

**ANNEXE E**
Conditions et limitations générales de l'étude

# PRÉAMBULE

Ce rapport est une traduction de la version originale anglaise. L'identification de divergences entre la version anglaise et française, devra être portée à l'attention de WSP. Dans un tel cas, WSP fournira une clarification par écrit.

# 1.0 INTRODUCTION

Minière Osisko Inc. (Osisko) a mandaté Golder Associés Ltée (Golder) (maintenant WSP Canada Inc. (WSP)) pour compléter la conception de niveau faisabilité du parc à résidus (PAR) du projet Windfall situé sur le territoire de la municipalité du gouvernement régional d'Eeyou Istchee Baie-James, dans la région administrative du Nord du Québec, au Canada. Le PAR comprend l'empilement de résidus filtrés, son réseau de drains granulaires et sa route périphérique.

Ce mémorandum présente la méthodologie et les résultats des analyses géotechniques réalisées pour évaluer la stabilité du PAR en appui à la conception de niveau faisabilité du PAR (WSP 2023h). Plus précisément, les analyses suivantes ont été réalisées :

- évaluation de l'état in situ des sols de fondation (section 4.0)
- évaluation du potentiel de liquéfaction des résidus miniers (section 5.0)
- évaluation du potentiel de liquéfaction des sols de fondation dans l'empreinte du PAR (section 6.0)
- évaluation de la stabilité des pentes du PAR (section 7.0)
- évaluation du tassement des sols de fondation sous le PAR (section 8.0)

Aussi, les données considérées pour les analyses sont résumées à la section 2.0 et les critères de conception visés pour la conception de niveau faisabilité sont présentés dans le mémorandum technique des bases de conception (WSP 2023c) et résumés à la section 3.0.

# 2.0 COMPILATION DES DONNÉES

Les analyses géotechniques ont été effectuées sur la base des données et analyses suivantes :

- le relevé topographique LiDAR 2020 (gouvernement du Québec 2020)
- la caractérisation géotechnique des résidus miniers 2020-2021 (WSP 2023a)
- l'investigation géotechnique 2021-2022 du PAR (WSP 2023b)
- l'investigation géophysique 2021 du PAR (WSP 2023g)

Les données recueillies sont présentées dans des rapports distincts et résumées dans les sections suivantes.

## 2.1 Topographie

La topographie considérée pour l'étude de faisabilité provient de la base de données LiDAR datant d'avril 2020 (gouvernement du Québec 2020). La topographie à l'emplacement du PAR est caractérisée par la présence d'une

vallée entre deux zones topographiques plus élevées. La différence maximale d'élévation entre la vallée et les zones topographiques plus élevées est d'environ 15 m.

## 2.2 Sols de fondations

Des études géotechniques ont été réalisées en 2021 et 2022 dans le secteur du PAR (WSP 2023b,g) et comprennent :

- 22 tranchées d'exploration (échantillonnage des sols et essais en laboratoire sur les échantillons collectés)
- 38 forages géotechniques (essais de pénétration standard (SPT), échantillonnage des sols et essais en laboratoire sur les échantillons collectés)
- neuf (9) puits d'observation Casagrande (tube ouvert) incluant des essais de conductivité hydraulique in situ
- sept (7) profils de tomographie par résistivité électrique (ERT)
- un profil 2D de l'analyse multicanal des ondes de surface (MASW)

L'emplacement des sondages effectués à proximité du PAR est présenté à la figure A (à la fin du texte). L'information stratigraphique, les propriétés géotechniques et les niveaux d'eau souterraine observés lors de ces études sont résumés dans les sections suivantes.

### 2.2.1 Stratigraphie

Les dépôts régionaux de surface sur le site du projet Windfall sont généralement constitués de sédiments fluvio-glaciaires et de till glaciaire. Plus localement, les secteurs de haute topographie sous le PAR sont généralement caractérisés par la présence d'un dépôt de mort-terrain dont l'épaisseur peut atteindre 9 m. Sommairement, la stratigraphie générale de ce secteur est caractérisée, à partir de la surface, par la présence discontinue des horizons suivants :

- Une couche de sols organiques d'une épaisseur variable pouvant atteindre 1 m (environ 0,5 m en moyenne).
- Une couche de sols granulaires hétérogènes d'une épaisseur variable pouvant atteindre 8,5 m. Ce dépôt granulaire hétérogène est composé de matériaux allant du sable silteux aux blocs, avec un pourcentage plus élevé de matériaux plus grossiers à la base du dépôt. Cette couche granulaire est généralement compacte et devient dense en profondeur, à l'approche du socle rocheux.
- Le socle rocheux a été intercepté à des élévations variant de 396,2 m à 407,8 m.

Les conditions du site sont différentes pour les sections sud-est et nord-ouest du PAR qui sont situées dans une zone humide correspondant à une vallée topographique caractérisée par un dépôt de mort-terrain plus épais pouvant atteindre 16 m. Sommairement, la stratigraphie générale de ce secteur est caractérisée, à partir de la surface, par la présence discontinue des horizons suivants :

- Une couche de sols organiques d'une épaisseur variable pouvant atteindre 2 m (environ 1 m en moyenne).
- Une couche de sols granulaires d'une épaisseur variable pouvant atteindre 14 m (avec une épaisseur plus importante en aval de la vallée topographique). Cette couche granulaire est généralement composée d'une alternance de différents horizons dont l'épaisseur varie de quelques centimètres à plusieurs mètres, plutôt qu'un dépôt homogène. Cette couche granulaire est généralement composée d'horizons de sols granulaires fins (silt non plastique à sable moyen) sous lesquels se trouvent des horizons de sols granulaires plus grossiers

(mélange de silt, de sable, de gravier, de cailloux et de blocs en proportions variables). Des couches discontinues de silt ont été rencontrées dans ce dépôt granulaire. Ce dépôt granulaire varie de lâche à compact dans la partie supérieure, devenant dense avec la profondeur.

- Une couche de sols granulaires plastiques a été interceptée sous la couche de sols granulaires, localement, dans la zone nord-ouest du PAR (BH-22-13). Cette couche est composée de sable silteux graveleux à silt graveleux et sable, de consistance dure. L'épaisseur de la couche est d'environ 1,6 m.
- Le socle rocheux a été intercepté à des élévations variant de 382,4 m à 407,9 m.

### 2.2.2 Propriétés géotechniques

Le tableau 1 présente un résumé des paramètres géotechniques des sols de fondation dans le secteur du PAR mesurés lors de l'étude géotechnique de 2021 à 2022 (WSP 2023b). Les résultats sont présentés en fonction du secteur du PAR, étant donné que les sols granulaires diffèrent légèrement selon que le dépôt se trouve dans les secteurs topographiques élevés ou dans la zone humide correspondant à la vallée topographique (section 2.2.1).

Les essais de cisaillement direct (DS) ont montré que l'angle de frottement effectif calculé ($\phi'$) varie de 31° à 37° (calculé en considérant l'absence de cohésion) dans les sols granulaires. Les essais de DS pour le secteur topographique de la vallée ont été réalisés sur des échantillons provenant des sondages BH-22-09, BH-22-13 et TP-21-15, et sur des échantillons provenant des sondages BH-22-16, BH-22-27 et HMTN-F03-22 pour les secteurs topographiques élevés (la localisation des sondages est présentée sur la figure A à la fin du texte).

**Tableau 1: Paramètres géotechniques des sols granulaires en fondation**

| Paramètre géotechnique | Valeur du paramètre géotechnique | |
|---|---|---|
| | Secteurs de haute topographie | Vallée topographique |
| Teneur en eau, w | 7,3 % à 33,9 % | 8,5 % à 58,7 % |
| Densité relative des grains solides, $G_s$ | 2,73 à 2,74 | 2,70 |
| Limites d'Atterberg | Non plastique | Non plastique[(b)] |
| Angle de frottement effectif, $\phi'$[(a)] | 31° à 34° | 31° à 37° |

Référence : WSP 2023b.

(a) Basé sur les résultats des essais DS.

(b) À l'exception de la mince couche de sol granulaire plastique interceptée à la base du forage BH-22-13.

PAR = Parc à résidus.

### 2.2.3 Niveaux d'eau souterraine

Les niveaux d'eau souterraine mesurés en 2022 par WSP (WSP 2023b) indiquent que le niveau d'eau est généralement proche de la surface dans le secteur du parc à résidus. Le tableau 2 fournit des détails sur les mesures du niveau d'eau dans le secteur du PAR. L'emplacement des puits d'observation est indiqué à la figure A (à la fin du texte). Le niveau d'eau est généralement près de la surface avec une profondeur moyenne de 0,9 m (juin 2022). Le nombre de points de mesure du niveau d'eau ne permet pas de produire une carte piézométrique dans le secteur du PAR, mais la faible profondeur du niveau d'eau à la majorité des points de mesure permet de supposer que le niveau de la nappe suit la surface topographique.

**Tableau 2: Mesure du niveau d'eau dans le secteur du parc à résidus (juin 2022)**

| Forage | Élévation du niveau de l'eau (masl) | Profondeur du niveau d'eau (mbgl) |
|---|---|---|
| BJ-F01-21 | 397,78 | 0,95 |
| HMTN-F01-21 | 409,68 | 3,17 |
| HMTN-F02-22 | 409,61 | 0,31 |
| HMTN-F03-22 | 412,71 | 0,26 |
| F-63-22 | 413,87 | 0,04 |
| F-64-22-B | 413,40[(a)] | 0,73[(a)] |

(a) Mesuré en mai 2022.
masl = mètres au-dessus du niveau de la mer; mbgl = mètres au-dessous du niveau du sol.

## 2.3 Résidus

Des essais géotechniques de laboratoire ont été effectués sur sept échantillons différents de résidus et de mélanges de résidus en 2020 et 2021 (WSP 2023a). Ces échantillons ont été produits par Osisko et représentent les principales zones minéralogiques qui seront exploitées (Lynx, Main et Underdog) selon le plan minier reçu en août 2020.

Depuis la réalisation de ces essais en laboratoire, le concept du PAR et le plan minier ont considérablement changé. La conception précédente du PAR comprenait la déposition de résidus épaissis et la mise en place contrôlée de résidus filtrés. La conception présentée au niveau de l'étude de faisabilité a évolué et considère maintenant uniquement des résidus filtrés placés et compactés mécaniquement. Ainsi, certains résultats de laboratoire sur les résidus filtrés n'ont pas été réalisés dans des conditions représentatives de l'empilement prévu au PAR et n'ont donc pas été utilisés dans la conception du PAR.

De plus, les boues provenant des opérations souterraines, qui seront mélangées aux résidus avant leur filtration, n'ont pas été incluses dans la caractérisation des résidus de 2020 à 2021. Les boues sont constituées de particules très fines et devraient constituer environ 5 % du mélange. Pour l'étude de faisabilité, il est supposé que les résidus et les boues formeraient un mélange homogène et n'aurait pas d'impact significatif sur les propriétés géotechniques des résidus.

Le tableau 3 présente un résumé des propriétés de base et la résistance au cisaillement des résidus mesurées en laboratoire (WSP 2023a). Les essais de DS (figure 1) ont été réalisés à des niveaux de compaction associés à 90 % et 95 % du Proctor standard et à une teneur en eau proche de l'optimum. La conception de niveau faisabilité recommande un compactage des résidus à 95 % du Proctor.

**Tableau 3: Paramètres géotechniques des résidus**

| Paramètre géotechnique | Valeur du paramètre géotechnique |
|---|---|
| Pourcentage de particules fines | 98 % |
| Granulométrie à 80 % passant | 37 µm |
| Pourcentage solide | 81 % à 84 % |
| Limites d'Atterberg | Non plastique |
| Densité relative des grains solides, $G_s$ | 2,85 à 3,01 |
| Poids volumique sec maximum, $\gamma_{d,max}$ (essai Proctor standard) | 16 kN/m$^3$ |
| Teneur en eau optimale, $w_{opt}$ (essai Proctor standard) | 21,6 % |
| Résistance au cisaillement, $\tau$ (essai DS à 90 % du Proctor) | $\tau = 1{,}9927\sigma_n^{0{,}8479}$ (figure 1) |
| Résistance au cisaillement, $\tau$ (essai DS à 95 % du Proctor) | $\tau = 4{,}1124\sigma_n^{0{,}7177}$ (figure 1) |

Référence : WSP 2023a.

kN/m$^3$ = kilonewtons par mètre cube; DS = cisaillement direct.

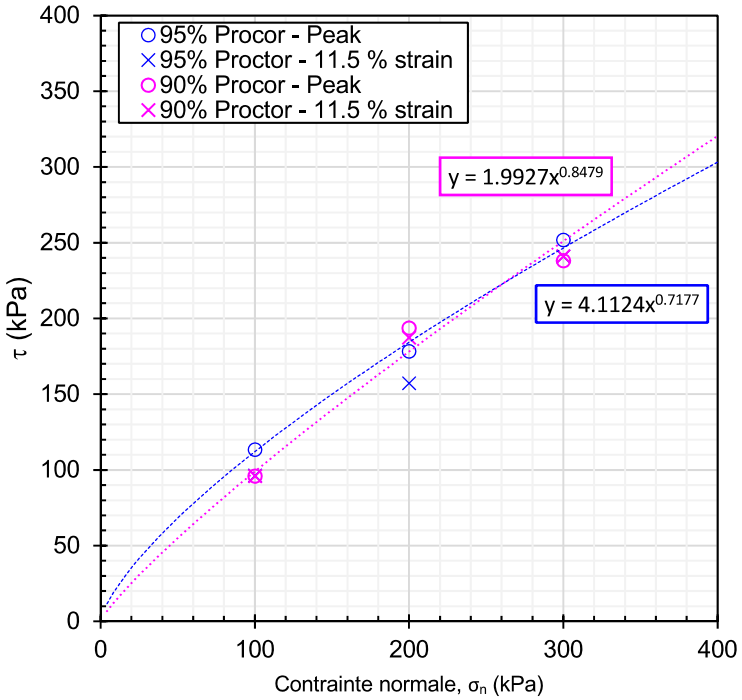



**Figure 1: Résistance au cisaillement au pic et à 11,5% de déformation en fonction de la contrainte normale, basée sur les résultats de DS pour les résidus compactés à 90% et 95 % du Proctor**

kPa = kilopascal; DS = cisaillement direct.

Les résultats de l'essai de cisaillement simple direct cyclique (CDSS) sont présentés à la figure 2. Les résultats montrent un rapport de résistance cyclique de 0,113 lorsque 7 cycles étaient nécessaires pour atteindre une déformation de 3,75 % (considérée comme une liquéfaction) et un rapport de 0,105 lorsque 10 cycles étaient

nécessaires pour atteindre la même déformation. Les échantillons ont été reconstitués pour reproduire la déposition de résidus épaissis. Ils étaient donc plus lâches que la densité que l'on peut attendre au PAR avec des résidus filtrés compactés mécaniquement. Cette différence pourrait avoir un impact sur les résultats.

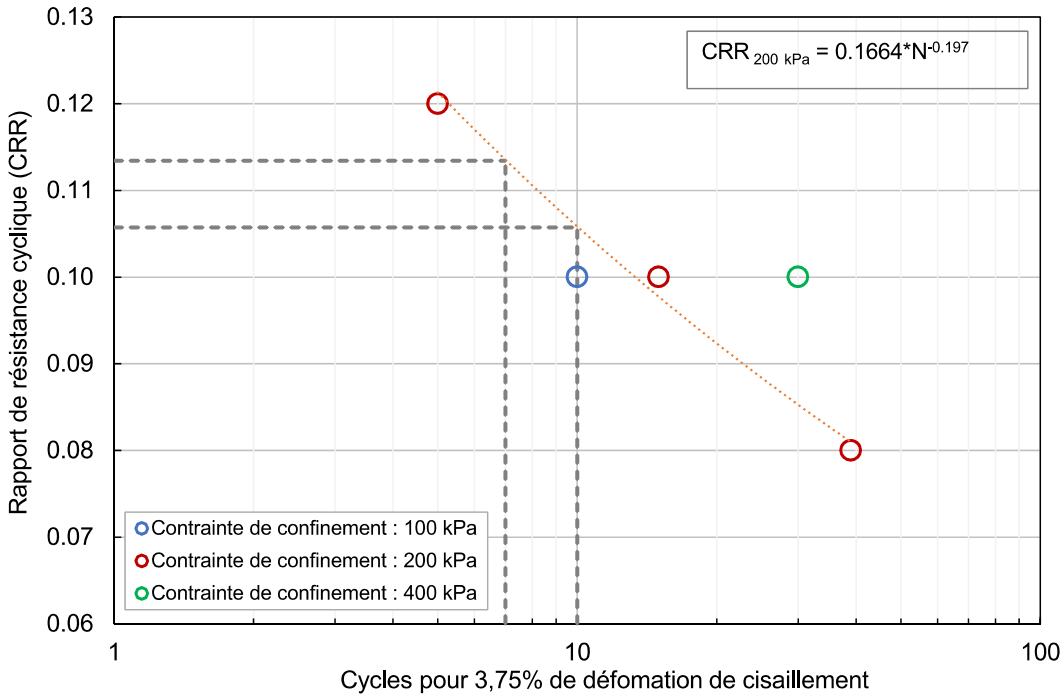



**Figure 2: Rapport de résistance cyclique mesuré en laboratoire en fonction du nombre de cycles**

kPa = kilopascal.

# 3.0 CRITÈRES DE CONCEPTION

Les principaux critères et bases de conception du PAR sont présentés dans le mémorandum des bases de conception (WSP 2023c), qui est résumé dans les sections suivantes.

## 3.1 Directives et règlementation

Deux directives et règlements provinciaux, soit la Directive 019 sur l'industrie minière (MDDEP 2012) et le guide de restauration des sites miniers du ministère de l'Énergie et des Ressources naturelles (MERN 2022), ont été considérés pour la conception de niveau faisabilité du PAR. En plus, les recommandations de l'Association canadienne des barrages (ACB) pour les barrages miniers (2019) ont également été prises en compte, car elles sont considérées comme de bonnes pratiques. Les recommandations de l'ACB s'appliquent aux barrages de tous types et incluent les " barrages miniers ", qui sont définis par l'ACB comme des structures de retenue de solides ou de liquides. Même si l'empilement de résidus filtrés de Windfall ne comporte pas de barrages dans sa conception, elle est tout de même considérée comme un ouvrage de retenue, car il est obligatoire de retenir les résidus dans l'empreinte de l'installation.

L'empilement de résidus filtrés est considéré, selon le décret provincial, comme une installation d'entreposage sans rétention d'eau (section 2.9.3.2, Directive 019). Sur la base de cette directive, les choix des critères de stabilité et

des méthodes d'analyse sont de la responsabilité du concepteur. Les principes généraux présentés dans l'ACB (2019) et le guide de restauration (MERN 2022), qui fournissent des indications sur la norme de diligence attendue pour la conception, l'opération, la restauration et la post-restauration (active et passive), ont été utilisés dans l'élaboration de la conception de faisabilité du PAR.

La conception de niveau faisabilité du PAR a été réalisée pour la phase d'opération et des vérifications ont été effectuées pour la phase post-restauration, afin de suivre la philosophie de "conception pour la fermeture" promue dans les directives de restauration du MERN (2022).

## 3.2 Critères de stabilité des pentes du parc à résidus miniers

Le parc à résidus a été conçu sur la base d'analyses de stabilité 2D d'équilibre aux limites.

Le tableau 4 présente un résumé des facteurs de sécurité (FS) minimums proposés pour la conception du PAR du projet Windfall. Les facteurs de sécurité minimums pris en compte dans la conception sont basés sur les lignes directrices et la réglementation présentées dans la section 3.1.

**Tableau 4: Facteur de sécurité minimum pour le PAR**

| Phase de développement | Conditions de chargement | FS minimal ciblé |
|---|---|---|
| Opération | **Résistance au pic en condition statique**<br>- propriétés de résistance non drainée pour les sols contractants et propriétés de résistance effective pour les sols dilatants | 1,5 |
| | **Analyses sismiques pseudo-statiques**<br>**Résistance au pic**<br>- $k_H$ = 50 % de l'accélération maximale du sol | 1,1 |
| | **Analyses post-sismiques**<br>**Résistance post-pic**<br>- liquéfaction dynamique et/ou le ramollissement cyclique des matériaux susceptibles (s'il y a lieu), sous le séisme de conception | 1,3 |

FS = facteur de sécurité

## 3.3 Séisme de conception

Le choix du séisme de conception d'un ouvrage d'entreposage sans rétention d'eau peut être justifié et adapté en fonction de la localisation de l'ouvrage et des éléments impactés (population, infrastructures, services et répercussions environnementales) en cas de rupture de l'ouvrage (MDDEP, 2012). Elle doit également être adaptée à la phase de la vie du PAR. Ainsi, le séisme de conception utilisé pour concevoir la phase d'opération est différent de celui qui sera utilisé pour concevoir la phase post-restauration.

### *Phase d'opération*

L'ACB (2019) recommande que la période de retour du séisme de conception soit choisie en fonction de la conséquence de rupture des structures. Pour le PAR de Windfall, la conséquence de rupture a été classée comme « élevée », ce qui a conduit à une probabilité de dépassement annuel de 1 / 2 475 (ou une période de retour de

2 475 ans). La magnitude du séisme et l'accélération maximale du sol (AMS) utilisées dans la conception ont été fournies par le modèle d'aléa sismique du Code national du bâtiment du Canada (CNBC) 2015 (actuellement en vigueur au Québec) (Adams et al. 2015) et sont résumées dans le tableau 5. L'accélération maximale du sol (AMS) pour un site de classe A (roche dure) et classe D (sol rigide) ont été utilisées dans la conception. Un site de classe D a été utilisé, car les vitesses des ondes de cisaillement ($V_s$) mesurées par le levé géophysique de 2021 (WSP 2023g) étaient généralement autour de 200 m/s dans le secteur du PAR.

### *Phase post-restauration*

La période de retour sera mise à jour, le cas échéant, et si nécessaire, lors de la conception post-restauration. Toutefois, dans l'objectif de faire une conception pour la fermeture, conformément aux recommandations des directives de restauration du MERN (2022), la stabilité a également été vérifiée avec une période de retour à mi-chemin entre 2 475 et 10 000 ans, comme le recommande l'ACB pour la phase post-restauration d'une structure dont la conséquence de rupture est classée « élevée ». Pour la phase post-restauration, les données du modèle d'aléas sismique NBCC 2020 (Kolaj et al. 2020) ont été utilisées, car il a été supposé qu'elles seront en application lors de la conception de la phase post-restauration du PAR. Elles sont présentées au tableau 5. L'AMS pour la conception post-restauration a été extrapolée selon les méthodes recommandées (gouvernement du Canada 2021). La magnitude de conception pour la phase de post-restauration a été choisie en fonction de notre expérience sur des sites à proximité.

### *Résumé*

Le tableau 5 présente un résumé des paramètres sismiques de conception pour les deux phases de développement considérées. La fiche d'aléas sismiques et les données de désagrégation des aléas calculées par le Service canadien d'information sur les risques de la Commission géologique du Canada (NBCC 2015, 2020) pour le site du projet Windfall sont présentées à l'annexe B.

**Tableau 5: Séisme de conception**

| Phase de développement | Période de retour | AMS (site de classe A) | AMS (site de classe D) | Magnitude moyenne ($M_w$) |
|---|---|---|---|---|
| Opération | 2 475 ans | 0,047 g[(a)] | 0,067 g[(a)] | 6,55[(a)] |
| Post-restauration | À mi-chemin entre 2 475 et 10 000 ans | 0,087 g[(b)] | 0,196 g[(b)] | 7,00[(c)] |

(a) Calculé à partir du NBCC 2015 (Adams et al. 2015).

(b) Extrapolé à partir de NBCC 2020 (Kolaj et al. 2020) selon les méthodes recommandées (gouvernement du Canada 2021).

(c) Basé sur notre expérience sur des sites à proximité.

AMS = accélération maximale du sol; CNBC = Code national du bâtiment du Canada.

# 4.0 ÉVALUTATION DE L'ÉTAT IN SITU - FONDATIONS

La compréhension de l'état in situ des sols de fondation est fondamentale pour identifier les mécanismes de rupture potentiels et évaluer la stabilité géotechnique du PAR. À cette fin, une évaluation préliminaire de l'état in situ des sols de fondation a été réalisée afin de déterminer, à un niveau de conception de faisabilité, si les sols granulaires de fondation sont dans un état contractant ou dilatant.

Les termes « contractant » et « dilatant » font référence au fait que l'état du matériau se trouve au-dessus (contractant) ou au-dessous (dilatant) de la ligne d'état critique (CSL). Un matériau contractant peut subir une perte

de résistance lorsqu'il est soumis à un chargement et/ou à un cisaillement, en raison de l'accumulation de pressions interstitielles en excès. Les matériaux contractants sont également susceptibles de mobiliser une résistance liquéfiée ou de subir un ramollissement sous l'effet d'un chargement statique (liquéfaction statique et perte de résistance, respectivement) ou cyclique (liquéfaction sous l'effet d'un séisme et ramollissement cyclique, respectivement). Un matériau dilatant ne génère pas de pressions interstitielles en excès sous un chargement statique, mais peut tout de même se liquéfier ou subir une perte de résistance sous un chargement cyclique.

## 4.1 Méthodologie

L'état in situ des sols granulaires de fondation a été estimé sur la base des données corrigées de résistance SPT recueillies dans le secteur du PAR (WSP 2023b). La relation proposée par Fear et Robertson (1995), telle que présentée dans Olson et Stark (2003), a été utilisée comme limite entre les sols contractants et dilatants.

L'état in situ des sols granulaires de fondation a été évalué à l'emplacement de 18 forages réalisés dans le secteur du PAR : BH-22-01, BH-22-12, BH-22-13, BH-22-14, BH-22-16, BH-22-18, BH-22-22, BH-22-23, BH-22-25 à BH-22-28, BJ-F01-21, HMTN-F01-21, HMTN-F02-22, HMTN-F03-22, F-63-22, et F-64-22B. La localisation des forages est présentée à la figure A (à la fin du texte). Les journaux de sondages sont présentés dans WSP (2023b).

## 4.2 Résultats

L'estimation de l'état in situ, en fonction de la contrainte effective, à l'emplacement de chacun des 18 forages évalués est présentée à l'annexe A. Les principales observations sont rapportées comme suit :

- Les sols de fondation ont généralement un comportement dilatant dans les zones topographiques élevées, comme le montrent les profils associés aux sondages suivants : BH-22-12, BH-22-16, BH-22-18, BH-22-22, BH-22-23, BH-22-26, BH-22-27, BH-22-28, BJ-F01-21, F-63-22, F-64-22B, HMTN-F01-21, HMTN-F02-22, HMTN-F03-22.
- Des couches de sols de fondation ayant un comportement contractant sont présentent au bas du secteur de la vallée topographique (secteurs nord-ouest et sud-est du PAR), comme le montrent les profils associés aux sondages suivants : BH-22-01, BH-22-13, BH-22-14, BH-22-25. Ces secteurs sont également caractérisés par un dépôt de mort-terrain plus épais (section 2.2.1).

# 5.0 ÉVALUATION DU POTENTIEL DE LIQUÉFACTION CYCLIQUE - RÉSIDUS MINIERS

L'évaluation du potentiel de liquéfaction cyclique permet d'estimer la résistance d'un sol soumis à une charge sismique. Les conséquences de la liquéfaction comprennent une réduction de la résistance au cisaillement et/ou de la capacité portante en raison de la génération de pressions interstitielles, et par conséquent une diminution des contraintes effectives. Les matériaux présentant généralement un potentiel de liquéfaction cyclique sont des matériaux granulaires lâches et saturés. Ces matériaux auront tendance à se contracter lorsqu'ils sont soumis à une charge sismique.

Par conséquent, une analyse préliminaire du potentiel de liquéfaction a été effectuée pour évaluer le potentiel de liquéfaction sismique des résidus filtrés contrôlés en fonction des résultats des essais en laboratoire CDSS (WSP 2023a) et du séisme de conception.

## 5.1 Méthodologie

Cette évaluation préliminaire du potentiel de liquéfaction a été réalisée en comparant les valeurs du rapport de contrainte cyclique (CSR), qui caractérise l'effet du séisme sur le matériau, aux valeurs du rapport de résistance cyclique (CRR), qui caractérise la résistance du matériau à la charge cyclique. Typiquement, un sol est considéré comme potentiellement liquéfiable lorsque la valeur du CSR est supérieure ou égale au CRR, ce qui implique que le facteur de sécurité ($FS_{liq}$) est inférieur à 1,0.

### *CSR*

Le profil CSR pour le séisme de conception ($CSR_{M, \sigma'v}$) a été estimé en utilisant la méthode simplifiée de Seed et Idriss (1971), qui est basée sur les contraintes effectives ($\sigma'_v$), l'accélération maximale à la surface du sol ($a_{max}$), et la magnitude ($M_w$) du séisme de conception. Les contraintes effectives ont été estimées en fonction d'un niveau d'eau situé approximativement à mi-hauteur de l'empilement de résidus, ce dernier ayant une hauteur maximale d'environ 23 m. Il s'agit d'une hypothèse conservatrice compte tenu de la mise en place prévue d'un système de réseau de drainage à la base de l'empilement, qui devrait maintenir la nappe phréatique dans les résidus à environ 3 m au-dessus du système d'imperméabilisation (WSP 2023e). Les $a_{max}$ choisis pour ces analyses correspondent aux AMS (site de classe D), qui sont de 0,067 g et 0,196 g pour le séisme de conception en opération et post-restauration, respectivement (tableau 5). La sélection de la période de retour, de l'AMS et de la magnitude du séisme de conception sont présentés dans la section 3.3.

### *CRR*

Le CRR a été estimé à partir des résultats des essais en laboratoire CDSS (WSP 2023a), ajustés à un nombre de cycles équivalents (déformation de 3,75 %) pour la magnitude du séisme de conception ($CRR_{M, \sigma'v}$). Le $CRR_{M, \sigma'v}$ a également été corrigé pour un chargement de 1 Hz (une fréquence de 0,1 Hz a été utilisée en laboratoire).

Les essais CDSS ont été effectués sur des résidus épaissis, qui n'ont pas été compactés. Ainsi, les résultats de laboratoire sous-estiment le $CRR_{M, \sigma'v}$ dans les résidus filtrés placés mécaniquement.

## 5.2 Résultats

Les $CRR_{M, \sigma'v}$ estimés à partir des résultats des essais en laboratoire CDSS (WSP 2023a) ajustés à un nombre de cycles équivalents (déformation de 3,75 %) sont de 0,113 en opération ($M_w$ = 6,55 ; nombre de cycles équivalents ($N_{éq}$) de 7) et de 0,105 après la restauration du site ($M_w$ = 7,0 ; $N_{éq}$ = 10) (figure 2) pour une contrainte effective de confinement de 200 kPa. Les valeurs corrigées du $CRR_{M, \sigma'v}$ sont de 0,12 en opération et de 0,11 post-restauration, pour tenir compte de la fréquence de chargement. Les FS de liquéfaction en fonction des contraintes effectives dans les résidus en opération et après la restauration du site sont présentés dans la figure 3 et les principales observations sont rapportées comme suit :

- Les résidus ne devraient pas être susceptibles de subir une liquéfaction cyclique compte tenu du séisme de conception en opération (FS supérieur ou égal à 1,0).
- La section supérieure des résidus peut être sensible à la liquéfaction si l'on considère le séisme de conception post-restauration. Cependant, ils devront avoir une saturation suffisamment élevée pour développer des pressions interstitielles en excès pendant le chargement cyclique, car les résidus susceptibles de se liquéfier sont situés au-dessus du niveau d'eau présumé. Les essais CDSS ont été effectués sur des résidus épaissis, qui n'ont pas été compactés. Les résidus filtrés mécaniquement et mis en place de façon contrôlée auront un degré de compaction plus élevé, il est donc justifié d'anticiper un CRR plus élevé. Toutefois, le CRR calculé est basé sur une contrainte effective de confinement de 200 kPa. Un essai a été effectué à des contraintes

effectives de confinement plus faibles (100 kPa) et a montré que le CRR diminuait, et donc que le $FS_{liq}$ diminuait pour les résidus avec des contraintes effectives de confinement inférieures à 200 kPa.

- L'analyse post-restauration a été réalisée en considérant une nappe phréatique en opération, ce qui est une approche conservatrice. L'utilisation d'une nappe phréatique plus basse, réaliste après la construction d'un recouvrement de faible perméabilité pour la restauration, devrait augmenter le $FS_{liq}$.

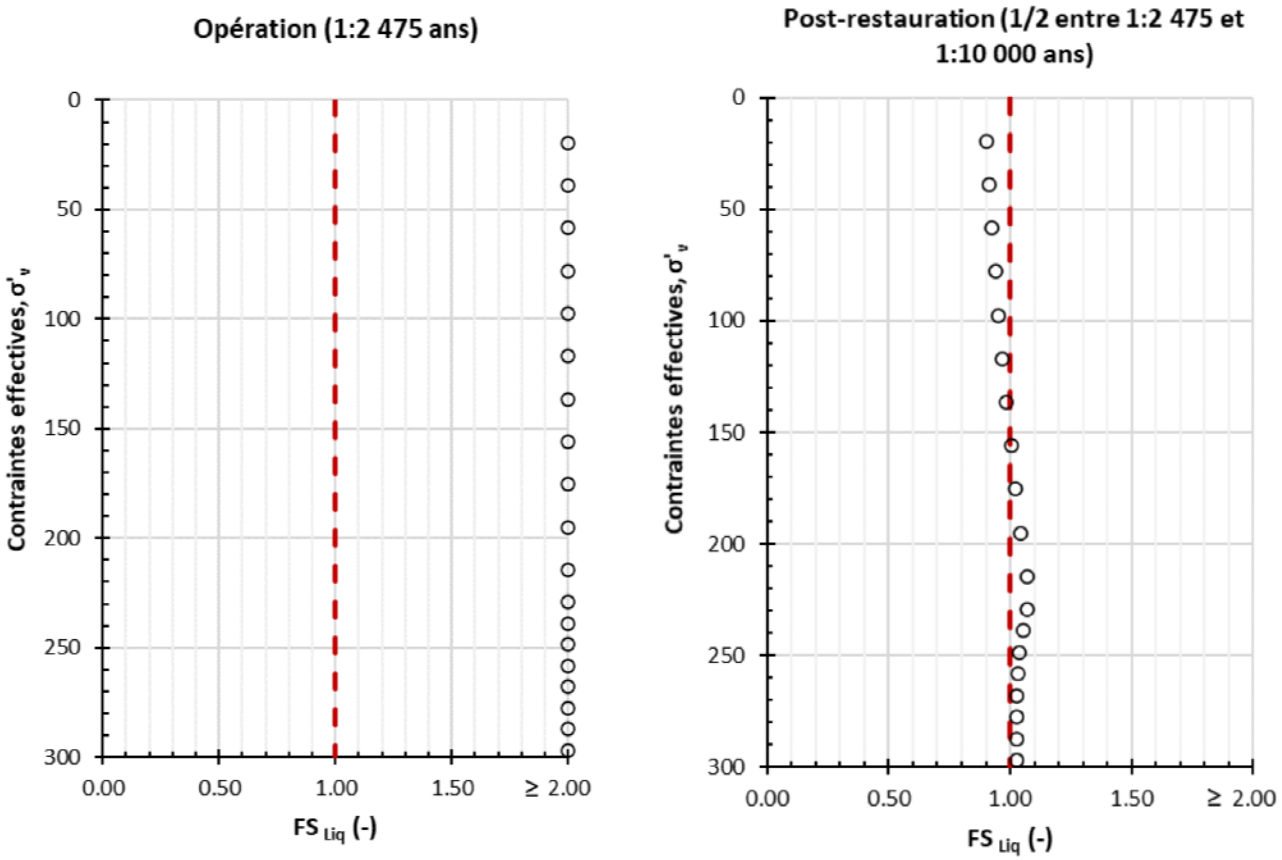



**Figure 3: Facteur de sécurité liquéfié en fonction des contraintes effectives dans les résidus en opération (a) et post-restauration (b).**

$FS_{Liq}$ = facteur de sécurité liquéfié

# 6.0 ÉVALUATION DU POTENTIEL DE LIQUÉFACTION CYCLIQUE - FONDATIONS

Une évaluation simplifiée du potentiel de liquéfaction a été réalisée pour déterminer si les sols granulaires de fondation étaient susceptibles de subir une liquéfaction cyclique lorsque soumis au séisme de conception, en fonction des résultats des SPT in situ réalisés dans le secteur du PAR (WSP 2023b).

## 6.1 Méthodologie

Cette analyse simplifiée du potentiel de liquéfaction a été réalisée en comparant les valeurs du CSR, qui caractérise l'effet du séisme sur le matériau, aux valeurs du CRR, qui caractérise la résistance du matériau au chargement

cyclique. Typiquement, un sol est considéré comme potentiellement liquéfiable lorsque la valeur du CSR est supérieure ou égale au CRR, ce qui implique que le facteur de sécurité ($FS_{liq}$) est inférieur à 1,0.

### *CSR*

Le profil CSR pour le séisme de conception ($CSR_{M, \sigma'v}$) a été estimé en utilisant la méthode simplifiée de Seed et Idriss (1971), qui est basée sur les contraintes effectives ($\sigma'_v$), l'accélération maximale à la surface du sol ($a_{max}$), et la magnitude ($M_w$) du séisme de conception. Les contraintes effectives ont été estimées en fonction de l'état actuel du site (avant la construction du PAR) et considèrent un niveau d'eau estimé à la surface des sols de fondation en fonction du niveau d'eau mesuré dans les puits d'observation et lors de l'excavation des tranchées d'explorations (section 2.2.3). Les $a_{max}$ choisis pour ces analyses correspondent à l'AMS (site de classe D), qui sont de 0,067 g et 0,196 g pour le séisme de conception en opération et post-restauration, respectivement (tableau 5). Les choix de la période de retour, de l'AMS et de la magnitude du séisme de conception sont présentés dans la section 3.3.

### *CRR*

Le calcul simplifié du CRR a été effectué selon la relation développée pour les sols sableux par Idriss et Boulanger (2008), basée sur les valeurs de résistance à la pénétration « N » normalisées à 60 % d'énergie et corrigées pour l'influence des particules fines $(N_1)_{60cs}$. Les valeurs N ont été mesurées par les SPT réalisés dans le secteur du PAR (WSP 2023b). Le CRR a également été corrigé pour le séisme de conception et pour les contraintes effectives ($CRR_{M, \sigma'v}$).

Les contraintes effectives ont été estimées à partir de l'état actuel du site (avant la construction du PAR) et d'un niveau d'eau estimé à la surface des sols de fondation à partir du niveau d'eau mesuré dans les puits d'observation et lors de l'excavation des tranchées d'explorations (section 2.2.3).

L'analyse simplifiée du potentiel de liquéfaction a été évaluée à l'emplacement de 11 forages réalisés dans le secteur du PAR : BH-22-01, BH-22-12, BH-22-13, BH-22-14, BH-22-16, BH-22-23, BH-22-25 à BH-22-27, BJ-F01-21, et HMTN-F03-22. Les forages ont été sélectionnés en fonction de leur proximité avec le PAR et des valeurs N les plus défavorables. La localisation des forages est présentée dans la figure A (à la fin du texte). Les journaux de sondages sont présentés dans WSP (2023b).

### *Vérification supplémentaire post-restauration*

En plus du CSR et du CRR simplifiés calculés pour les conditions actuelles du site (tel que décrit dans les sections précédentes), une vérification a également été effectuée avec une charge supplémentaire équivalente au PAR à une élévation de 421,5 m. Cette vérification a été effectuée pour vérifier l'impact des contraintes générées par le PAR sur le potentiel de liquéfaction de la fondation pour la condition post-restauration. Cette vérification est une simplification et ne tient pas compte de l'amélioration possible de la fondation et des valeurs N après le chargement.

## 6.2 Résultats

Le $FS_{liq}$ calculé à partir de l'évaluation simplifiée du potentiel de liquéfaction des sols granulaires de fondation est présenté en fonction de la profondeur à l'annexe C ainsi qu'aux figures 4 et 5. Les principales observations sont rapportées comme suit :

- Les sols de fondation ne sont pas susceptibles de subir une liquéfaction cyclique sous le séisme de conception en opération (FS supérieur ou égal à 1,0).

- Les sols de fondation pourraient être susceptibles de subir une liquéfaction cyclique sous le séisme de conception post-restauration (FS inférieur ou égal à 1,0), selon les analyses tenant compte des contraintes actuelles (sans l'augmentation des contraintes générées par la présence du PAR).
- La charge supplémentaire associée à la construction du PAR réduit la susceptibilité des sols de fondation à la liquéfaction cyclique sous le séisme de conception post-restauration.
- Les sols granulaires de fondation définis comme contractants (section 4.0) sont plus enclins à la liquéfaction cyclique. Une comparaison entre l'état des sols et leur potentiel de liquéfaction cyclique sous le séisme de conception post-restauration est présentée à la figure 6.

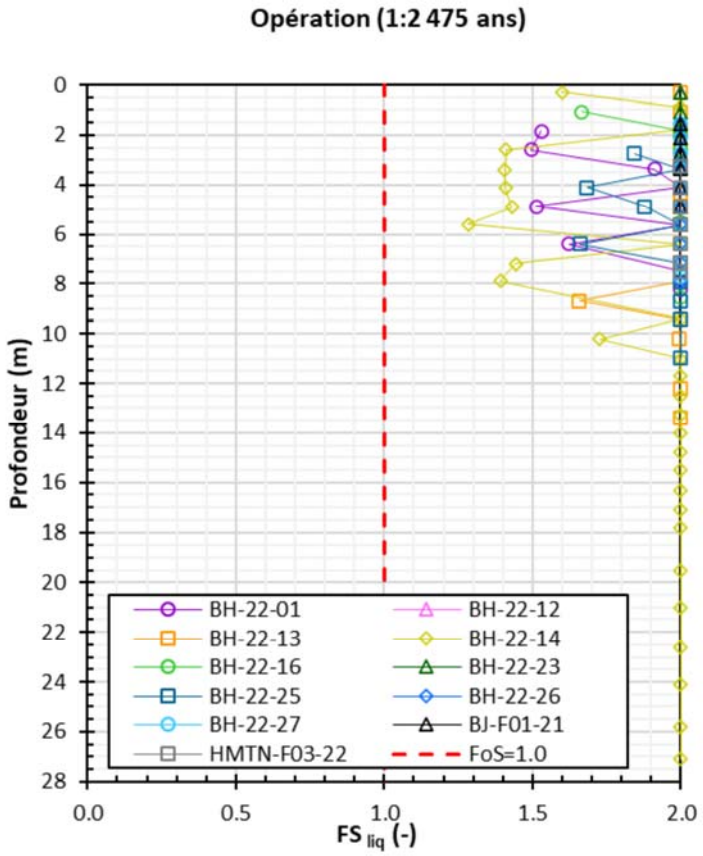



**Figure 4: Facteur de sécurité contre l'initiation de la liquéfaction en opération pour les conditions de contrainte actuelle, en fonction de la profondeur**

$FS_{Liq}$ = facteur de sécurité liquéfié

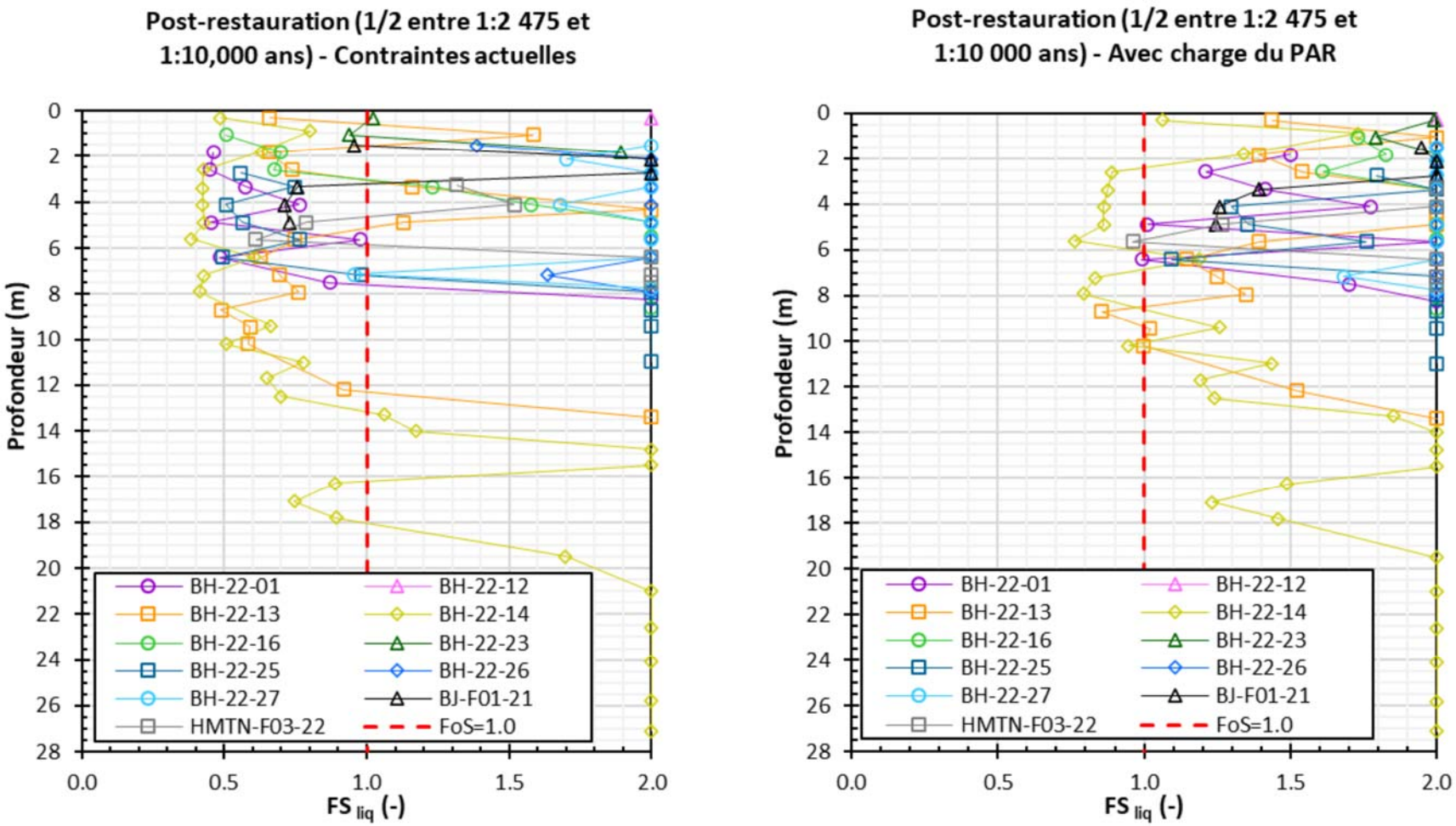



**Figure 5: Facteur de sécurité contre l'initiation de la liquéfaction en condition post-restauration pour les conditions de contrainte actuelles (a) et avec la charge du parc à résidus (b), en fonction de la profondeur**

$FS_{Liq}$ = facteur de sécurité liquéfié; PAR = Parc à résidus.

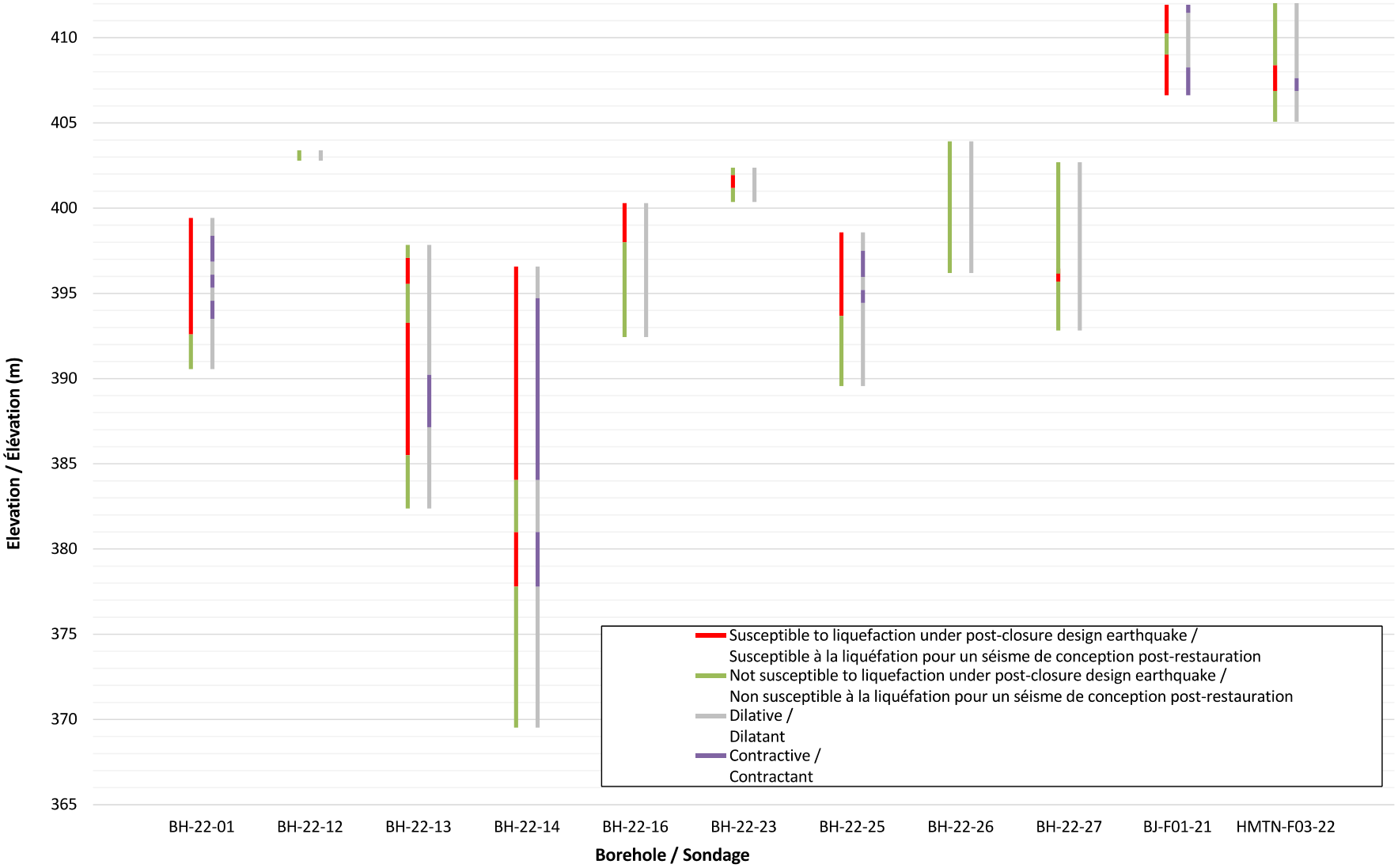



**Figure 6: Comparaison entre les sols susceptibles à la liquéfaction pour le séisme de conception post-restauration (sans chargement du parc à résidus) et l'état in situ.**

# 7.0 ANALYSES GÉOTECHNIQUES DE STABILITÉ DES PENTES

Les sections suivantes présentent la méthodologie et les résultats des analyses géotechniques de stabilité des pentes du PAR pour la phase d'opération.

## 7.1 Méthodologie

L'évaluation de la stabilité géotechnique des pentes du PAR a été réalisée selon la méthode d'équilibre aux limites, à l'aide du logiciel SLOPE/W de la suite Geostudio (GeoSlope International). Toutes les analyses de stabilité sont basées sur l'approche Morgenstern-Price, qui satisfait à la fois l'équilibre des forces et des moments. Pour chaque analyse, les FS de plusieurs surfaces de rupture potentielles ont été calculés afin de déterminer le FS minimal. Le FS est défini comme le rapport entre les forces stabilisatrices et les forces motrices qui tendent à initier la rupture le long d'une surface de rupture donnée. Les analyses ont été effectuées en utilisant une représentation 2D, qui est une simplification conservatrice.

Différents types de rupture ont été analysés pour déterminer la surface de rupture critique, soit :

- les ruptures circulaires
- les ruptures en blocs ou en coin
- les ruptures non circulaires

Les surfaces de rupture ont été évaluées à l'aide de l'option d'optimisation des surfaces.

### *Critères de stabilité et conditions de chargement*

Les critères de stabilité des pentes du PAR sont présentés dans le mémorandum des bases de la conception (WSP 2023c), et sont résumés dans la section 3.2. Les analyses de stabilité d'équilibre aux limites visent les FS présentés au tableau 4.

La stabilité a été évaluée dans des conditions de chargement statique (résistance au pic), sismique (pseudo-statique) et post-sismique (résistance post-pic).

Les analyses sismiques (pseudo-statiques) et post-sismiques (résistance post-pic) ont considéré une période de récurrence de 2 475 ans, et une vérification a été effectuée avec une période de récurrence à mi-chemin entre 2 475 ans et 10 000 ans pour la phase post-restauration. La période de récurrence sélectionnée est discutée à la section 3.3.

Les analyses sismiques (pseudo-statiques) ont été effectuées en utilisant 50 % de l'accélération maximale au roc (site de classe A); tableau 5) comme proposé par Hynes-Griffin et Franklin (1984). Contrairement à l'approche décrite par Hynes-Griffin et Franklin (1984), les propriétés du sol n'ont pas été diminuées, mais le facteur de sécurité visé est plus élevé (FS visé 1,1) que celui proposé par cette méthode (FS de 1,0).

### *Coupes transversales, géométrie et stratigraphie*

Les analyses de stabilité des pentes de l'empilement de résidus filtrés ont été effectuées pour trois coupes transversales interceptant perpendiculairement les pentes. Les coupes transversales ont été positionnées dans les zones où les fondations semblaient être les plus défavorables, soit :

- la coupe transversale A : sud-est de l'empilement, à travers le bassin du PAR 1
- la coupe transversale B : au nord-ouest de l'empilement, à travers le bassin du PAR 2

- la coupe transversale C : au sud-est de l'empilement, au nord de la coupe transversale A

La figure A (à la fin du texte) montre l'emplacement des coupes transversales.

La stratigraphie générale sous le PAR est décrite dans la section 2.2.1. La stratigraphie modélisée pour chaque section transversale est une interprétation basée sur les forages disponibles dans le secteur (la figure A à la fin du texte montre la localisation des forages) et sur l'état in situ des matériaux interprétés (section 4.0). Les sols organiques ont été considérés comme décapés sous les infrastructures du PAR.

Pour la coupe transversale A, le modèle numérique comprend une couche de silt et/ou de sable contractant (épaisseur de 4,2 m à 6,4 m) au-dessus d'une couche de silt et/ou de sable dilatant (épaisseur jusqu'à 2,0 m), au-dessus d'une couche de silt, de sable et de gravier (épaisseur jusqu'à 2,3 m), recouvrant le socle rocheux (figure 7). Cette interprétation est principalement basée sur le forage BH-22-25 sous le PAR et BH-22-07 en aval du PAR.

Pour la coupe transversale B, le modèle numérique comprend une couche de silt et/ou de sable dilatant (épaisseur jusqu'à 7,5 m) au-dessus d'une couche de silt, de sable et de gravier (épaisseur jusqu'à 11,8 m) recouvrant le socle rocheux. Le modèle comprend également une couche de silt et/ou de sable contractant (épaisseur jusqu'à 19,0 m) en aval du PAR. Cette couche contractante n'a pas été rencontrée au BH-22-13 ou sous le PAR. Lorsqu'elle est présente, cette couche de silt et/ou de sable contractant repose sur la couche de silt et/ou de sable dilatant. De plus, le modèle inclut une couche cohérente de silt, de sable et de gravier sous une couche non cohérente de silt, de sable et de gravier qui n'a été rencontrée qu'au BH-22-13, en aval du PAR. La stratigraphie interprétée de la coupe transversale B est présentée à la figure 8. Cette interprétation est principalement basée sur la ligne géophysique GS-21-11 sous le PAR et le BH-22-13 en aval du PAR.

Pour la coupe transversale C, le modèle numérique inclut une couche de silt et/ou de sable contractant (avec une épaisseur allant jusqu'à 6,4 m) dans le secteur aval du PAR. Cette couche contractante n'a pas été rencontrée au BH-22-16 et en amont. La couche contractante repose sur une couche de silt et/ou de sable dilatant (épaisseur jusqu'à 3,0 m) et/ou une couche de silt, de sable et de gravier (épaisseur jusqu'à 4,8 m) recouvrant le socle rocheux (figure 9). Cette interprétation est principalement basée sur les forages BH-22-28 sous le PAR, BH-22-16 au milieu de la pente du PAR, et BH-22-02 en aval du PAR.

La géométrie modélisée est basée sur une simplification du PAR et comprend les éléments suivants :

- une élévation maximale des résidus de 421,5 m au sud-est de l'empilement (coupes transversales A et C), soit 1,5 m de plus que l'élévation de l'empilement dans le secteur sud-est
- une élévation maximale des résidus de 423 m au nord-ouest de l'empilement (coupe transversale B)
- des pentes latérales 4,5H:1V
- une route granulaire de 2 m de haut au pied du PAR (en aval des résidus)
- un drain granulaire de 2 m de haut au pied du PAR (sous les résidus)
- un géotextile placé sous les résidus et les matériaux granulaires de construction (routes, drains, bassins, fossés)
- une membrane en polyéthylène linéaire basse densité (PEBDL) placée sous le géotextile (PEBDL texturé commençant dans les fossés environnants et s'étendant sur 100 m en amont du pied de l'empilement et PEBDL lisse sous le reste de l'empilement)

- une fondation surélevée en matériau granulaire à une élévation de 400 m au sud-est de l'empilement (coupes transversales A et C)
- une fondation surélevée en matériau granulaire à une élévation de 401 m au nord-ouest de l'empilement (coupe transversale B)

En plus du PAR, une simplification de l'infrastructure de gestion des eaux située au pied de chaque section transversale a été modélisée. Les infrastructures de gestion de l'eau sont détaillées dans WSP (2023d) et comprennent :

- Le bassin 1 du PAR au pied de la coupe transversale A. Ce bassin comprend une berme de stabilité d'une longueur minimale de 20 m et d'une élévation minimale de 399 m pour répondre aux critères de stabilité du PAR.
- Le bassin 2 du PAR au pied de la coupe transversale B. Ce bassin n'est pas exactement dans la vallée où se trouve la coupe transversale B; le positionnement de ce bassin au pied de la coupe transversale B est une simplification conservatrice.
- Le fossé périphérique de collecte des eaux de contact au pied de la coupe transversale C.

Pour les vérifications post-restauration, les matériaux de couverture n'ont pas été inclus par souci de simplification. La géométrie modélisée pour chaque section transversale est illustrée dans les figures 7, 8 et 9.

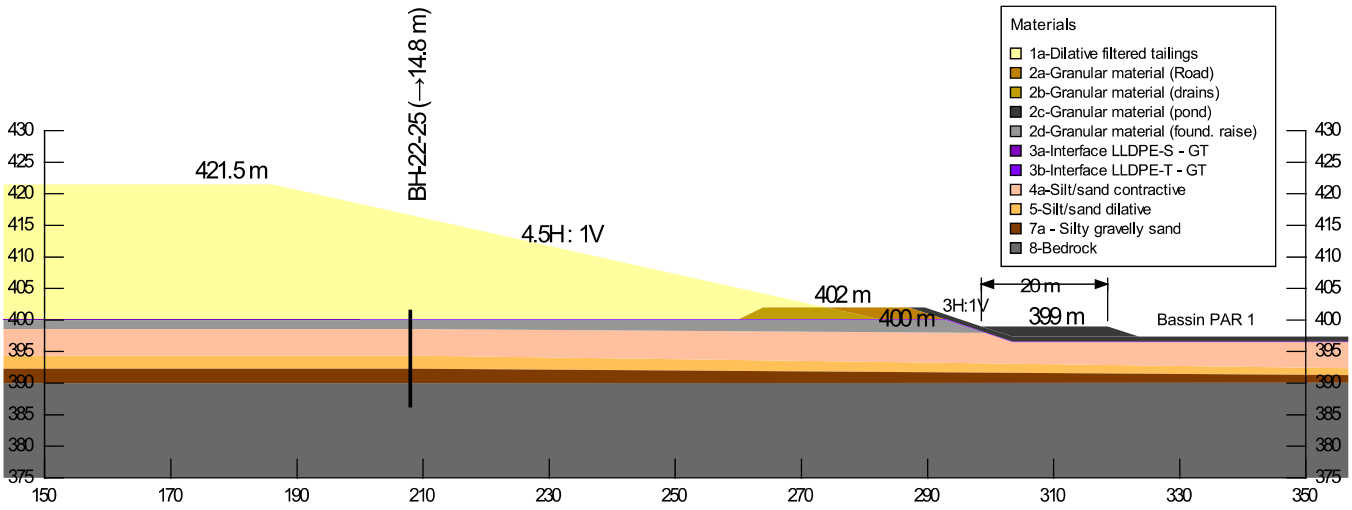



**Figure 7: Géométrie et stratigraphie modélisées pour les analyses de stabilité des pentes – Coupe transversale A**

PAR = parc à résidus; H:V = horizontal à vertical; PEBDL = polyéthylène linéaire à basse densité.

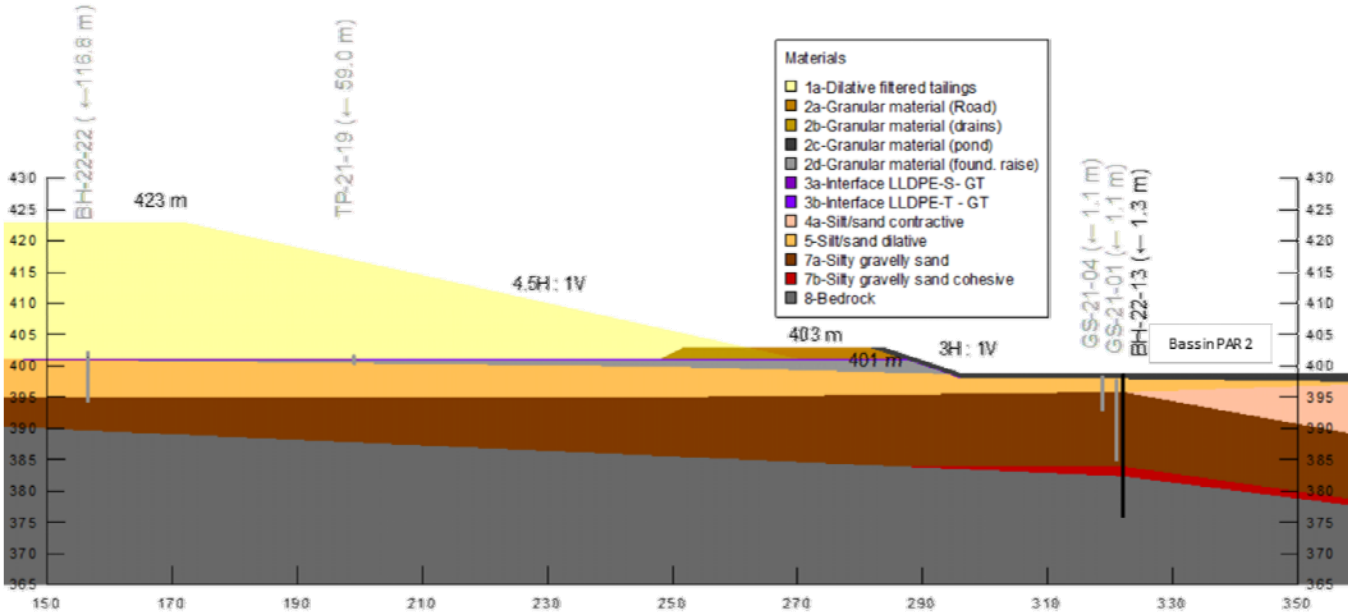



**Figure 8: Géométrie et stratigraphie modélisées pour les analyses de stabilité des pentes – Coupe transversale B**

PAR = parc à résidus; H:V = horizontal à vertical; PEBDL = polyéthylène linéaire à basse densité.

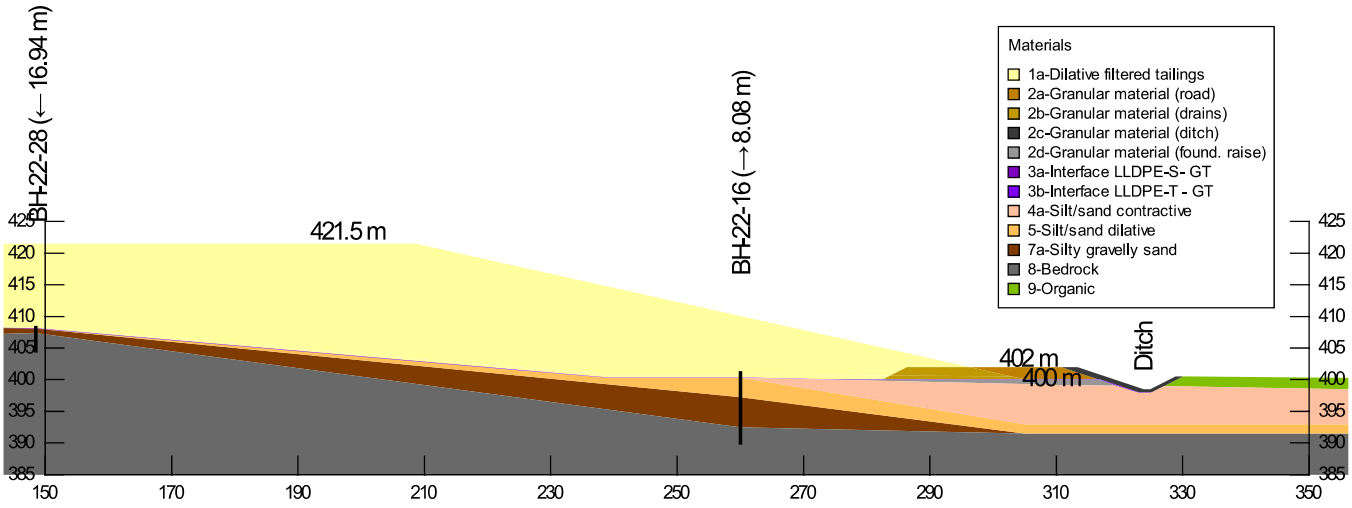



**Figure 9: Géométrie et stratigraphie modélisées pour les analyses de stabilité des pentes - Coupe transversale C**

PEBDL = polyéthylène linéaire à basse densité.

### *Pressions d'eau interstitielle*

Les pressions d'eau interstitielle ont été modélisées avec deux lignes piézométriques utilisées dans chaque modèle numérique.

La première ligne piézométrique a été appliquée aux matériaux situés sous le système d'imperméabilisation et a été estimée à la surface des sols de fondation avant l'enlèvement des sols organiques. Il s'agit d'une hypothèse conservatrice basée sur le niveau d'eau mesuré dans les puits d'observation et lors de l'excavation des tranchées d'exploration (section 2.2.3).

La deuxième ligne piézométrique a été appliquée aux matériaux situés au-dessus du système d'imperméabilisation et a été placée approximativement à mi-hauteur de l'empilement. Il s'agit d'une hypothèse conservatrice, car le système de drainage devrait maintenir la nappe phréatique dans les résidus à environ 3 m au-dessus du système d'imperméabilisation (WSP 2023b).

Les lignes piézométriques ne tiennent pas compte des surpressions générées par la mise en place des résidus ou des matériaux de construction.

Pour les vérifications post-restauration, la deuxième ligne piézométrique appliquée aux matériaux situés au-dessus du système d'imperméabilisation a été abaissée pour tenir compte de l'impact de la mise en place du recouvrement de faible perméabilité au-dessus des résidus lors de la fermeture.

### *Propriétés des matériaux*

Les paramètres de résistance au cisaillement utilisés pour les analyses géotechniques de stabilité des sont basés sur les directives présentées dans le mémorandum des bases de conception (WSP 2023c). Ils sont discutés dans la section suivante et résumés dans le tableau 6.

Les analyses de stabilité statique (résistance au pic) et sismique (pseudo-statique) ont été réalisées en utilisant la résistance au cisaillement au pic des matériaux en tenant compte des propriétés de résistance non drainée pour les sols contractants saturés et des propriétés de résistance effective pour les sols dilatants et les sols non saturés.

- Les résidus filtrés seront placés et compactés dans le PAR de manière contrôlée, et ont donc été considérés comme ayant un comportement dilatant. La résistance au cisaillement des résidus a été modélisée à l'aide d'une fonction de résistance au cisaillement basée sur les résultats d'essais DS réalisés sur des résidus compactés à 90 % du Proctor (WSP 2023a; section 2.3). Les analyses ont été complétées avec les propriétés des résidus compactés à 90 % du Proctor pour considérer les difficultés possibles de compaction pendant la construction, bien qu'ils devraient être compactés à 95 % du Proctor.
- Les matériaux de construction granulaires, la couche de silt et/ou de sable dilatant et la couche de silt, de sable et de gravier ont été modélisés à l'aide du modèle de Mohr-Coulomb avec des paramètres effectifs basés sur les résultats des essais DS réalisés sur les sols granulaires de fondation dans le secteur (WSP 2023b; section 2.2.2).
- La résistance au cisaillement du géotextile et du PEBDL a été modélisée à l'aide du modèle Mohr-Coulomb basé sur les tableaux du Geosynthetic Research Institute (Koerner et Narejo 2005). Des analyses de vérification ont également été effectuées en utilisant les propriétés résiduelles de ces matériaux d'ingénierie.

- La couche de silt et/ou de sable contractant a été modélisée avec un rapport de résistance au cisaillement non drainé basé sur les SPT réalisés dans le secteur (WSP 2023b) et les équations proposées par Sadrekarimi (2014).
- La couche cohérente de silt, de sable et de gravier a été modélisée avec un rapport de résistance au cisaillement non drainé basé sur notre expérience et Clarke (2018).

Les analyses de stabilité post-sismique (résistance post-pic) ont été réalisées en utilisant la résistance au cisaillement post-pic ou liquéfiée des matériaux susceptibles à une perte de résistance au cisaillement, et les propriétés au pic pour les matériaux non susceptibles à une réduction de leur résistance.

- Les résidus filtrés seront placés et compactés dans le parc à résidus de manière contrôlée, et seront donc considérés comme non susceptibles de liquéfaction pendant l'opération. Cette hypothèse est corroborée par l'évaluation préliminaire du potentiel de liquéfaction présentée à la section 5.0. Un certain potentiel de liquéfaction a été identifié en utilisant le séisme de conception post-restauration, mais il est marginal compte tenu des incertitudes et du conservatisme associés à l'évaluation préliminaire du potentiel de liquéfaction.
- Sur la base de l'évaluation simplifiée du potentiel de liquéfaction présentée dans la section 6.0 :
  - Les matériaux de fondation ne sont pas susceptibles de subir une liquéfaction sismique ou un ramollissement cyclique pour le séisme de conception en opération.
  - Les matériaux de fondation pourraient être susceptibles à la liquéfaction sismique pour le séisme de conception post-restauration. Par conséquent, les analyses de vérification post-restauration ont pris en compte le ratio de résistance au cisaillement non drainé post-liquéfié basé sur les SPT réalisés dans le secteur (WSP 2023b) et les équations proposées par Sadrekarimi (2014).

**Tableau 6: Paramètres de résistance au cisaillement pour les analyses de stabilité des pentes**

| Matériau | Poids volumique, γ (kN/m³) | Paramètres effectifs | | | | Paramètres non drainés | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | Angle de frottement effectif, φ (°) | Cohésion effective, c' (kPa) | Angle de frottement effectif résiduel, $\varphi_r$ (°) | Cohésion effective résiduelle, $c_r$ ' (kPa) | Résistance minimale (kPa) | $Su/\sigma'_v$ (kPa) | $Su_{,liq}/\sigma'_v$ (kPa) |
| **Matériaux de construction / Résidus** | | | | | | | | |
| Résidus filtrés | 19,5 | $\tau=1.9927\sigma_n^{0.8479}$[a] | | N/A | N/A | N/A | N/A | N/A |
| Matériaux de construction granulaires | 20,0 | 32,0[b] | 0,0[b] | N/A | N/A | N/A | N/A | N/A |
| Interface géotextile / PEBDL lisse | 18,0[c] | 10,0[d] | 0,0[d] | 9,0[d] | 0,0[d] | N/A | N/A | N/A |
| Interface géotextile / PEBDL texturée | 18,0[c] | 26,0[d] | 8,0[d] | 17,0[d] | 9,5[d] | N/A | N/A | N/A |
| **Fondations** | | | | | | | | |
| Silt/sable (contractant) | 18,0 | N/A | N/A | N/A | N/A | 5,0[e] | 0,23[f] | 0,09[f] |
| Silt/sable (dilatant) | 19,0 | 31,0[b] | 0,0[b] | N/A | N/A | N/A | N/A | N/A |
| Silt, sable et gravier | 20,0 | 35,0[b] | 0,0[b] | N/A | N/A | N/A | N/A | N/A |
| Silt, sable et gravier (cohérent) | 20,0 | N/A | N/A | N/A | N/A | N/A | 0,30[g] | N/A |
| Socle rocheux | Impénétrable | | | | | | | |

(a) Basé sur un essai de cisaillement direct effectué sur des résidus compactés à 90 % du Proctor (WSP 2023a; section 2.3).

(b) Basé sur les essais de cisaillement direct effectués sur les fondations granulaires dans le secteur (WSP 2023b; section 2.2.2).

(c) Pour des raisons numériques, l'épaisseur de la géomembrane est plus grande que la réalité dans le modèle numérique. Pour contrer l'effet de cette surestimation sur le profil de contrainte, un poids volumique plus élevé a été calculé.

(d) Basé sur les tableaux du Geosynthetic Research Institute (Koerner et Narejo 2005).

(e) Résistance minimale modélisée pour réduire les ruptures superficielles au pied.

(f) Sur la base des essais de pénétration standard réalisés dans le secteur (WSP 2023b) et des équations de Sadrekarimi (2014).

(g) Sur la base de notre expérience et de Clarke (2018).

$kN/m^3$ = kilonewtons par mètre cube; kPa = kilopascal; N/A = non applicable; PEBDL = polyéthylène linéaire à basse densité; $Su/\sigma'_v$ = rapport de résistance au cisaillement non drainé au pic; $Su_{,liq}/\sigma'_v$ = rapport de résistance au cisaillement non drainé au post-liquéfaction.

## 7.2 Résultats

Les résultats des analyses géotechniques de la stabilité des pentes réalisées pour la conception de niveau faisabilité de la phase de développement de l'opération dans des conditions de chargement statiques (résistance au pic), sismiques (pseudo-statiques) et post-sismiques (résistance post-pic) pour les trois sections transversales étudiées selon la méthodologie décrite à la section 7.1 sont présentés dans le tableau 7. L'annexe D (à la fin du texte) présente les surfaces de rupture associées. Sur la base de ces résultats, la conception proposée satisfait les critères de stabilité visés et les critères de stabilité requis proposés dans la Directive 019 sur l'industrie minière (MDDEP 2012). Tel que présenté à la section 7.1, le PAR exige une berme de stabilité dans le bassin 1 du PAR d'une longueur minimale de 20 m et d'une élévation minimale de 399 m afin de respecter les critères de stabilité du PAR.

Les vérifications indiquent que la stabilité est également satisfaite en utilisant les paramètres de résistance au cisaillement résiduel pour le système d'imperméabilisation.

Des vérifications supplémentaires indiquent qu'il serait possible d'augmenter la hauteur du PAR d'environ 25 %. Les résidus supplémentaires devraient être ajoutés dans le secteur où les fondations sont les plus compétentes. Cette avenue pourrait être étudiée plus en détail lors de la prochaine phase de conception.

**Tableau 7: Résultats des analyses géotechniques de la stabilité des pentes en opération**

| Conditions de chargement | FS minimal ciblé | FS minimal calculé | | |
|---|---|---|---|---|
| | | Coupe A | Coupe B | Coupe C |
| **Résistance au pic en condition statique**<br>- propriétés de résistance non drainée pour les sols contractants et propriétés de résistance effective pour les sols dilatants | 1,5 | 1,6 | 3,2 | 1,5 |
| **Analyses sismiques pseudo-statiques**<br>**Résistance au pic**<br>- $k_H$ = 50% de l'accélération maximale du sol | 1,1 | 1,4 | 2,8 | 1,3 |
| **Analyses post-sismiques**<br>**Résistance post-pic**<br>- liquéfaction cyclique et/ou le ramollissement cyclique des matériaux susceptibles (s'il y a lieu), sous le séisme de conception | 1,3 | N/A[(a)] | N/A[(a)] | N/A[(a)] |

(a) Les matériaux ne sont pas susceptibles de subir une liquéfaction cyclique et/ou un ramollissement cyclique sous le séisme de conception.
N/A = non applicable; FS = facteur de sécurité.

## 7.3 Résultats préliminaires post-restauration

Des analyses de stabilité géotechnique ont été réalisées pour la conception de niveau faisabilité, et indiquent que des mesures d'atténuation supplémentaires seront nécessaires pour la fermeture dans le secteur sud-est du PAR. Ces mesures supplémentaires seront nécessaires en raison de l'évaluation simplifiée du potentiel de liquéfaction dans ce secteur, qui indique que certaines couches en fondations pourraient être susceptibles de subir une liquéfaction cyclique sous le séisme de conception post-restauration.

Les analyses préliminaires post-restauration indiquent que les critères de stabilité requis peuvent être satisfaits par une combinaison de bermes de stabilité et l'amélioration des fondations dans le secteur sud-est. Cette combinaison de méthodes d'atténuation a été utilisée pour estimer les coûts de restauration de niveau faisabilité (WSP 2023f).

Pour les prochaines étapes de conception, les nouvelles données géotechniques permettront de mieux comprendre le comportement des sols naturels et des résidus miniers, et ainsi, de mieux définir le concept de fermeture, incluant l'ajout de mesures d'atténuation, si nécessaire, et la définition d'un échéancier de mise en place de ces mesures, le cas échéant.

Les options possibles d'atténuation pourraient inclure (sans s'y limiter) une ou une combinaison des options suivantes :

- révision de la configuration du PAR au niveau de conception détaillée pour éviter les zones potentiellement problématiques
- construction de bermes de stabilité pendant l'opération ou pendant la restauration
- mise en œuvre de méthodes d'amélioration des sols, notamment l'excavation des matériaux problématiques, la mise en place d'inclusions rigides ou de colonnes ballastées (ou d'autres méthodes d'amélioration des sols) avant l'opération ou pendant la restauration

# 8.0 ANALYSE DES TASSEMENTS

Une évaluation préliminaire des tassements a été effectuée afin d'évaluer les tassements maximaux qui pourraient être générés dans les sols naturels de fondation par la mise en place du PAR. Il a été supposé que les résidus filtrés ne subiraient pas de tassement important, car ils seront compactés mécaniquement pendant la construction de l'empilement.

## 8.1 Méthodologie

L'analyse du tassement a été réalisée à l'aide du logiciel Settle3D développé par Rocscience Inc. La distribution des contraintes a été estimée avec la méthode de Boussinesq.

Le tassement maximal sous l'empreinte du PAR a été évalué en considérant un empilement de résidus filtrés de 23 m de hauteur. Par souci de simplification, il a été supposé que l'empilement serait construit en une seule étape.

Le tassement a été évalué à l'aide d'un profil stratigraphique simplifié basé sur la stratigraphie observée au forage BH-22-25; la localisation est présentée dans la figure A (à la fin du texte). Il a été supposé que la tourbe sera retirée et que la nappe phréatique sera à la surface des sols naturels. Le sondage BH-22-25 a été choisi, car il représente la stratigraphie typique de la zone sud-est du PAR, où le dépôt de sols naturels est le plus épais.

Les propriétés des matériaux basées sur la littérature proposées par le logiciel Settle3D ont été utilisées pour l'évaluation du tassement et sont présentées au tableau 8.

**Tableau 8: Propriétés des matériaux utilisés pour l'évaluation du tassement**

| Matériau | Poids volumique saturé, $\gamma_{sat}$ (kN/m³) | Coefficient de la pression des terres au repos, $K_0$ (-) | Module de Young 1D, $E_s$ (kPa) |
|---|---|---|---|
| Silt et sable | 18,0 | 0,5 | 14 000 |
| Sable silteux graveleux | 20,0 | 0,5 | 135 000 |
| Résidus filtrés | 19,5 | N/A | N/A |

kN/m$^3$ = kilonewtons par mètre cube; kPa = kilopascal; N/A = non applicable.

## 8.2 Résultats

Les tassements immédiats maximums sont estimés à 0,17 m. La plupart des tassements immédiats se produiront dans la couche de silt et de sable, étant donné qu'elle est généralement plus lâche que la couche de sable silteux graveleux, et que le module de Young est plus faible. Aucun tassement primaire ou secondaire n'est prévu, basé sur l'investigation géotechnique montrant qu'il y a très peu de zones avec la présence de sols cohérents en fondation.

Considérant que certaines zones sous le PAR sont situées sur le socle rocheux, il serait raisonnable de supposer que le tassement différentiel maximal à prévoir devrait être d'environ 0,17 m. Cette valeur semble acceptable pour maintenir l'intégrité de la géomembrane située à l'interface des résidus filtrés et des sols naturels. Les drains situés à la base des résidus filtrés demeureront efficaces avec un tassement différentiel de 0,17 m, car l'épaisseur des drains sera supérieure à 1 m d'épaisseur.

Il est possible qu'un léger tassement se produise en surface lors de la mise en place des résidus filtrés. Ce tassement serait compensé lors de la construction de l'empilement et devrait être relativement mineur au moment d'atteindre l'élévation finale. Ainsi, il n'est pas prévu qu'un tassement important se produise sur le dessus de l'empilement de résidus filtrés après la mise en place du recouvrement pour la restauration.

# 9.0 CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS

Ce mémorandum présente la méthodologie et les résultats des analyses géotechniques visant à valider la conception proposée de niveau faisabilité du PAR. Les analyses permettent de tirer les conclusions suivantes :

- L'évaluation préliminaire de l'état in situ des sols de fondation, basée sur les données SPT corrigées recueillies dans le secteur du PAR, indique que :
  - Les sols de fondation ont un comportement généralement dilatant dans les zones topographiques élevées.
  - Il existe des couches de sols de fondation à comportement contractant à la base du secteur de la vallée topographique (secteurs nord-ouest et sud-est du PAR). Ces secteurs sont également caractérisés par un dépôt de mort-terrain plus épais.
- L'analyse préliminaire du potentiel de liquéfaction cyclique des résidus filtrés contrôlés, sur la base des résultats des essais en laboratoire CDSS, indique que :
  - Les résidus ne devraient pas être susceptibles de subir une liquéfaction cyclique considérant le séisme de conception en opération (FS supérieur ou égal à 1,0).

- Les résidus pourraient être susceptibles de subir une liquéfaction cyclique lors du séisme de conception post-restauration, mais ce potentiel est considéré comme marginal pour l'instant.

- L'analyse simplifiée du potentiel de liquéfaction cyclique des sols granulaires de fondation, basée sur les données SPT corrigées recueillies dans le secteur du PAR, indique que :
  - Les sols de fondation ne sont pas susceptibles de subir une liquéfaction cyclique considérant le séisme de conception en opération (FS supérieur ou égal à 1,0).
  - Les sols de fondation pourraient être susceptibles de subir une liquéfaction cyclique considérant le séisme de conception post-restauration (FS supérieur ou égal à 1,0), selon les analyses tenant compte des contraintes actuelles et avec le chargement du PAR.
- La stabilité des pentes géotechniques réalisée au PAR indique que :
  - La conception proposée satisfait les critères de stabilité ciblés et, par conséquent, les critères de stabilité requis proposés dans la Directive 019 sur l'industrie minière (MDDEP 2012). Il est à noter qu'une berme de stabilité ayant les dimensions minimales suivantes est requise dans le bassin 1 du PAR pour satisfaire les critères de stabilité visés :
    - élévation minimale de 399 m
    - longueur minimale de 20 m
  - D'après les analyses préliminaires de stabilité, il serait possible d'augmenter la hauteur du PAR d'environ 25 %.
  - Des mesures d'atténuation supplémentaires pourraient être requises en post-restauration dans le secteur sud-est du PAR. Ces mesures supplémentaires pourraient être nécessaires selon l'évaluation simplifiée du potentiel de liquéfaction qui indique que certaines couches en fondation dans ce secteur pourraient être susceptibles de subir une liquéfaction cyclique sous le séisme de conception post-restauration.
- L'analyse des tassements indique que :
  - Les tassements totaux maximums sous le PAR sont estimés à 0,17 m. Les problèmes associés aux tassements différentiels ne sont pas prévus.

Pour les prochaines phases de développement du Projet, les analyses géotechniques seront raffinées selon les nouvelles données géotechniques qui seront obtenues. Les nouvelles données géotechniques permettront de mieux comprendre le comportement des sols naturels ainsi que des résidus miniers. Les analyses permettront également de mieux définir le concept de fermeture, incluant l'ajout de mesures d'atténuation si nécessaire et la définition d'un échéancier de mise en place de ces mesures, le cas échéant. Le concept de fermeture inclura l'ajustement des paramètres selon les spécificités liées aux conditions post-restauration qui incluent, entre autres, la vérification de l'impact des changements climatiques et la définition des paramètres sismiques.

# 10.0 LIMITES DU RAPPORT

Les conditions et limitations générales applicables à ce document sont présentées à l'annexe E.

# 11.0 RÉFÉRENCES

Adams J, Halchuk S, Allen T, Rogers, G. 2015. Modèle d'aléa sismique de 5e génération du Canada, tel que préparé pour le Code national du bâtiment du Canada 2015. 11e Conférence canadienne sur le génie sismique.

CDA (Association canadienne des barrages). 2019. Bulletin technique : Application des directives de sécurité des barrages aux barrages miniers. Pour l'atelier sur la stabilité des pentes de la conférence de l'ACD à Calgary. Révision préliminaire, 2019 sept, 30, 20 p.

Clarke BG. 2018. Les propriétés d'ingénierie des tills glaciaires. Recherche géotechnique, 5(4), 262-277.

Fear CE, Robertson PK. 1995. Estimation de la résistance non drainée du sable : un cadre théorique. Revue canadienne de géotechnique. 32(4), 859-870.

Gouvernement du Québec. 2020. Forêt Ouverte. https://www.foretouverte.gouv.qc.ca

Gouvernement du Canada. 2015. Commission canadienne des codes du bâtiment et de prévention des incendies, Code national du bâtiment du Canada 2015, septembre 2018.

Gouvernement du Canada. 2021. Séismes Canada, Risque de faible probabilité et le Code national du bâtiment du Canada. https://www.rncan.gc.ca

Hynes-Griffin ME, Franklin AG. 1984. Rationalizing the Seismic Coefficient Method, US Army Corps of Engineers, juillet 1984, 40 p.

Idriss IM, Boulanger RW. 2008. La liquéfaction des sols lors des séismes. Institut de recherche en génie sismique. 236 p. + annexe.

Koerner GR, Narejo D. 2005. Base de données sur le cisaillement direct des interfaces entre géosynthétiques et géosynthétiques et entre géosynthétiques et sol. Institut de recherche sur les géosynthétiques.

Kolaj M, Adams J, Halchuk S. 2020. Le modèle d'aléa sismique de 6e génération du Canada. Dans 17e Conférence mondiale sur le génie sismique, Sendai, Japon, document 1c-0028.

MDDEP (ministère du Développement durable, Environnement et Parcs). 2012. Directive 019 sur l'industrie minière, Mars 2012, 105 p.

MERN (ministère de l'Énergie et des Ressources naturelles). 2022. Guide de préparation du plan de réaménagement et de restauration des sites miniers au Québec. Direction de la restauration des sites miniers, ISBN : 978-2-550-92682-5 (PDF). 2022.

Olson SM, Stark TD. 2003. Yield strength ratio and liquefaction analysis of slopes and embankments. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 129(8), 727-737.

Sadrekarimi, A. 2014. Effet du mode de cisaillement sur l'analyse de la liquéfaction statique. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 140(12), 04014069.

Graine HB, Idriss IM. 1971. Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential, Journal of Soil Mechanics and Foundations Div, ASCE97 (SM9), 1249-273.

WSP (WSP Canada Inc.). 2023a. Caractérisation géotechnique 2020 des résidus miniers, no réf. : GAL105-20146303-RevA, février 2023.

WSP. 2023b. 2021 à 2022 Factual Geotechnical Investigation Report, Windfall Project, Québec, no réf. : GAL116-201046303-21006-R-Rev1, février 2023.

WSP. 2023c. Windfall Project - Filtered Tailings Management Facility Design Basis Memorandum, no réf. : GAL126-2148985706-MT-Rev0, janvier 2023.

WSP. 2023d. Étude de faisabilité. Conception des haldes et des infrastructures de gestion des eaux, projet Windfall, Québec, 201-11330-08. En préparation.

WSP. 2023e. Étude de faisabilité pour le parc à résidus du projet minier Windfall - Étude hydrogéologique, Québec, no réf. : GAL140-2148985706-MTF-RevA. En préparation.

WSP. 2023f. Plan de restauration - Travaux d'exploitation, projet Windfall, Québec, 201-11330-19. En préparation.

WSP. 2023g. Projet minier Windfall - Investigation géophysique 2021, Mine Windfall, Québec, 201-11330-29, janvier 2023.

WSP. 2023h. Conception du parc à résidus miniers en support à l'étude de faisabilité, Projet Windfall, Québec, no réf. : GAL134-2148985706-RF-RevA. En préparation.

# CONTRIBUTIONS DES AUTEURS

| Auteur | Contribution (s) |
|---|---|
| Gabriela-Thérèse Tonus, M. Ing.<br>*Professionnelle junior en gestion des résidus miniers* | ■ Réalisation des analyses géotechniques |
| Gabrielle Boudrias, ing., M. Sc. A.<br>*Ingénieur en géotechnique* | ■ Réalisation et révision des analyses géotechniques<br>■ Rédaction du rapport |
| Nicolas Pepin, ing., M. Sc. A.<br>*Ingénieur sénior en géotechnique* | ■ Révision du rapport et des analyses |
| Yves Boulianne, ing.<br>*Ingénieur sénior en géotechnique, directeur de projet* | ■ Révision du rapport |

# Page des signatures

**WSP Canada Inc.**

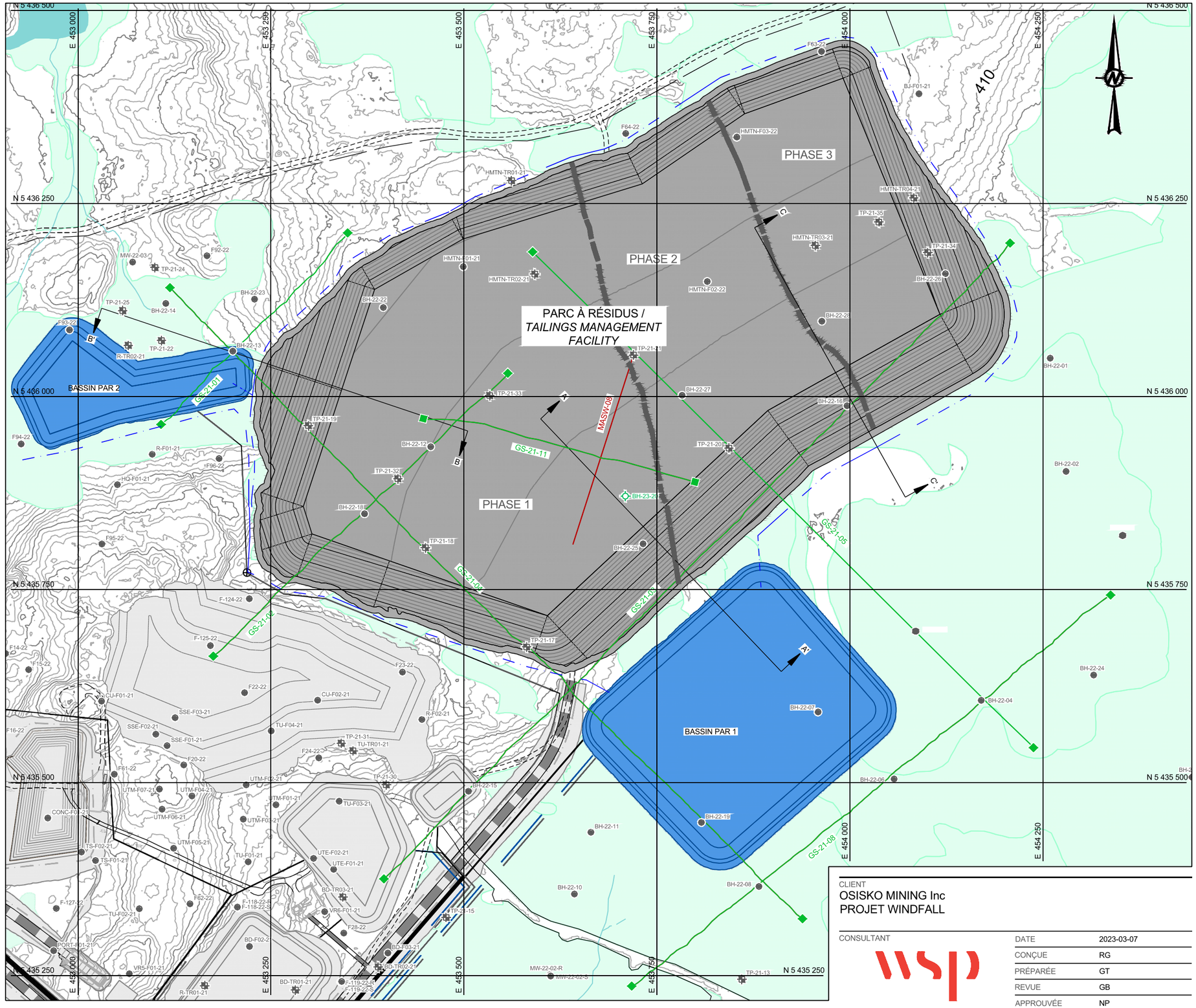
Gabrielle Boudrias, ing., M.Sc.A.
*Ingénieure en géotechnique*

Yves Boulianne, ing.
*Ingénieur sénior en géotechnique, Directeur de projet*

Nicolas Pépin, ing., M.Sc.A.
*Ingénieur sénior en géotechnique*

GTT/GB/NP/YB/vd

https://golderassociates.sharepoint.com/sites/151426/project files/6 deliverables/gal145-2148985706-geotechnical analyses-fea/rev0-fr/gal145-2148985706-mtf-rev0.docx




**LÉGENDE/ LEGEND**

- FORAGE/ *BOREHOLE*
- TRANCHÉE D'EXPLORATION/ *TEST PIT*
- COURBES DE NIVEAUX / *TOPOGRAPHIC CONTOUR (m)*
- FOSSÉ / *DITCH*
- LIGNE GÉOPHYSIQUE MASW/ *MASW GEOPHYSIC LINE*
- LIGNE GÉOPHYSIQUE TRE/ *ERT GEOPHYSIC LINE*
- RUISSEAU/ *WATER STREAM*
- ÉTENDUE D'EAU/ *WATER*
- MILIEUX HUMIDES/ *WETLAND*
- BASSIN / *POND*
- PARC À RÉSIDUS / TAILINGS MANAGEMENT FACILITY
- COUPE D'ANALYSE DE STABILITÉ/ *STABILITY CROSS-SECTION*

NOTES

- SYSTÈME DE RÉFÉRENCE GÉODÉSIQUE : UTM NAD83 ZONE 18
- COURBES TOPOGRAPHIQUES, REPRÉSENTATION AU MÈTRE, DU RELEVÉ LIDAR EN DATE DE 2020.
- INFRASTRUCTURES EXISTANTES EN DATE DU 04-10-2020, PLAN DE SURFACE.dwg, TRANSMIS PAR LE CLIENT : MISE À JOUR REÇUE EN DATE D'AÔUT 2022.

PAS POUR CONSTRUCTION

NOT FOR CONSTRUCTION

0 100 200
1:5 000 METRES

CLIENT
OSISKO MINING Inc
PROJET WINDFALL

CONSULTANT

| | |
|---|---|
| DATE | 2023-03-07 |
| CONÇUE | RG |
| PRÉPARÉE | GT |
| REVUE | GB |
| APPROUVÉE | NP |

PROJET
ANALYSES GÉOTECHNIQUES POUR LA CONCEPTION DU PARC À RÉSIDUS MINIERS EN SUPPORT À L'ÉTUDE DE FAISABILITÉ - PROJET WINDFALL

TITRE
**VUE EN PLAN GÉNÉRALE** *GENERAL PLAN VIEW*

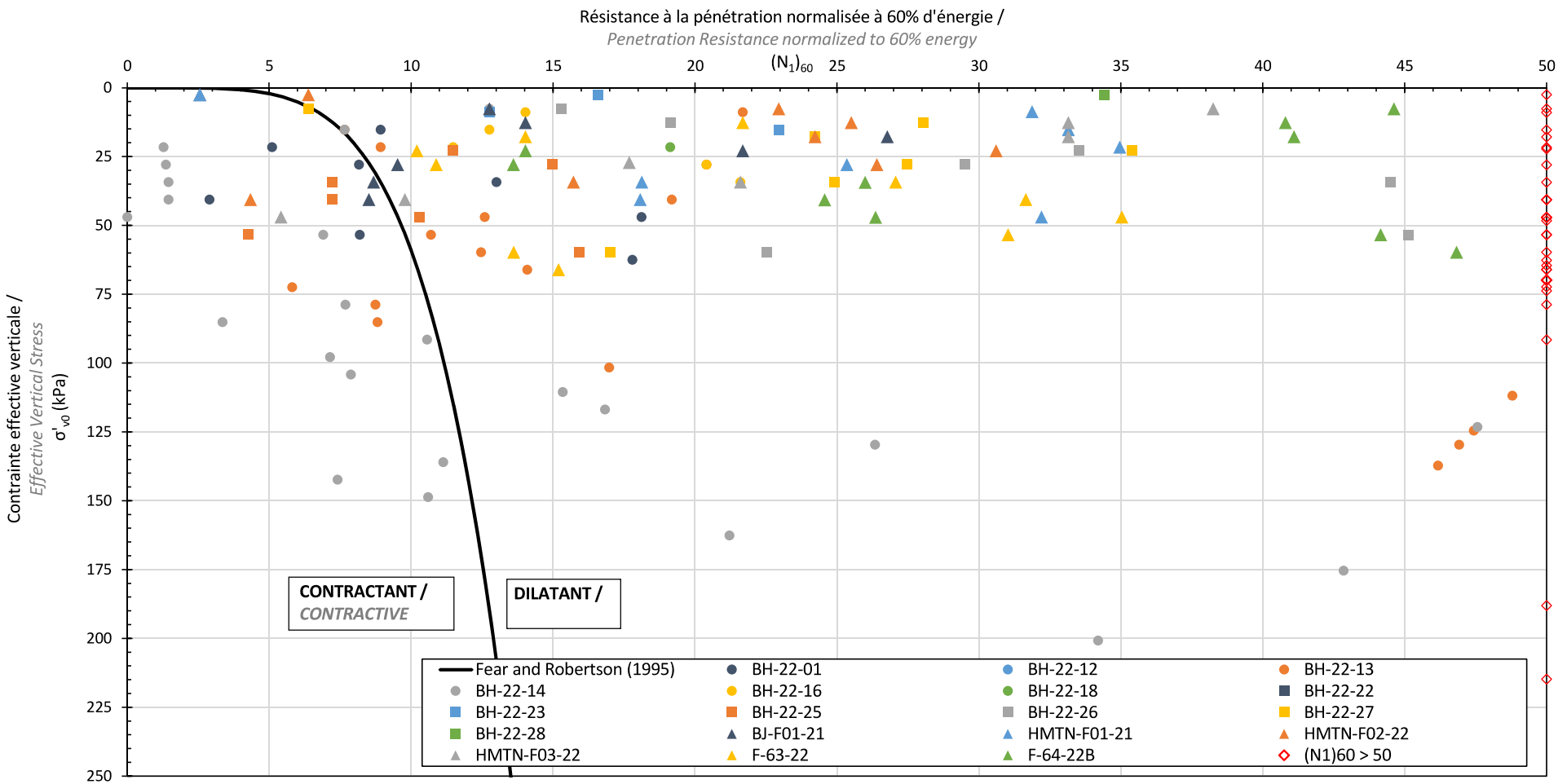
PROJET NO. 2148985706 | PHASE 04 | FIGURE

IF THIS MEASUREMENT DOES NOT MATCH WHAT IS SHOWN, THE SHEET SIZE HAS BEEN MODIFIED FROM: ANSI B

Path: \\golder.gds\gal\Montreal\ComplexData\OSISKOGR\WINDFALL\CAD\PRODUCTION\2148985706\04\ | File Name: 2148985706-04-09-02.DWG | Last Edited By: sbetnesky Date: 2023-03-02 Time:12:22:43 PM | Printed By: SBetnesky Date: 2023-03-02 Time:3:02:53 PM

**ANNEXE A**

# Évaluation de l'état in situ




CLIENT

**Osisko Mining Inc.**

PROJET / *PROJECT*

**ANALYSES GÉOTECHNIQUES POUR LA CONCEPTION DU PAR EN SUPPORT SUPPORT À L'ÉTUDE DE FAISABILITÉ - PROJET WINDFALL /**

***TMF GEOTECHNICAL ANALYSES IN SUPPORT OF THE FEASIBILITY STUDY - WINDFALL PROJECT***

CONSULTANT

wsp

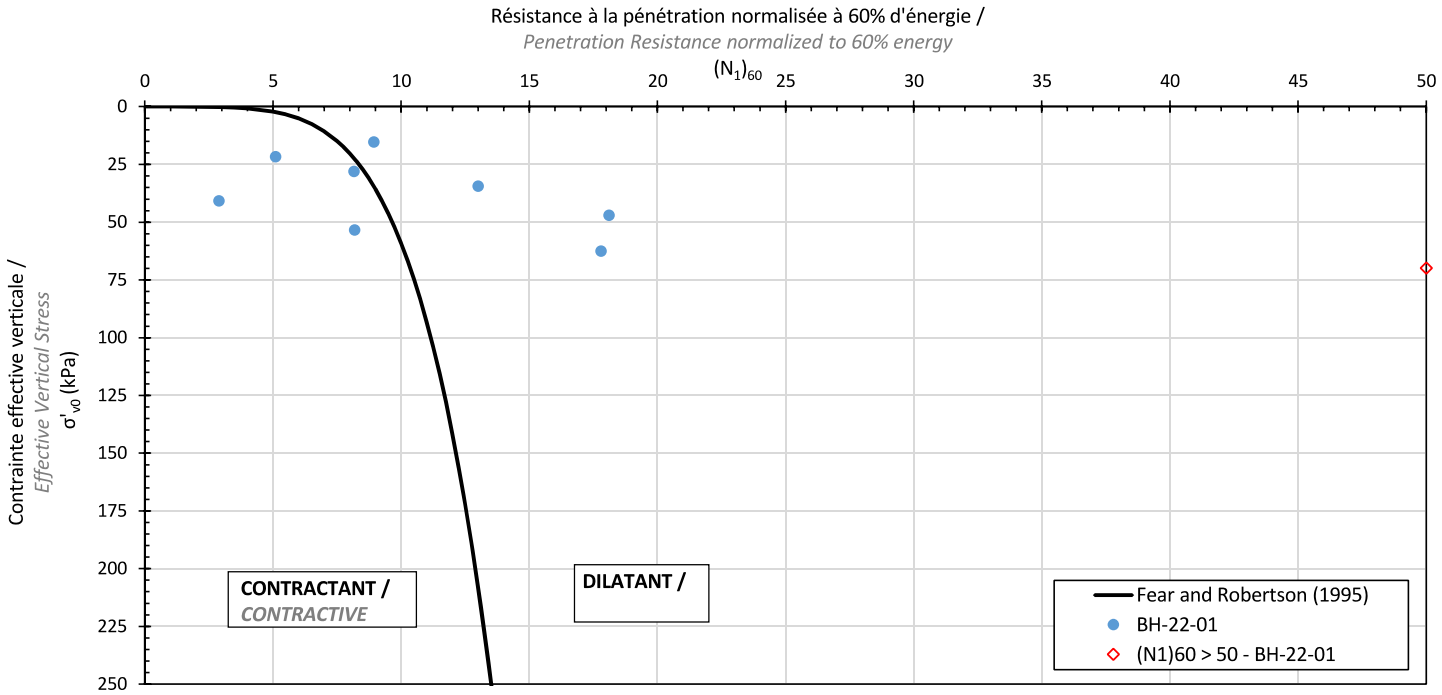
| | |
|---|---|
| DATE | MARS 2023 |
| PRÉPARÉE / *PREPARED* | G. TONUS |
| RÉVISÉE / *REVISED* | G. BOUDRIAS |
| APPROUVÉE / *APPROUVED* | N. PÉPIN |

TITRE / *TITLE*

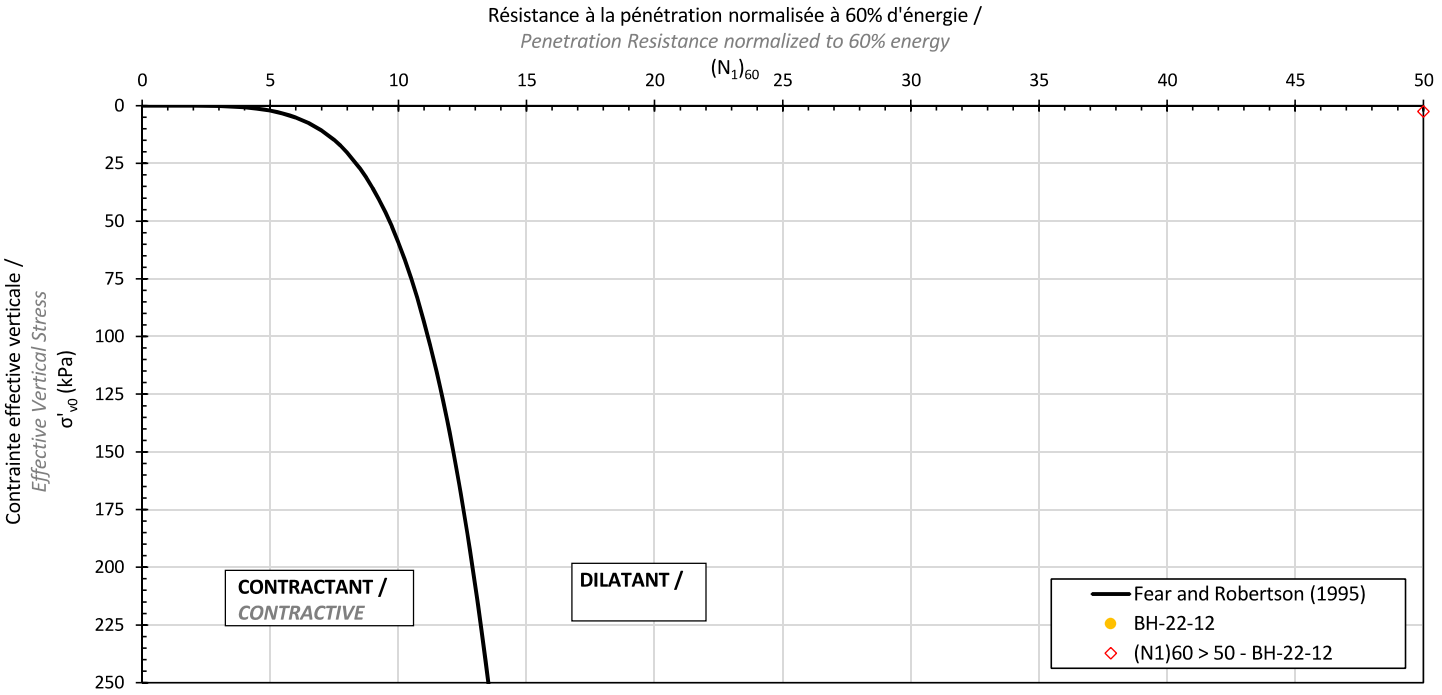
ANNEXE A - ÉVALUATION DE L'ÉTAT IN SITU /
*APPENDIX A - IN SITU STATE ASSESSMENT*

| PROJET / *PROJECT* | PHASE | REV | FIGURE |
|---|---|---|---|
| 2148985706 | 4 | 0 | A-01 |

## BH-22-01




## BH-22-12




CLIENT

**Osisko Mining Inc.**

PROJET / *PROJECT*

**ANALYSES GÉOTECHNIQUES POUR LA CONCEPTION DU PAR EN SUPPORT SUPPORT À L'ÉTUDE DE FAISABILITÉ - PROJET WINDFALL /**
***TMF GEOTECHNICAL ANALYSES IN SUPPORT OF THE FEASIBILITY STUDY - WINDFALL PROJECT***

CONSULTANT

wsp

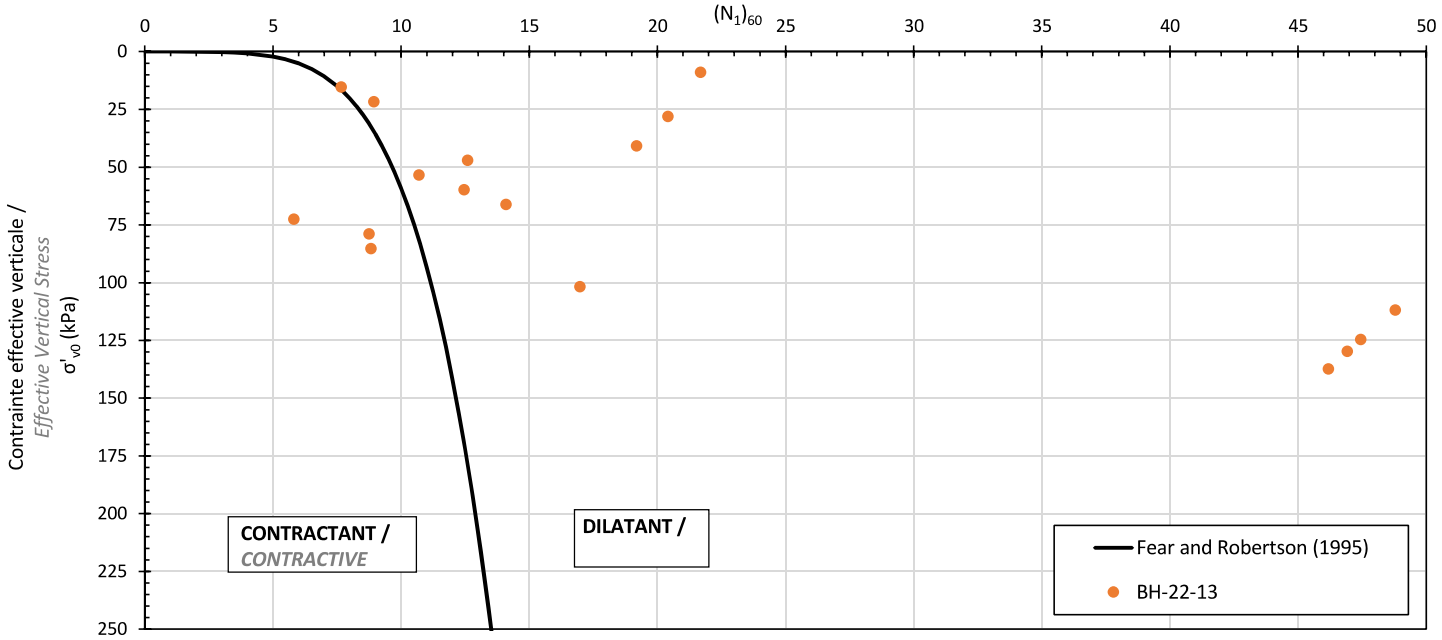
| | |
|---|---|
| DATE | MARS 2023 |
| PRÉPARÉE / *PREPARED* | G. TONUS |
| RÉVISÉE / *REVISED* | G. BOUDRIAS |
| APPROUVÉE / *APPROUVED* | N. PÉPIN |

TITRE / *TITLE*

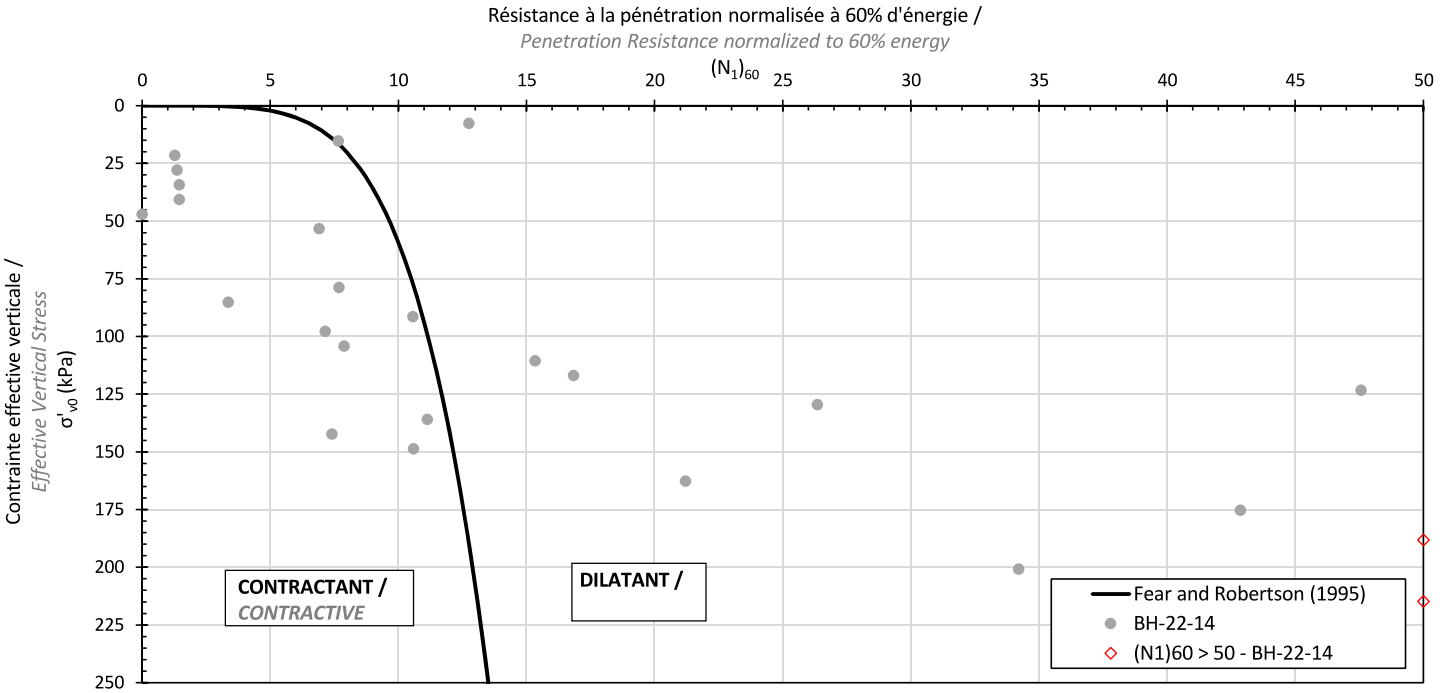
ANNEXE A - ÉVALUATION DE L'ÉTAT IN SITU /
*APPENDIX A - IN SITU STATE ASSESSMENT*

| PROJET / *PROJECT* | PHASE | REV | FIGURE |
|---|---|---|---|
| 2148985706 | 4 | 0 | A-02 |

## BH-22-13




## BH-22-14




CLIENT
**Osisko Mining Inc.**

PROJET / *PROJECT*
**ANALYSES GÉOTECHNIQUES POUR LA CONCEPTION DU PAR EN SUPPORT SUPPORT À L'ÉTUDE DE FAISABILITÉ - PROJET WINDFALL /**
***TMF GEOTECHNICAL ANALYSES IN SUPPORT OF THE FEASIBILITY STUDY - WINDFALL PROJECT***

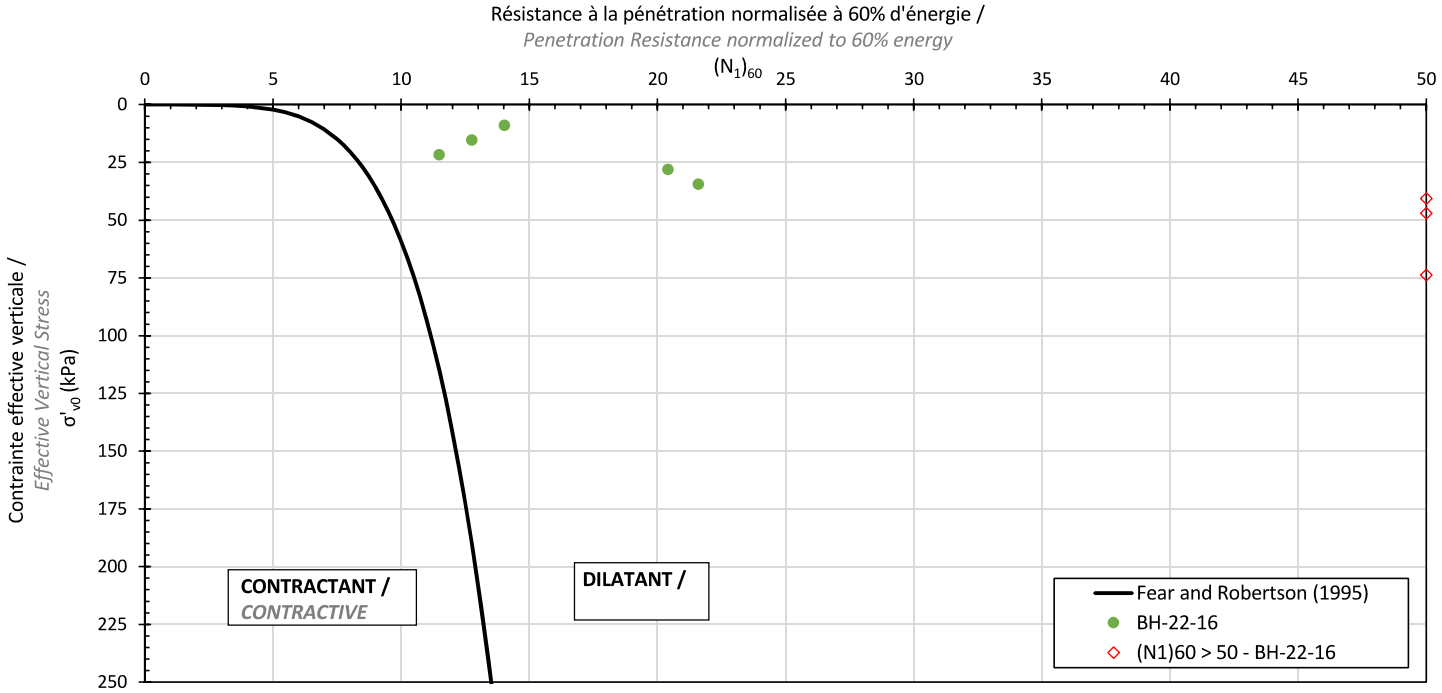
CONSULTANT

| | |
|---|---|
| DATE | MARS 2023 |
| PRÉPARÉE / *PREPARED* | G. TONUS |
| RÉVISÉE / *REVISED* | G. BOUDRIAS |
| APPROUVÉE / *APPROUVED* | N. PÉPIN |

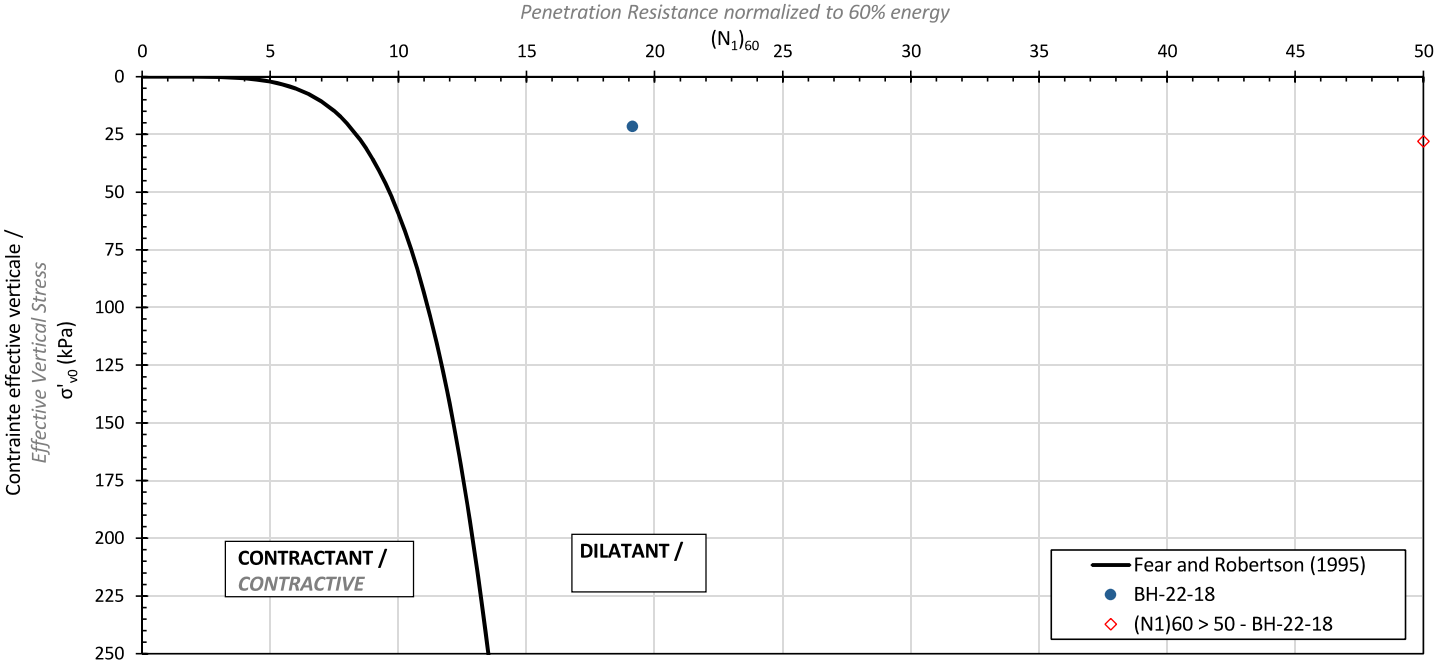
TITRE / *TITLE*
ANNEXE A - ÉVALUATION DE L'ÉTAT IN SITU /
*APPENDIX A - IN SITU STATE ASSESSMENT*

| PROJET / *PROJECT* | PHASE | REV | FIGURE |
|---|---|---|---|
| 2148985706 | 4 | 0 | A-03 |

## BH-22-16




## BH-22-18




CLIENT

**Osisko Mining Inc.**

PROJET / *PROJECT*

**ANALYSES GÉOTECHNIQUES POUR LA CONCEPTION DU PAR EN SUPPORT SUPPORT À L'ÉTUDE DE FAISABILITÉ - PROJET WINDFALL /**
***TMF GEOTECHNICAL ANALYSES IN SUPPORT OF THE FEASIBILITY STUDY - WINDFALL PROJECT***

CONSULTANT

wsp

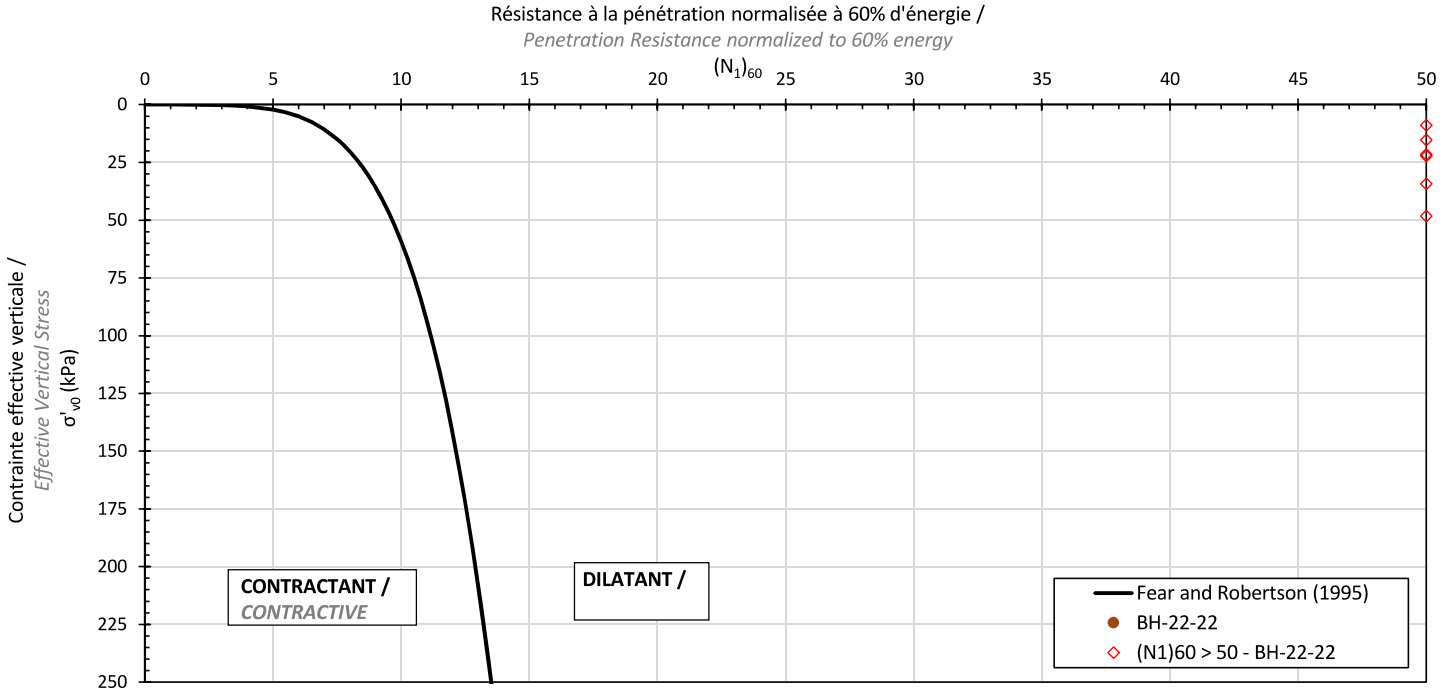
| | |
|---|---|
| DATE | MARS 2023 |
| PRÉPARÉE / *PREPARED* | G. TONUS |
| RÉVISÉE / *REVISED* | G. BOUDRIAS |
| APPROUVÉE / *APPROUVED* | N. PÉPIN |

TITRE / *TITLE*

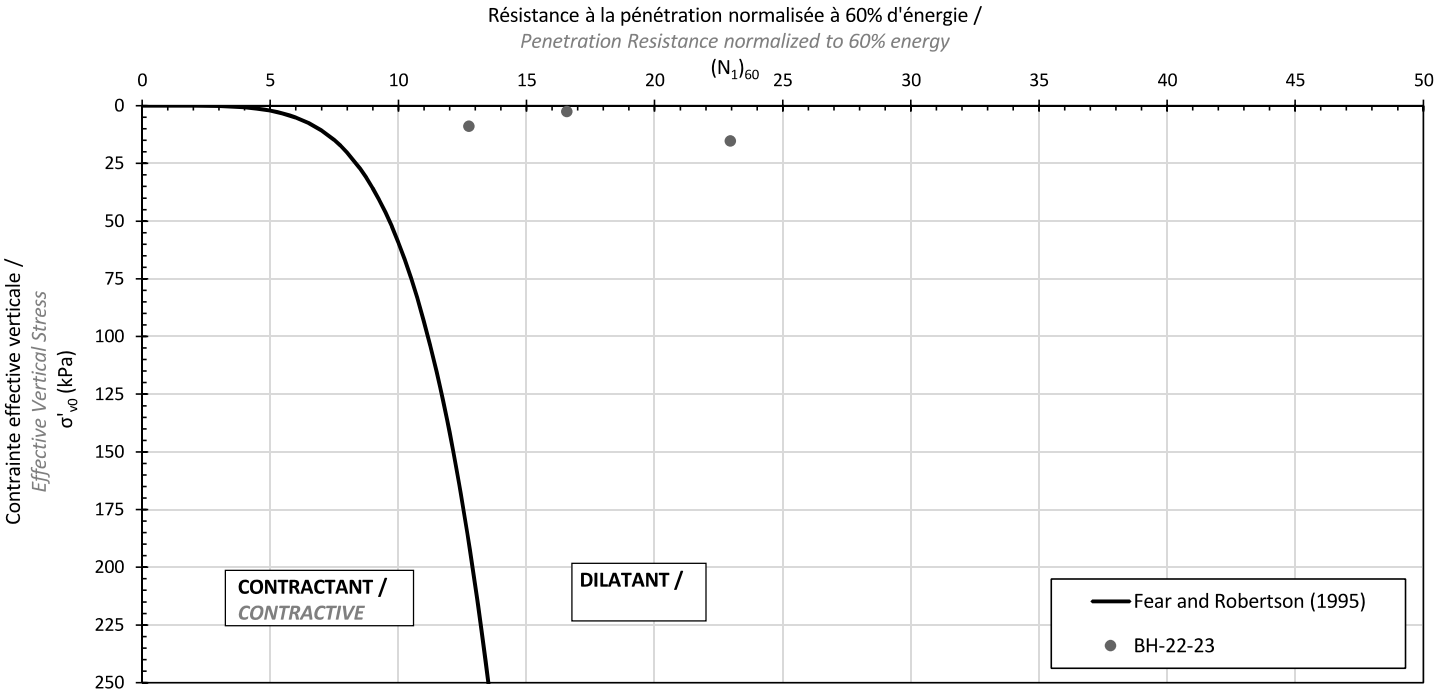
ANNEXE A - ÉVALUATION DE L'ÉTAT IN SITU /
*APPENDIX A - IN SITU STATE ASSESSMENT*

| PROJET / *PROJECT* | PHASE | REV | FIGURE |
|---|---|---|---|
| 2148985706 | 4 | 0 | A-04 |

## BH-22-22




## BH-22-23




CLIENT
**Osisko Mining Inc.**

PROJET / *PROJECT*
**ANALYSES GÉOTECHNIQUES POUR LA CONCEPTION DU PAR EN SUPPORT SUPPORT À L'ÉTUDE DE FAISABILITÉ - PROJET WINDFALL /**
***TMF GEOTECHNICAL ANALYSES IN SUPPORT OF THE FEASIBILITY STUDY - WINDFALL PROJECT***

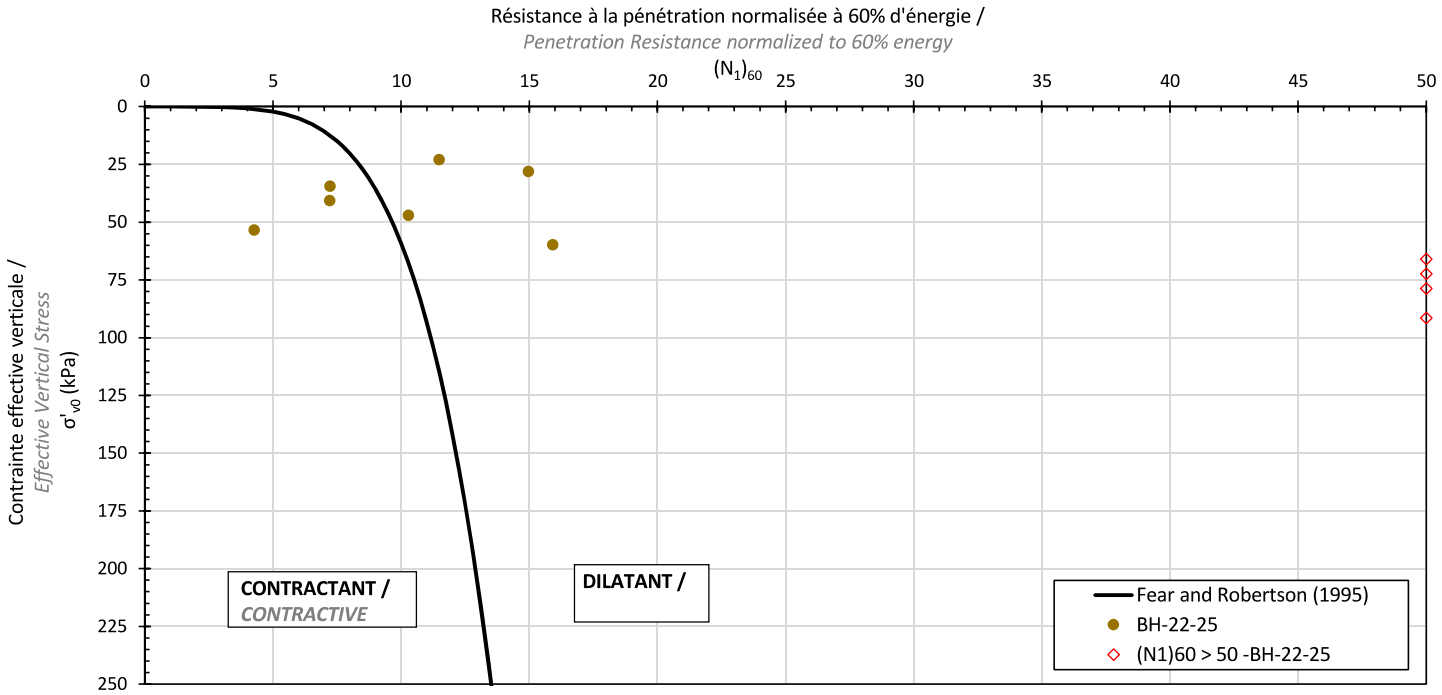
CONSULTANT

| | |
|---|---|
| DATE | MARS 2023 |
| PRÉPARÉE / *PREPARED* | G. TONUS |
| RÉVISÉE / *REVISED* | G. BOUDRIAS |
| APPROUVÉE / *APPROUVED* | N. PÉPIN |

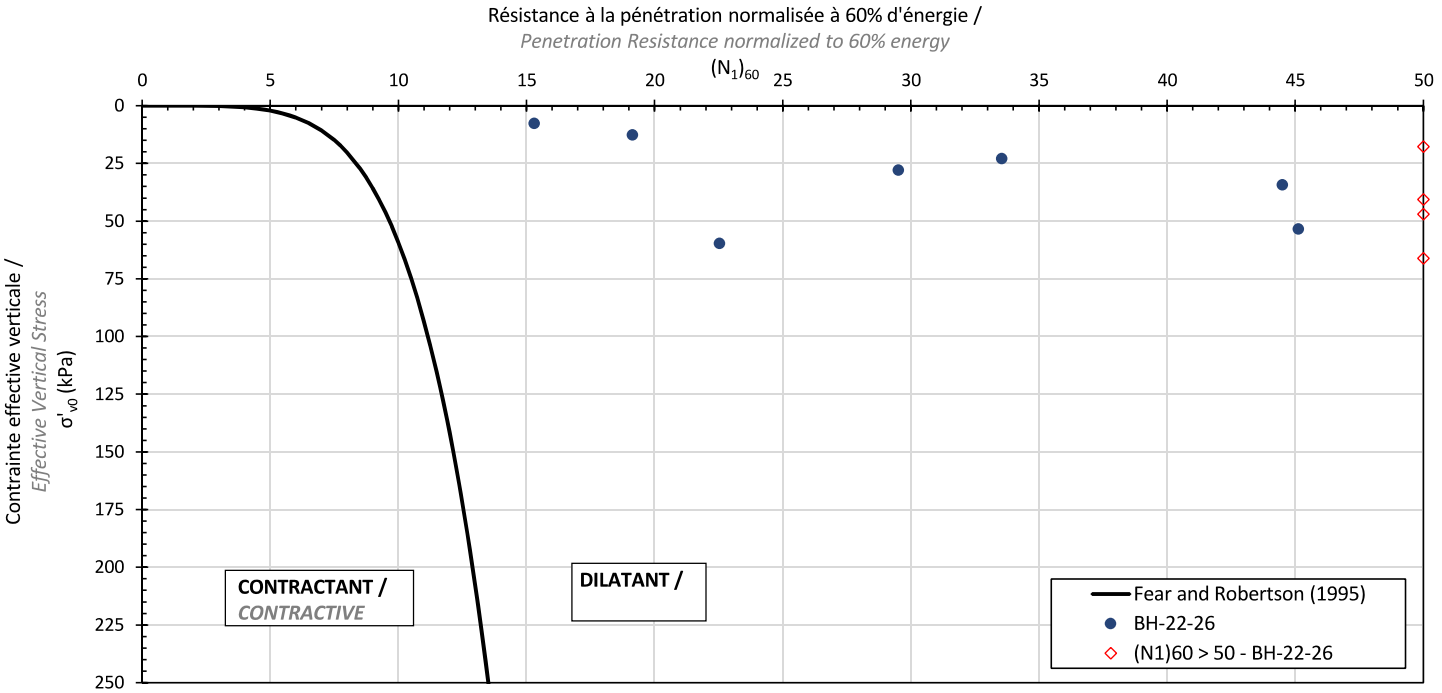
TITRE / *TITLE*
ANNEXE A - ÉVALUATION DE L'ÉTAT IN SITU /
*APPENDIX A - IN SITU STATE ASSESSMENT*

| PROJET / *PROJECT* | PHASE | REV | FIGURE |
|---|---|---|---|
| 2148985706 | 4 | 0 | A-05 |

## BH-22-25




## BH-22-26




CLIENT
**Osisko Mining Inc.**

PROJET / *PROJECT*
**ANALYSES GÉOTECHNIQUES POUR LA CONCEPTION DU PAR EN SUPPORT SUPPORT À L'ÉTUDE DE FAISABILITÉ - PROJET WINDFALL /**
***TMF GEOTECHNICAL ANALYSES IN SUPPORT OF THE FEASIBILITY STUDY - WINDFALL PROJECT***

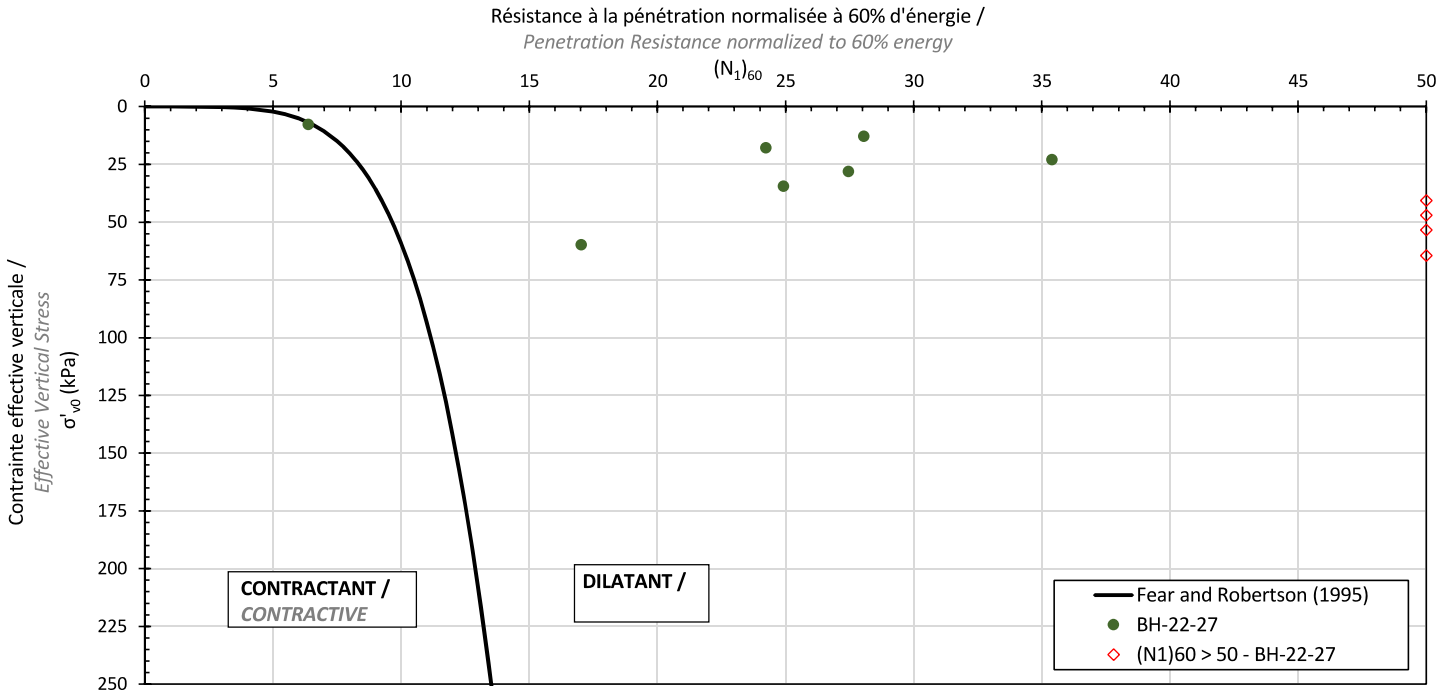
CONSULTANT

| | |
|---|---|
| DATE | MARS 2023 |
| PRÉPARÉE / *PREPARED* | G. TONUS |
| RÉVISÉE / *REVISED* | G. BOUDRIAS |
| APPROUVÉE / *APPROUVED* | N. PÉPIN |

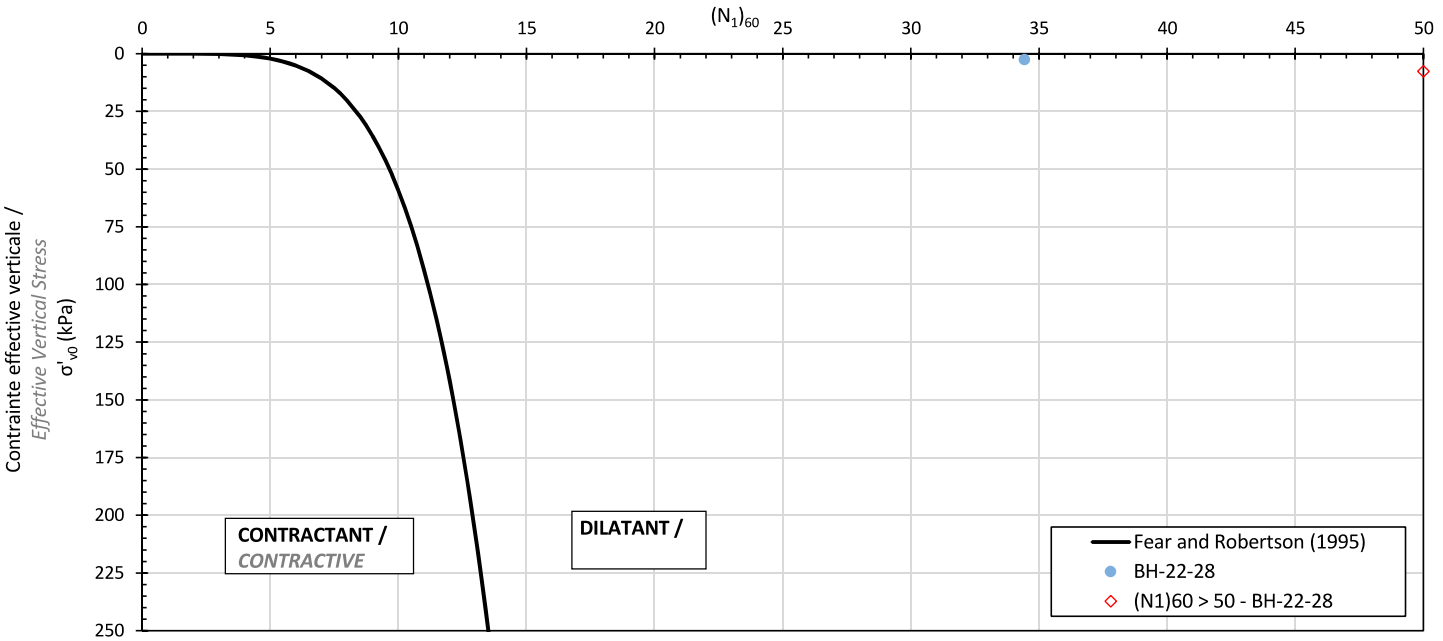
TITRE / *TITLE*
ANNEXE A - ÉVALUATION DE L'ÉTAT IN SITU /
*APPENDIX A - IN SITU STATE ASSESSMENT*

| PROJET / *PROJECT* | PHASE | REV | FIGURE |
|---|---|---|---|
| 2148985706 | 4 | 0 | A-06 |

## BH-22-27




## BH-22-28




CLIENT

**Osisko Mining Inc.**

PROJET / *PROJECT*

**ANALYSES GÉOTECHNIQUES POUR LA CONCEPTION DU PAR EN SUPPORT SUPPORT À L'ÉTUDE DE FAISABILITÉ - PROJET WINDFALL /**
***TMF GEOTECHNICAL ANALYSES IN SUPPORT OF THE FEASIBILITY STUDY - WINDFALL PROJECT***

CONSULTANT

wsp

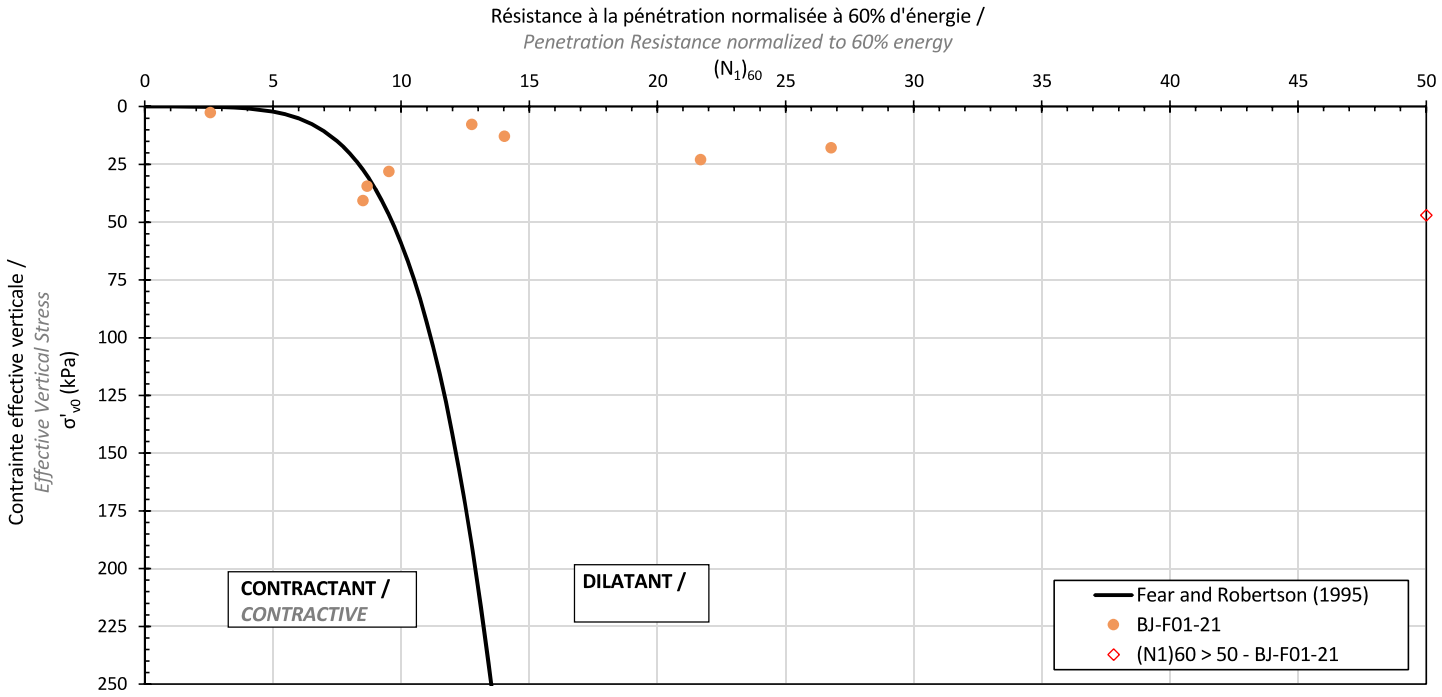
| | |
|---|---|
| DATE | MARS 2023 |
| PRÉPARÉE / *PREPARED* | G. TONUS |
| RÉVISÉE / *REVISED* | G. BOUDRIAS |
| APPROUVÉE / *APPROUVED* | N. PÉPIN |

TITRE / *TITLE*

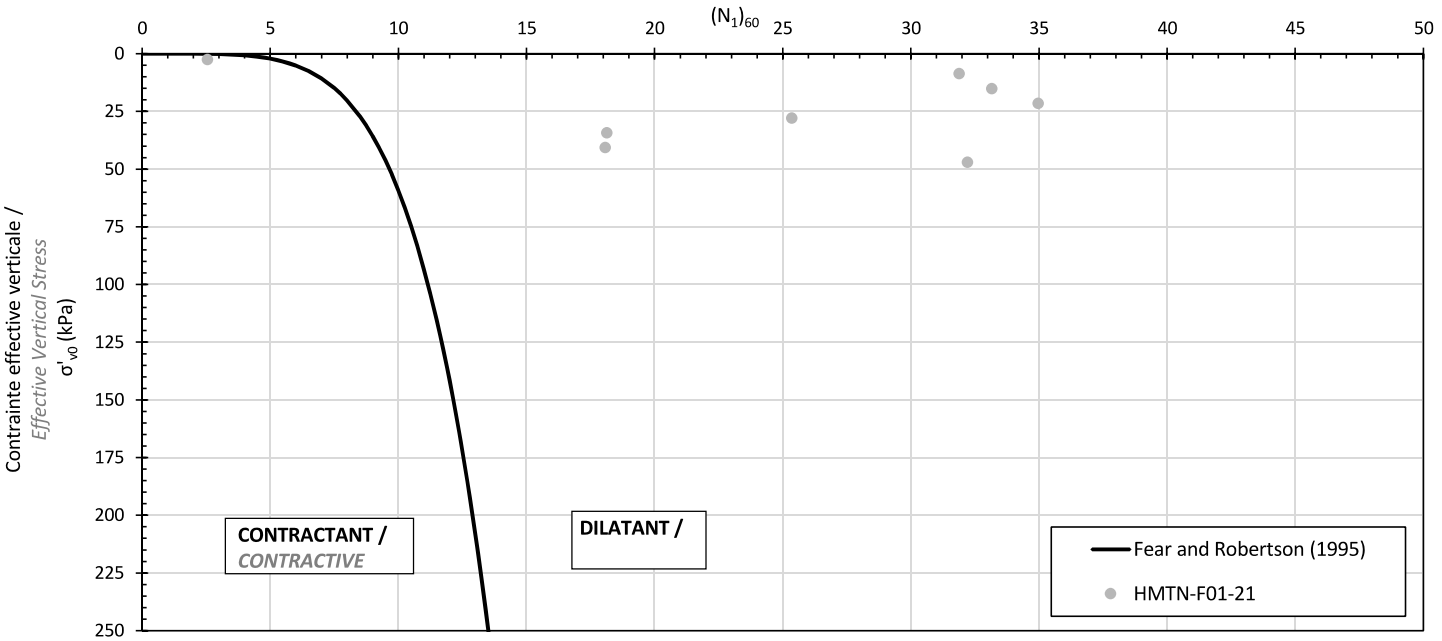
ANNEXE A - ÉVALUATION DE L'ÉTAT IN SITU /
*APPENDIX A - IN SITU STATE ASSESSMENT*

| PROJET / *PROJECT* | PHASE | REV | FIGURE |
|---|---|---|---|
| 2148985706 | 4 | 0 | A-07 |

## BJ-F01-21




## HMTN-F01-21




CLIENT
**Osisko Mining Inc.**

PROJET / *PROJECT*
**ANALYSES GÉOTECHNIQUES POUR LA CONCEPTION DU PAR EN SUPPORT SUPPORT À L'ÉTUDE DE FAISABILITÉ - PROJET WINDFALL /**
***TMF GEOTECHNICAL ANALYSES IN SUPPORT OF THE FEASIBILITY STUDY - WINDFALL PROJECT***

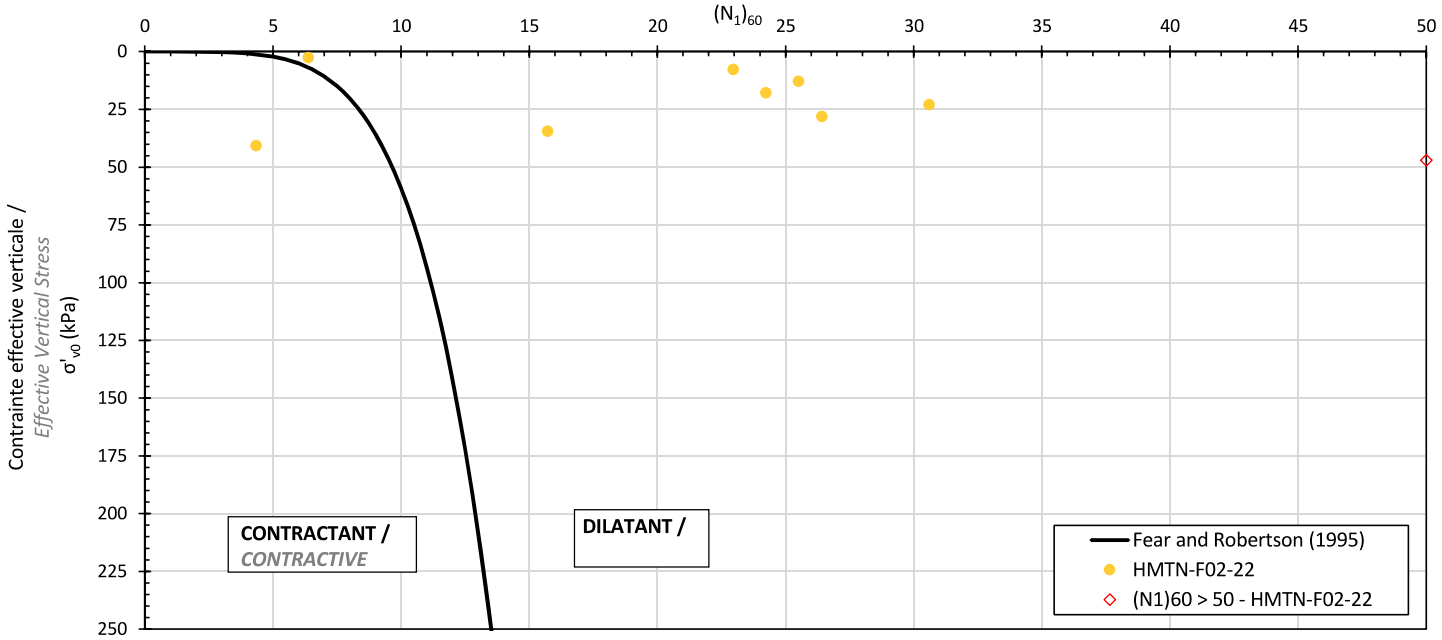
CONSULTANT

| | |
|---|---|
| DATE | MARS 2023 |
| PRÉPARÉE / *PREPARED* | G. TONUS |
| RÉVISÉE / *REVISED* | G. BOUDRIAS |
| APPROUVÉE / *APPROUVED* | N. PÉPIN |

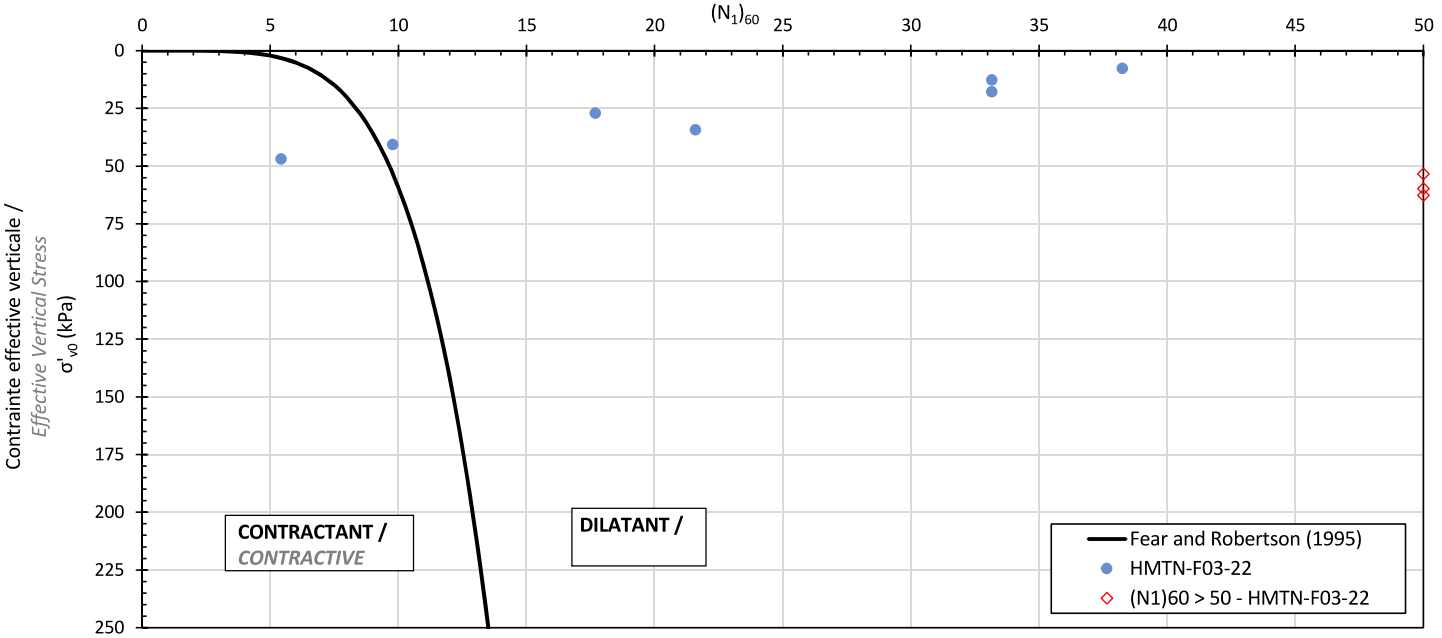
TITRE / *TITLE*
ANNEXE A - ÉVALUATION DE L'ÉTAT IN SITU /
*APPENDIX A - IN SITU STATE ASSESSMENT*

| PROJET / *PROJECT* | PHASE | REV | FIGURE |
|---|---|---|---|
| 2148985706 | 4 | 0 | A-08 |

## HMTN-F02-22




## HMTN-F03-22




CLIENT
**Osisko Mining Inc.**

PROJET / *PROJECT*
**ANALYSES GÉOTECHNIQUES POUR LA CONCEPTION DU PAR EN SUPPORT SUPPORT À L'ÉTUDE DE FAISABILITÉ - PROJET WINDFALL /**
***TMF GEOTECHNICAL ANALYSES IN SUPPORT OF THE FEASIBILITY STUDY - WINDFALL PROJECT***

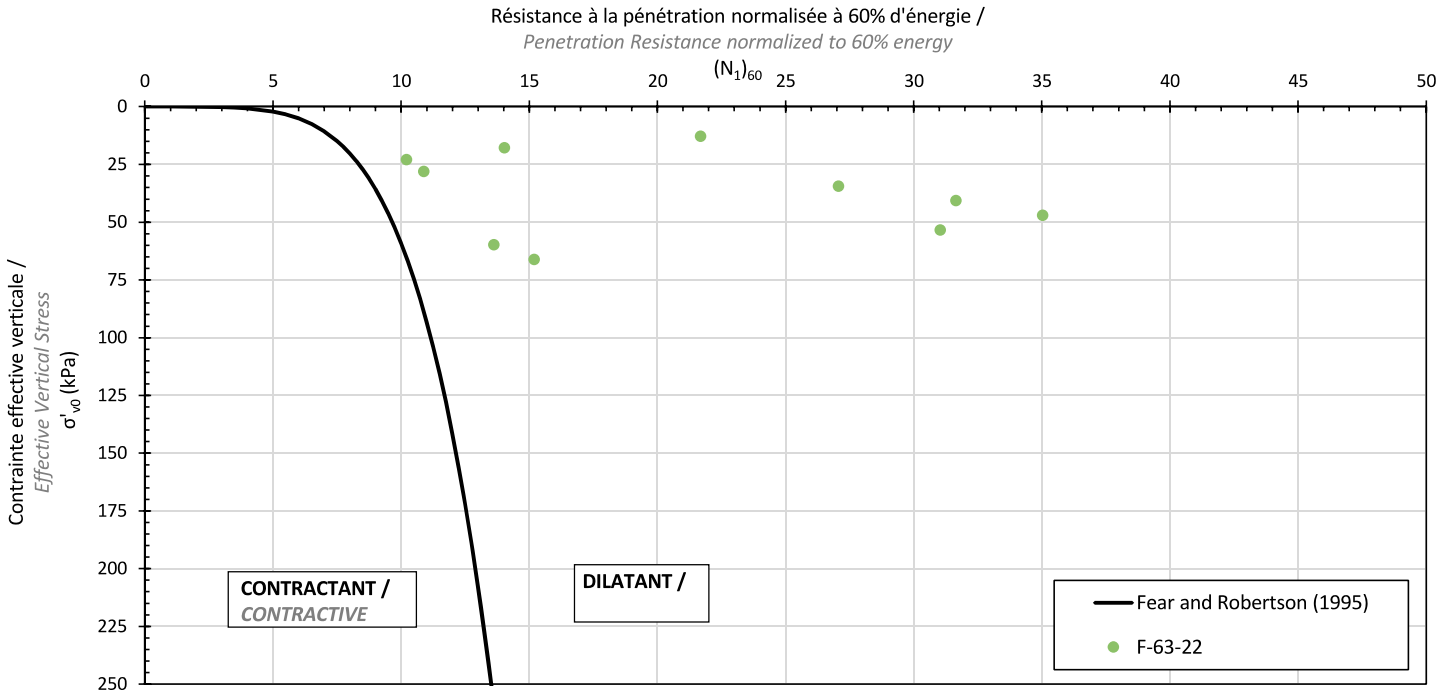
CONSULTANT

| | |
|---|---|
| DATE | MARS 2023 |
| PRÉPARÉE / *PREPARED* | G. TONUS |
| RÉVISÉE / *REVISED* | G. BOUDRIAS |
| APPROUVÉE / *APPROUVED* | N. PÉPIN |

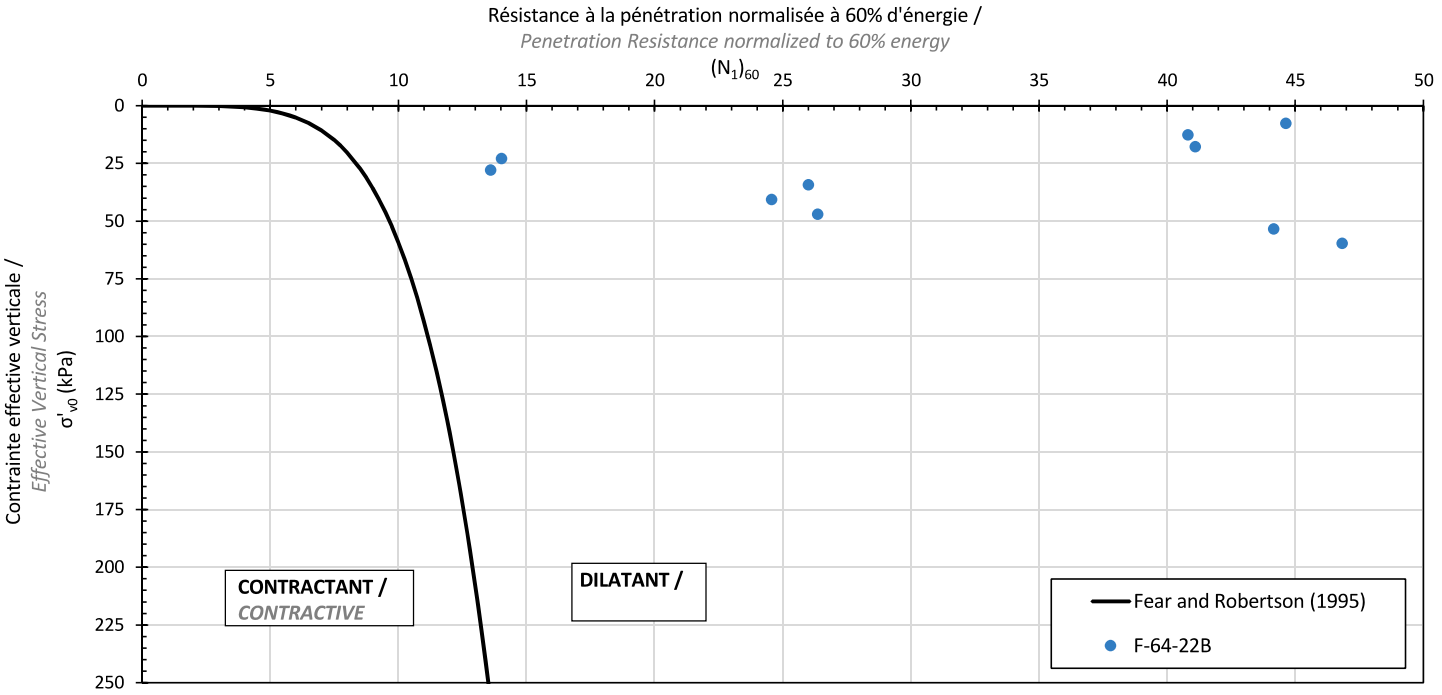
TITRE / *TITLE*
ANNEXE A - ÉVALUATION DE L'ÉTAT IN SITU /
*APPENDIX A - IN SITU STATE ASSESSMENT*

| PROJET / *PROJECT* | PHASE | REV | FIGURE |
|---|---|---|---|
| 2148985706 | 4 | 0 | A-09 |

## F-63-22




## F-64-22B




CLIENT
**Osisko Mining Inc.**

PROJET / *PROJECT*
**ANALYSES GÉOTECHNIQUES POUR LA CONCEPTION DU PAR EN SUPPORT SUPPORT À L'ÉTUDE DE FAISABILITÉ - PROJET WINDFALL /**
***TMF GEOTECHNICAL ANALYSES IN SUPPORT OF THE FEASIBILITY STUDY - WINDFALL PROJECT***

CONSULTANT

| | |
|---|---|
| DATE | MARS 2023 |
| PRÉPARÉE / *PREPARED* | G. TONUS |
| RÉVISÉE / *REVISED* | G. BOUDRIAS |
| APPROUVÉE / *APPROUVED* | N. PÉPIN |

TITRE / *TITLE*
ANNEXE A - ÉVALUATION DE L'ÉTAT IN SITU /
*APPENDIX A - IN SITU STATE ASSESSMENT*

| PROJET / *PROJECT* | PHASE | REV | FIGURE |
|---|---|---|---|
| 2148985706 | 4 | 0 | A-10 |

**ANNEXE B**

# Aléas sismique et désagrégation

# Seismic Hazard Deaggregation

## calculated by the Canadian Hazards Information Service

**INFORMATION:** *EarthquakesCanada.nrcan.gc.ca*
**Eastern Canada (613) 995-5548 Western Canada (250) 363-6500**

Requested by: Gabriela-Therese Tonus, WSP Golder 2022/06/28

For site Eeyou Istchee James Bay, QC at 49.056 N 75.662 W

For ground motion parameter peak ground acceleration (PGA)

at a probability of 0.000404 per annum, seismic hazard = 0.051 g

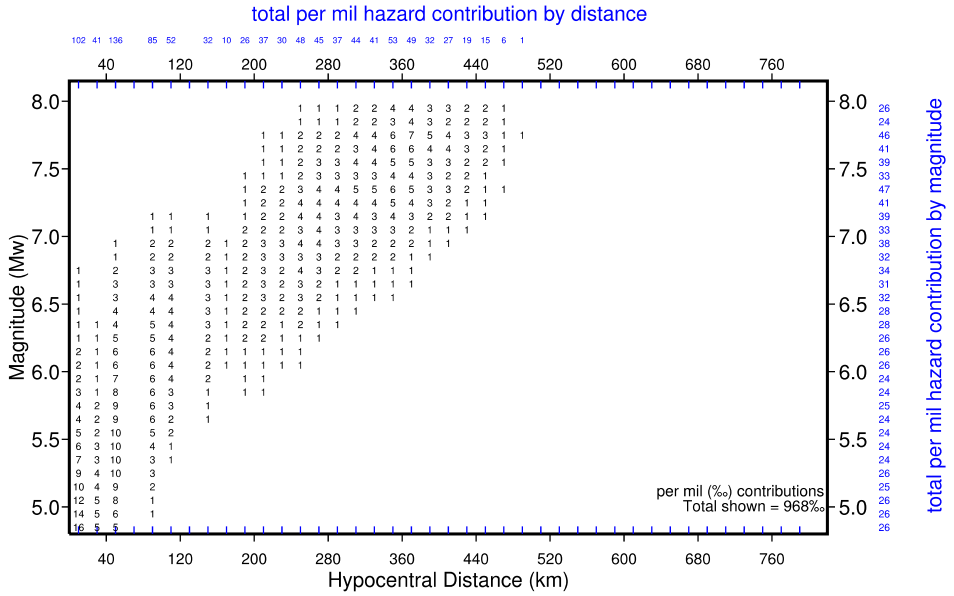
Soil Class C, 2015 Geological Survey of Canada 5th Generation model as prepared for NBCC2015

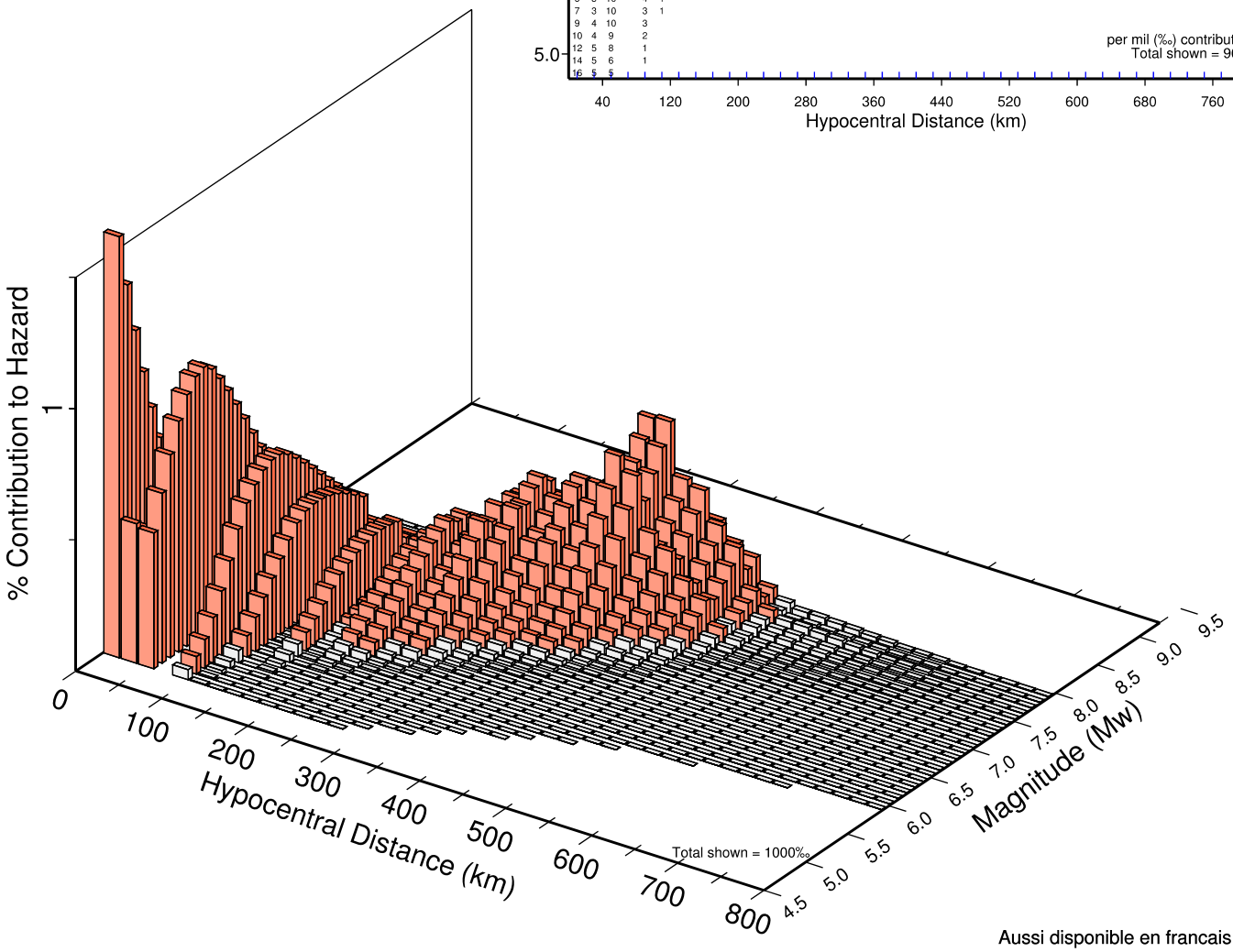
Mean magnitude (Mw) 6.55 Mean distance 201 km

Mode magnitude (Mw) 4.850 Mode distance 10 km

Deaggregation of mean hazard

Model: SECan_2015clC.model




Aussi disponible en francais

# Calcul de l'aléa sismique - Code National du Bâtiment 2015

**INFORMATION:** Canada de l'Est Français (613) 995-0600 Anglais (613) 995-5548 Télécopieur (613) 992-8836
Canada de l'Ouest Anglais (250) 363-6500 Télécopieur (250) 363-6565

**Site:** 49.056N 75.662W **Bibliographie fichier utilisateur:** Camp Windfall 2022-08-16 13:28 UT

**Demandeur:** Golder/WSP

| Probabilité de dépassement par année | 0.000404 | 0.001 | 0.0021 | 0.01 |
|---|---|---|---|---|
| Probabilité de dépassement dans 50 ans | 2 % | 5 % | 10 % | 40 % |
| Sa (0.05) | 0.064 | 0.040 | 0.027 | 0.011 |
| Sa (0.1) | 0.090 | 0.059 | 0.041 | 0.018 |
| Sa (0.2) | 0.091 | 0.063 | 0.046 | 0.020 |
| Sa (0.3) | 0.081 | 0.058 | 0.043 | 0.019 |
| Sa (0.5) | 0.073 | 0.052 | 0.038 | 0.016 |
| Sa (1.0) | 0.048 | 0.034 | 0.024 | 0.009 |
| Sa (2.0) | 0.027 | 0.018 | 0.012 | 0.004 |
| Sa (5.0) | 0.007 | 0.004 | 0.003 | 0.001 |
| Sa (10.0) | 0.003 | 0.002 | 0.001 | 0.001 |
| PGA (g) | 0.052 | 0.035 | 0.024 | 0.010 |
| PGV (m/s) | 0.063 | 0.042 | 0.029 | 0.010 |

Remarques. Spectral (Sa (T), où T est la période en secondes) et l'accélération maximale du sol (PGA) sont données en unités de g (9.81 $m/s^2$). La vitesse maximale du sol est donnée en m/s. Les valeurs sont pour la "terre ferme" (CNBC2015 Site Classe C, la vitesse moyenne des ondes de cisaillement de 450 m/s). Les valeurs du CNBC2015 et de CSAS6-14 sont spécifiés en caractères gras. Trois périodes supplémentaires sont fournis - leur utilisation est documenté dans les commentaires CNBC2015. Seuls 2 chiffres significatifs doivent être utilisés. **Ces valeurs ont été interpolées à partir d'une grille de points de 10 km de distance. Selon le gradient des points à proximité, les valeurs peuvent varier. Plus de 95 pour cent des valeurs interpolées sont à 2 pour cent des valeurs calculées.**

---

## Biliographie

**Le code national du bâtiment du Canada 2015 NRCC no. 56190F;** Annexe C: Information climatique pour la conception des bâtiments au Canada - table dans l'Annexe C

**Commentaires sur le calcul des structures (Guide de l'utilisateur - CNB 2015 : partie 4 de la division B)**
**Commentaire J**: Conception pour des effets sismiques

**Commission Géologique du Canada Dossier public 7893** Cinquième génération du modèle des risques sismiques au Canada: Valeurs de grille pour être utilisés avec le Code national du bâtiment du Canada 2015

Voir les sites webs www.SeismesCanada.ca et www.nationalcodes.capour plus d'information

# Outil sur les aléas sismiques du Code national du bâtiment du Canada 2020

Cette application fournit les données sismiques pour la conception des bâtiments au Canada visés par la partie 4 du Code national du bâtiment – Canada (CNB) 2020, conformément à l'article 1.1.3.1. de la division B du CNB 2020.

## Valeurs d'aléas sismiques

**Valeurs demandées par l'utilisateur**

| | |
|---|---|
| **Édition du code** | CNB 2020 |
| **Désignation d'emplacement $X_S$** | $X_A$ |
| **Latitude (°)** | 49.056 |
| **Longitude (°)** | -75.662 |

**Veuillez sélectionner l'un des onglets ci-dessous.**

CNB 2020 | Valeurs additionnelles | Graphiques | API | Renseignements généraux

**Les valeurs de réponse spectrale de l'accélération du CNB peuvent être consultées dans l'onglet CNB. Des valeurs additionnelles d'aléas pour votre emplacement se trouvent ci-dessous.**

Les valeurs de réponse spectrale de l'accélération avec un amortissement de 5 % (Sa(T), où T est la période, exprimée en secondes) et d'accélération maximale du sol (PGA) sont exprimées en unités d'accélération due à la gravité (g, soit 9,81 m/s2). Les valeurs de vitesse maximale du sol (PGV) sont exprimées en m/s. La probabilité est exprimée en pourcentage de dépassement en 50 ans.

Toutes les probabilités pour la désignation d'emplacement précisée par l'utilisateur sont affichées par défaut. Les autres désignations d'emplacement peuvent être sélectionnées dans le menu déroulant correspondant du tableau. Dans les régions à faible aléa, une valeur

minimale de 0,001g est attribuée pour T ≤ 2,0s et de 0,0001g pour T > 2,0 s. D'autres renseignements sur le calcul des aléas sismiques sont fournis sous l'onglet *Renseignements généraux*.

| **Désignation d'emplacement** XA | **Probabilité** Tous | **$S_a(0.05)$** | **$S_a(0.1)$** | **$S_a(0.2)$** | **$S_a(0.3)$** | **$S_a(0.5)$** | **$S_a(1.0)$** | **$S_a(2.0)$** | **$S_a(5.0)$** | **$S_a(10.0)$** | **PGA** | **PGV** |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $X_A$ | 2 | 0.13 | 0.14 | 0.104 | 0.093 | 0.0775 | 0.0474 | 0.0246 | 0.00734 | 0.00295 | 0.0568 | 0.0581 |
| $X_A$ | 2.5 | 0.115 | 0.125 | 0.0931 | 0.0836 | 0.0698 | 0.0424 | 0.0219 | 0.00643 | 0.0026 | 0.0509 | 0.0514 |
| $X_A$ | 3.5 | 0.0939 | 0.104 | 0.0787 | 0.0706 | 0.0591 | 0.0356 | 0.0182 | 0.00521 | 0.00211 | 0.043 | 0.0422 |
| $X_A$ | 5 | 0.0754 | 0.0845 | 0.0653 | 0.0586 | 0.049 | 0.0293 | 0.0148 | 0.00411 | 0.00167 | 0.0357 | 0.034 |
| $X_A$ | 7 | 0.0607 | 0.0691 | 0.0543 | 0.0486 | 0.0407 | 0.0241 | 0.0119 | 0.00323 | 0.00132 | 0.0297 | 0.0274 |
| $X_A$ | 10 | 0.0476 | 0.0551 | 0.0441 | 0.0395 | 0.033 | 0.0193 | 0.00938 | 0.00245 | 0.001 | 0.0241 | 0.0214 |
| $X_A$ | 14 | 0.0373 | 0.044 | 0.0359 | 0.0321 | 0.0266 | 0.0153 | 0.00731 | 0.00183 | 0.000753 | 0.0196 | 0.0167 |
| $X_A$ | 20 | 0.0283 | 0.034 | 0.0283 | 0.0252 | 0.0208 | 0.0117 | 0.00543 | 0.0013 | 0.000534 | 0.0154 | 0.0124 |
| $X_A$ | 30 | 0.0199 | 0.0245 | 0.0209 | 0.0186 | 0.015 | 0.0082 | 0.00364 | 0.000818 | 0.000335 | 0.0114 | 0.00848 |
| $X_A$ | 40 | 0.015 | 0.0189 | 0.0164 | 0.0145 | 0.0115 | 0.00603 | 0.00258 | 0.000552 | 0.000224 | 0.00881 | 0.00615 |

Télécharger le fichier CSV

← Retourner au formulaire de calcul des valeurs d\'aléas sismiques

**Date de modification :** 2021-04-06

# Outil sur les aléas sismiques du Code national du bâtiment du Canada 2020

Cette application fournit les données sismiques pour la conception des bâtiments au Canada visés par la partie 4 du Code national du bâtiment – Canada (CNB) 2020, conformément à l'article 1.1.3.1. de la division B du CNB 2020.

## Valeurs d'aléas sismiques

**Valeurs demandées par l'utilisateur**

| | |
|---|---|
| **Édition du code** | CNB 2020 |
| **Désignation d'emplacement $X_S$** | $X_D$ |
| **Latitude (°)** | 49.056 |
| **Longitude (°)** | -75.662 |

**Veuillez sélectionner l'un des onglets ci-dessous.**

CNB 2020 | Valeurs additionnelles | Graphiques | API | Renseignements généraux

**Les valeurs de réponse spectrale de l'accélération du CNB peuvent être consultées dans l'onglet CNB. Des valeurs additionnelles d'aléas pour votre emplacement se trouvent ci-dessous.**

Les valeurs de réponse spectrale de l'accélération avec un amortissement de 5 % (Sa(T), où T est la période, exprimée en secondes) et d'accélération maximale du sol (PGA) sont exprimées en unités d'accélération due à la gravité (g, soit 9,81 m/s2). Les valeurs de vitesse maximale du sol (PGV) sont exprimées en m/s. La probabilité est exprimée en pourcentage de dépassement en 50 ans.

Toutes les probabilités pour la désignation d'emplacement précisée par l'utilisateur sont affichées par défaut. Les autres désignations d'emplacement peuvent être sélectionnées dans le menu déroulant correspondant du tableau. Dans les régions à faible aléa, une valeur minimale de 0,001g est attribuée pour T ≤ 2,0s et de 0,0001g pour T > 2,0 s. D'autres renseignements sur le calcul des aléas sismiques sont fournis sous l'onglet *Renseignements généraux*.

| **Désignation d'emplacement** XD | **Probabilité** Tous | **$S_a(0.05)$** | **$S_a(0.1)$** | **$S_a(0.2)$** | **$S_a(0.3)$** | **$S_a(0.5)$** | **$S_a(1.0)$** | **$S_a(2.0)$** | **$S_a(5.0)$** | **$S_a(10.0)$** | **PGA** | **PGV** |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $X_D$ | 2 | 0.157 | 0.202 | 0.242 | 0.272 | 0.285 | 0.186 | 0.0944 | 0.0267 | 0.00855 | 0.127 | 0.192 |
| $X_D$ | 2.5 | 0.139 | 0.181 | 0.219 | 0.246 | 0.257 | 0.167 | 0.0841 | 0.0234 | 0.00752 | 0.114 | 0.17 |
| $X_D$ | 3.5 | 0.116 | 0.153 | 0.185 | 0.209 | 0.218 | 0.14 | 0.0699 | 0.019 | 0.00611 | 0.0964 | 0.14 |
| $X_D$ | 5 | 0.0942 | 0.126 | 0.154 | 0.173 | 0.181 | 0.115 | 0.0567 | 0.0149 | 0.00483 | 0.0798 | 0.112 |
| $X_D$ | 7 | 0.0766 | 0.104 | 0.127 | 0.143 | 0.15 | 0.094 | 0.0458 | 0.0117 | 0.0038 | 0.0659 | 0.0902 |
| $X_D$ | 10 | 0.0606 | 0.0835 | 0.103 | 0.116 | 0.121 | 0.0748 | 0.0358 | 0.00885 | 0.00289 | 0.0531 | 0.0702 |
| $X_D$ | 14 | 0.0479 | 0.067 | 0.0829 | 0.093 | 0.0967 | 0.0593 | 0.0278 | 0.00661 | 0.00217 | 0.0427 | 0.0544 |
| $X_D$ | 20 | 0.0366 | 0.0521 | 0.0648 | 0.0724 | 0.0747 | 0.0451 | 0.0206 | 0.00468 | 0.00154 | 0.0332 | 0.0404 |
| $X_D$ | 30 | 0.0261 | 0.0379 | 0.0474 | 0.0527 | 0.0536 | 0.0313 | 0.0138 | 0.00294 | 0.000963 | 0.024 | 0.0275 |
| $X_D$ | 40 | 0.0198 | 0.0294 | 0.0368 | 0.0406 | 0.0405 | 0.023 | 0.00973 | 0.00198 | 0.000643 | 0.0185 | 0.0199 |

Télécharger le fichier CSV

⬅ Retourner au formulaire de calcul des valeurs d\'aléas sismiques

**Date de modification :** 2021-04-06

**ANNEXE C**

# Évaluation du potentiel de liquéfaction

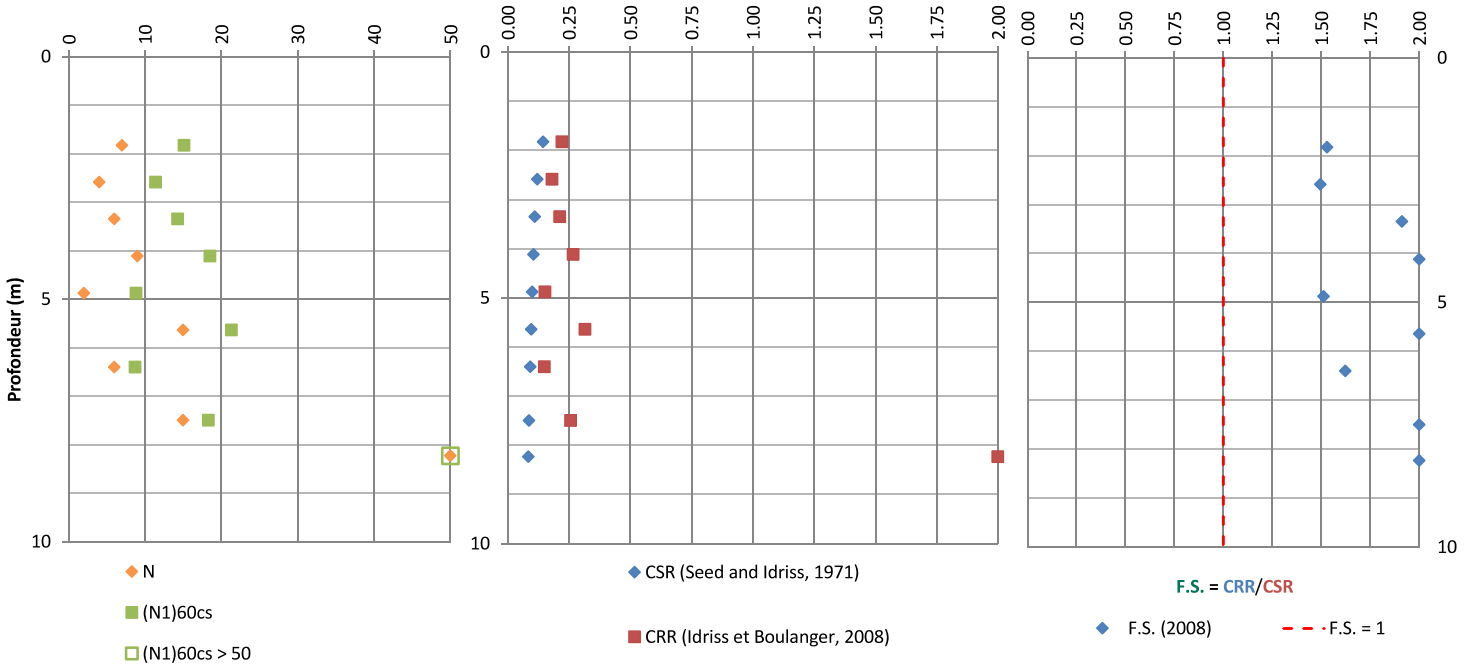
## Figure C-01

# Évaluation simplifiée du potentiel de liquéfaction des sols granulaires - Opération

**Projet :** Analyses géotechniques pour la conception du parc à résidus en support à l'étude de faisabilité
**No de projet :** 2148985706-04

**Forage :** BH-22-01
**Site :** Projet Windfall
**Date du forage :** 2022-02-03

| Profondeur (m) | Type de sol | Pourcentage de fines (%) | N | $(N_1)_{60cs}$ | CSR | CRR (2008) | F.S. (2008) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1.8 | Silt à sable moyen | 59 | 7 | 15 | 0.15 | 0.22 | 1.5 |
| 2.6 | Silt à sable moyen | 59 | 4 | 11 | 0.12 | 0.18 | 1.5 |
| 3.3 | Silt à sable moyen | 59 | 6 | 14 | 0.11 | 0.21 | 1.9 |
| 4.1 | Silt à sable moyen | 90 | 9 | 19 | 0.11 | 0.27 | 2.0 |
| 4.9 | Silt à sable moyen | 59 | 2 | 9 | 0.10 | 0.15 | 1.5 |
| 5.6 | Sable silteux avec un peu de gravier à cailloux et blocs | 5 | 15 | 21 | 0.10 | 0.32 | 2.0 |
| 6.4 | Sable silteux avec un peu de gravier à cailloux et blocs | 5 | 6 | 9 | 0.09 | 0.15 | 1.6 |
| 7.5 | Sable silteux avec un peu de gravier à cailloux et blocs | 5 | 15 | 18 | 0.09 | 0.26 | 2.0 |
| 8.2 | Sable silteux avec un peu de gravier à cailloux et blocs | 5 | 50 | 53 | 0.08 | 2.00 | 2.0 |




**Magnitude :** 6.55 **AMS (g) :** 0.067 **Niveau d'eau (m) :** 0

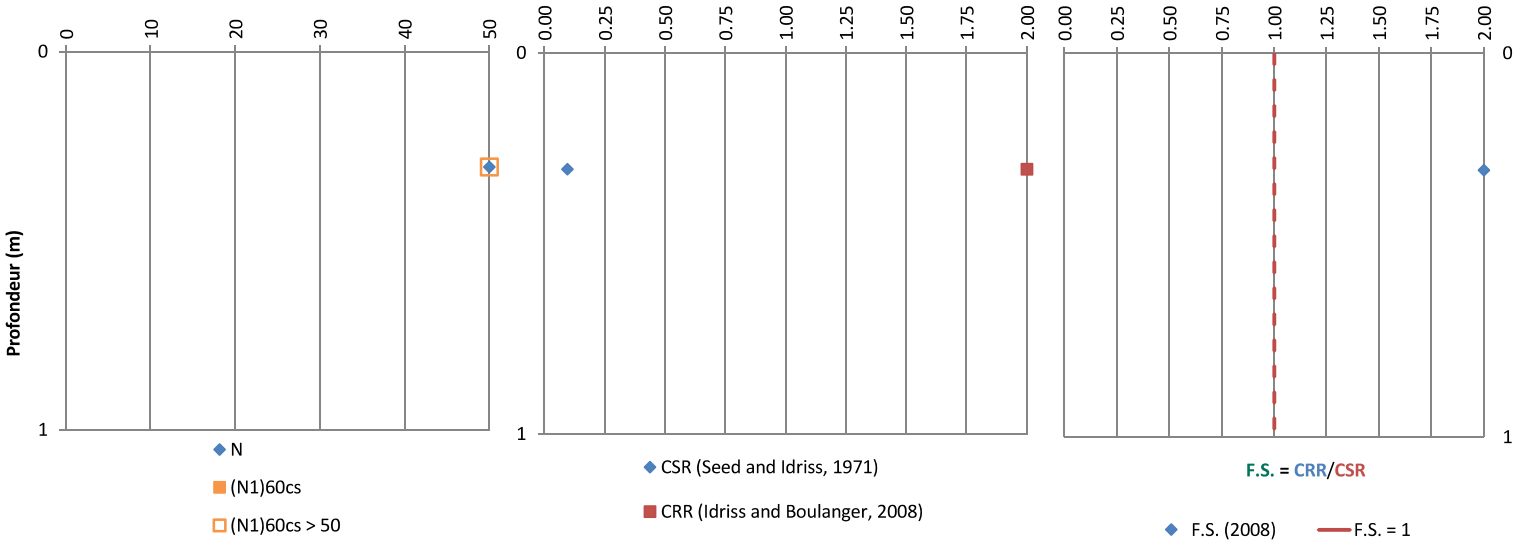
**Figure C-02**

## Évaluation simplifiée du potentiel de liquéfaction des sols granulaires - Opération

**Projet :** Analyses géotechniques pour la conception du parc à résidus en support à l'étude de faisabilité
**No de projet :** 2148985706-04

**Forage :** BH-22-12
**Site :** Projet Windfall
**Date du forage :** 2022-03-24

| Profondeur (m) | Type de sol | Pourcentage de fines (%) | N | $(N_1)_{60cs}$ | CSR | CRR (2008) | F.S. (2008) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 0.3 | Silt à sable moyen | 22 | 50 | 69 | 0.10 | 2.00 | 2.0 |




**Magnitude :** 6.55 **AMS (g) :** 0.067 **Niveau d'eau (m) :** 0

Figure C-03

## Évaluation simplifiée du potentiel de liquéfaction des sols granulaires - Opération

**Projet :** Analyses géotechniques pour la conception du parc à résidus en support à l'étude de faisabilité
**No de projet :** 2148985706-04

**Forage :** BH-22-13
**Site :** Projet Windfall
**Date du forage :** 2022-04-06

| Profondeur (m) | Type de sol | Pourcentage de fines (%) | N | $(N_1)_{60cs}$ | CSR | CRR (2008) | F.S. (2008) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 0.3 | Silt à sable moyen | 10 | 10 | 14 | 0.10 | 0.21 | 2.0 |
| 1.1 | Silt à sable moyen | 94 | 17 | 27 | 0.10 | 0.50 | 2.0 |
| 1.8 | Silt à sable moyen | 94 | 6 | 14 | 0.09 | 0.21 | 2.0 |
| 2.6 | Silt à sable moyen | 94 | 7 | 16 | 0.09 | 0.23 | 2.0 |
| 3.4 | Sable silteux avec un peu de gravier à cailloux et blocs | 10 | 15 | 23 | 0.09 | 0.35 | 2.0 |
| 4.3 | Sable silteux avec un peu de gravier à cailloux et blocs | 10 | 50 | 56 | 0.09 | 2.00 | 2.0 |
| 4.9 | Sable silteux avec un peu de gravier à cailloux et blocs | 10 | 15 | 22 | 0.09 | 0.32 | 2.0 |
| 5.6 | Sable silteux avec un peu de gravier à cailloux et blocs | 10 | 10 | 14 | 0.08 | 0.21 | 2.0 |
| 6.4 | Sable silteux avec un peu de gravier à cailloux et blocs | 10 | 8 | 11 | 0.08 | 0.17 | 2.0 |
| 7.2 | Sable silteux avec un peu de gravier à cailloux et blocs | 10 | 10 | 13 | 0.08 | 0.19 | 2.0 |
| 7.9 | Sable silteux avec un peu de gravier à cailloux et blocs | 10 | 12 | 14 | 0.08 | 0.20 | 2.0 |
| 8.7 | Sable silteux avec un peu de gravier à cailloux et blocs | 10 | 5 | 7 | 0.08 | 0.13 | 1.7 |
| 9.4 | Sable silteux avec un peu de gravier à cailloux et blocs | 10 | 8 | 10 | 0.07 | 0.15 | 2.0 |
| 10.2 | Sable silteux avec un peu de gravier à cailloux et blocs | 10 | 8 | 9 | 0.07 | 0.15 | 2.0 |
| 12.2 | Sable silteux avec un peu de gravier à cailloux et blocs | 10 | 17 | 17 | 0.07 | 0.22 | 2.0 |
| 13.4 | Sable silteux avec un peu de gravier à cailloux et blocs | 33 | 50 | 52 | 0.07 | 2.00 | 2.0 |
| 14.9 | Sable silteux graveleux plastique | 38 | 50 | #N/A | #N/A | #N/A | #N/A |
| 15.4 | Sable silteux graveleux plastique | 33 | 50 | #N/A | #N/A | #N/A | #N/A |
| 16.2 | Sable silteux graveleux plastique | 33 | 50 | #N/A | #N/A | #N/A | #N/A |

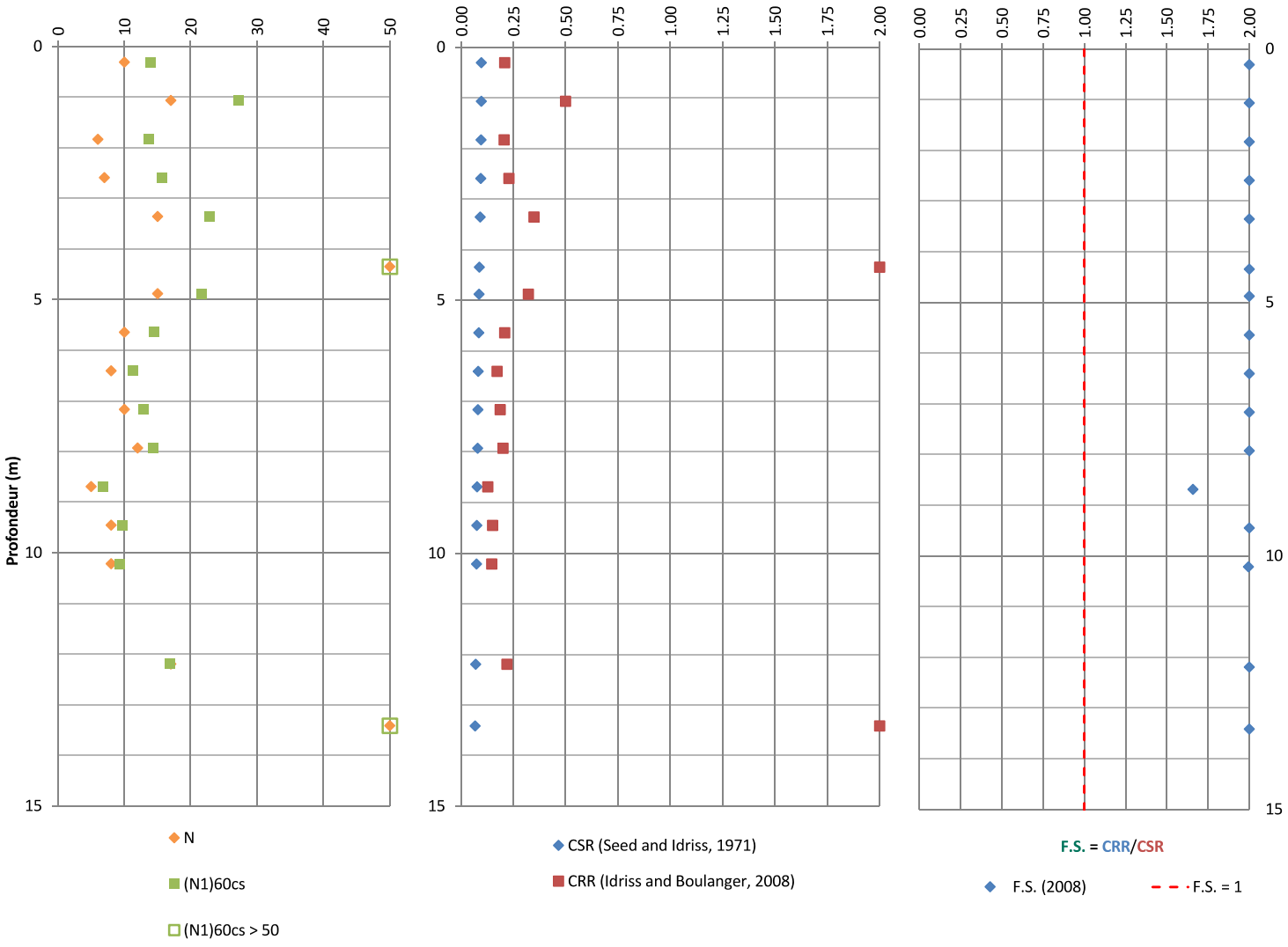
**Magnitude :** 6.55 **AMS (g) :** 0.067 **Niveau d'eau (m) :** 0

Figure C-04

## Évaluation simplifiée du potentiel de liquéfaction des sols granulaires - Opération

**Projet :** Analyses géotechniques pour la conception du parc à résidus en support à l'étude de faisabilité
**No de projet :** 2148985706-04

**Forage :** BH-22-13
**Site :** Projet Windfall
**Date du forage :** 2022-04-06




**Magnitude :** 6.55 **AMS (g) :** 0.067 **Niveau d'eau (m) :** 0

Figure C-05

## Évaluation simplifiée du potentiel de liquéfaction des sols granulaires - Opération

**Projet :** Analyses géotechniques pour la conception du parc à résidus en support à l'étude de faisabilité
**No de projet :** 2148985706-04
**Forage :** BH-22-14
**Site :** Projet Windfall
**Date du forage :** 2022-04-07

| Profondeur (m) | Type de sol | Pourcentage de fines (%) | N | $(N_1)_{60cs}$ | CSR | CRR (2008) | F.S. (2008) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 0.3 | Silt à sable moyen | 22 | 3 | 9 | 0.10 | 0.15 | 1.6 |
| 0.9 | Silt à sable moyen | 22 | 10 | 18 | 0.10 | 0.25 | 2.0 |
| 1.8 | Silt à sable moyen | 22 | 6 | 13 | 0.09 | 0.20 | 2.0 |
| 2.6 | Silt à sable moyen | 22 | 1 | 6 | 0.09 | 0.13 | 1.4 |
| 3.4 | Silt à sable moyen | 22 | 1 | 6 | 0.09 | 0.13 | 1.4 |
| 4.1 | Silt à sable moyen | 22 | 1 | 6 | 0.09 | 0.13 | 1.4 |
| 4.9 | Silt à sable moyen | 22 | 1 | 6 | 0.09 | 0.13 | 1.4 |
| 5.6 | Silt à sable moyen | 22 | 0 | 5 | 0.09 | 0.11 | 1.3 |
| 6.4 | Silt à sable moyen | 22 | 5 | 12 | 0.09 | 0.18 | 2.0 |
| 7.2 | Silt à sable moyen | 22 | 1 | 6 | 0.09 | 0.12 | 1.4 |
| 7.9 | Silt argileux à argile silteuse | 96 | 0 | 5 | 0.08 | 0.12 | 1.4 |
| 9.4 | Silt à sable moyen | 22 | 7 | 13 | 0.08 | 0.18 | 2.0 |
| 10.2 | Silt à sable moyen | 22 | 3 | 8 | 0.08 | 0.14 | 1.7 |
| 11.0 | Silt à sable moyen | 22 | 10 | 15 | 0.08 | 0.21 | 2.0 |
| 11.7 | Silt à sable moyen | 22 | 7 | 12 | 0.08 | 0.17 | 2.0 |
| 12.5 | Sable silteux avec un peu de gravier à cailloux et blocs | 24 | 8 | 13 | 0.07 | 0.18 | 2.0 |
| 13.3 | Sable silteux avec un peu de gravier à cailloux et blocs | 24 | 16 | 20 | 0.07 | 0.26 | 2.0 |
| 14.0 | Sable silteux avec un peu de gravier à cailloux et blocs | 24 | 18 | 21 | 0.07 | 0.28 | 2.0 |
| 14.8 | Sable silteux avec un peu de gravier à cailloux et blocs | 24 | 50 | 52 | 0.07 | 2.00 | 2.0 |
| 15.5 | Sable silteux avec un peu de gravier à cailloux et blocs | 24 | 29 | 31 | 0.07 | 0.64 | 2.0 |
| 16.3 | Sable silteux avec un peu de gravier à cailloux et blocs | 24 | 13 | 16 | 0.06 | 0.20 | 2.0 |
| 17.1 | Sable silteux avec un peu de gravier à cailloux et blocs | 24 | 9 | 12 | 0.06 | 0.16 | 2.0 |
| 17.8 | Sable silteux avec un peu de gravier à cailloux et blocs | 24 | 13 | 15 | 0.06 | 0.19 | 2.0 |
| 19.5 | Sable silteux avec un peu de gravier à cailloux et blocs | 24 | 26 | 25 | 0.06 | 0.35 | 2.0 |
| 21.0 | Sable silteux avec un peu de gravier à cailloux et blocs | 27 | 50 | 47 | 0.06 | 2.00 | 2.0 |
| 22.6 | Sable silteux avec un peu de gravier à cailloux et blocs | 24 | 113 | 98 | 0.05 | 2.00 | 2.0 |
| 24.1 | Sable silteux avec un peu de gravier à cailloux et blocs | 24 | 43 | 38 | 0.05 | 2.00 | 2.0 |
| 25.8 | Sable silteux avec un peu de gravier à cailloux et blocs | 24 | 102 | 86 | 0.05 | 1.90 | 2.0 |
| 27.1 | Sable silteux avec un peu de gravier à cailloux et blocs | 24 | 50 | 42 | 0.05 | 1.86 | 2.0 |

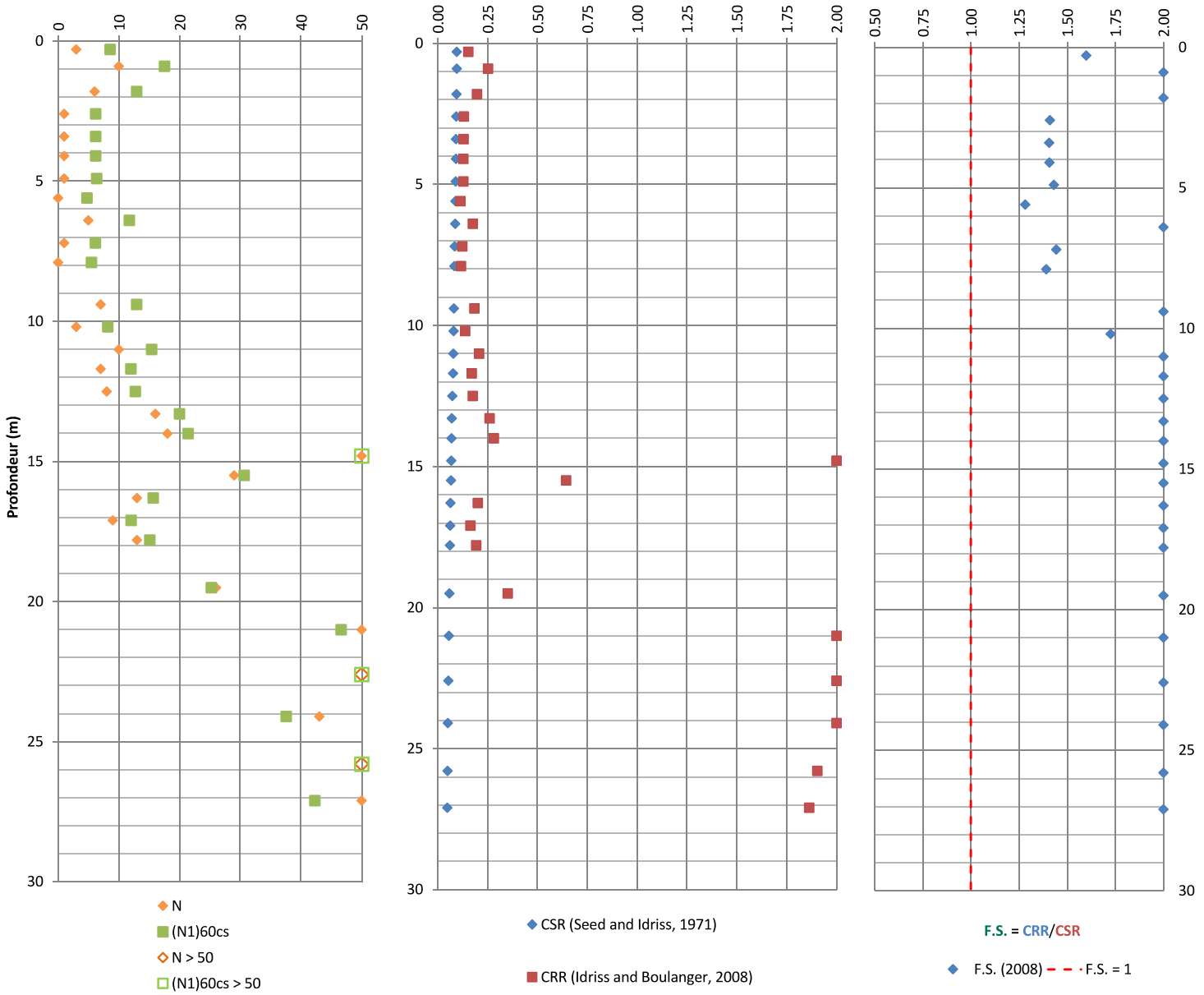
**Magnitude :** 6.55 **AMS (g) :** 0.067 **Niveau d'eau (m) :** 0

Figure C-06

## Évaluation simplifiée du potentiel de liquéfaction des sols granulaires - Opération

**Projet :** Analyses géotechniques pour la conception du parc à résidus en support à l'étude de faisabilité
**No de projet :** 2148985706-04

**Forage :** BH-22-14
**Site :** Projet Windfall
**Date du forage :** 2022-04-07




**Magnitude :** 6.55 **AMS (g) :** 0.067 **Niveau d'eau (m) :** 0

## Figure C-07

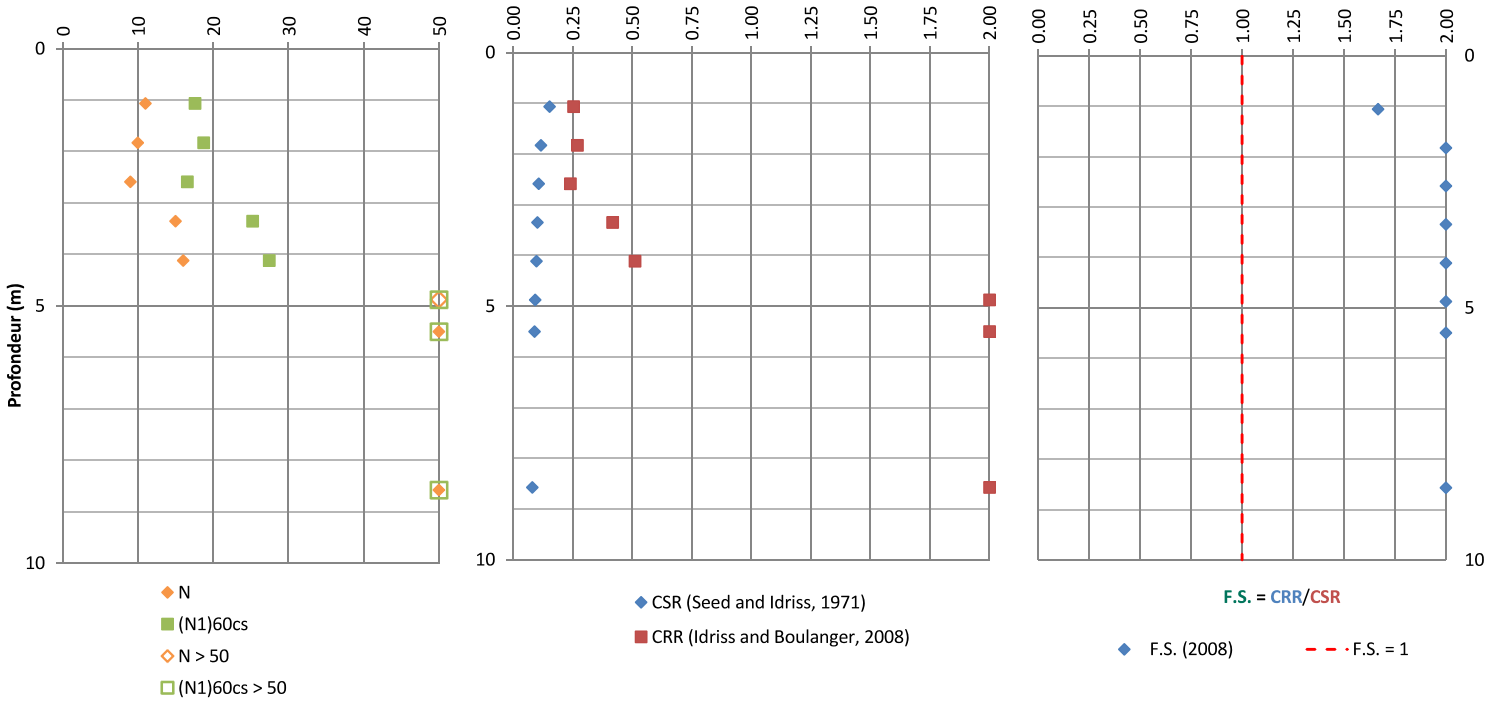
# Évaluation simplifiée du potentiel de liquéfaction des sols granulaires - Opération

**Projet :** Analyses géotechniques pour la conception du parc à résidus en support à l'étude de faisabilité
**No de projet :** 2148985706-04

**Forage :** BH-22-16
**Site :** Projet Windfall

**Date du forage :** 2022-03-23

| Profondeur (m) | Type de sol | Pourcentage de fines (%) | N | $(N_1)_{60cs}$ | CSR | CRR (2008) | F.S. (2008) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1.1 | Silt à sable moyen | 16 | 11 | 18 | 0.15 | 0.25 | 1.7 |
| 1.8 | Silt à sable moyen | 26 | 10 | 19 | 0.12 | 0.27 | 2.0 |
| 2.6 | Silt à sable moyen | 16 | 9 | 17 | 0.11 | 0.24 | 2.0 |
| 3.3 | Silt à sable moyen | 16 | 15 | 25 | 0.10 | 0.42 | 2.0 |
| 4.1 | Sable silteux avec un peu de gravier à cailloux et blocs | 22 | 16 | 27 | 0.10 | 0.51 | 2.0 |
| 4.9 | Sable silteux avec un peu de gravier à cailloux et blocs | 22 | 68 | 89 | 0.09 | 2.00 | 2.0 |
| 5.5 | Sable silteux avec un peu de gravier à cailloux et blocs | 22 | 50 | 64 | 0.09 | 2.00 | 2.0 |
| 8.6 | Sable silteux avec un peu de gravier à cailloux et blocs | 22 | 50 | 59 | 0.08 | 2.00 | 2.0 |




**Magnitude :** 6.55 **AMS (g) :** 0.067 **Niveau d'eau (m) :** 0

**Figure C-08**

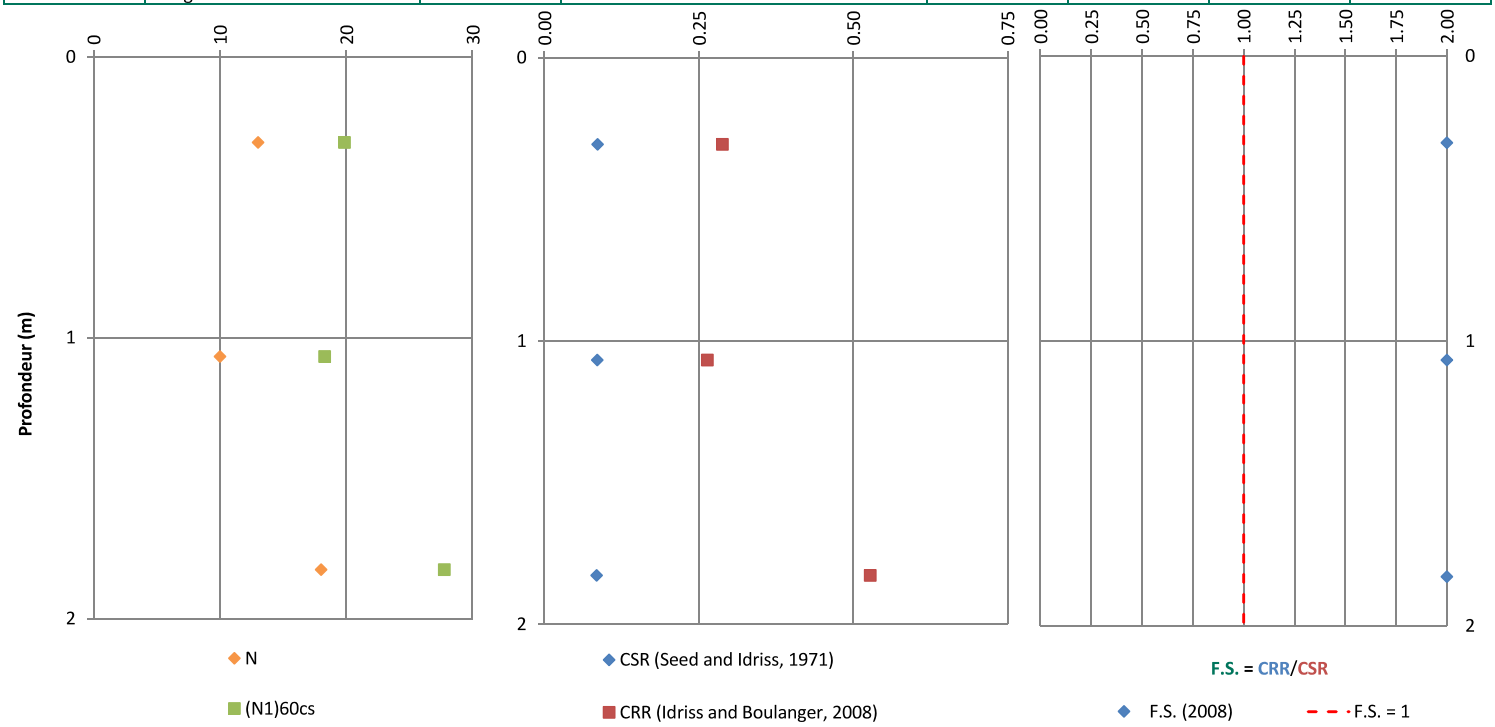
## Évaluation simplifiée du potentiel de liquéfaction des sols granulaires - Opération

**Projet :** Analyses géotechniques pour la conception du parc à résidus en support à l'étude de faisabilité
**No de projet :** 2148985706-04

**Forage :** BH-22-23
**Site :** Projet Windfall

**Date du forage :** 2022-04-05

| Profondeur (m) | Type de sol | Pourcentage de fines (%) | N | $(N_1)_{60cs}$ | CSR | CRR (2008) | F.S. (2008) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 0.3 | Sable silteux avec un peu de gravier à cailloux et blocs | 15 | 13 | 20 | 0.09 | 0.29 | 2.0 |
| 1.1 | Sable silteux avec un peu de gravier à cailloux et blocs | 36 | 10 | 18 | 0.09 | 0.26 | 2.0 |
| 1.8 | Sable silteux avec un peu de gravier à cailloux et blocs | 15 | 18 | 28 | 0.08 | 0.53 | 2.0 |




**Magnitude :** 6.55 **AMS (g) :** 0.067 **Niveau d'eau (m) :** 0

**Figure C-09**

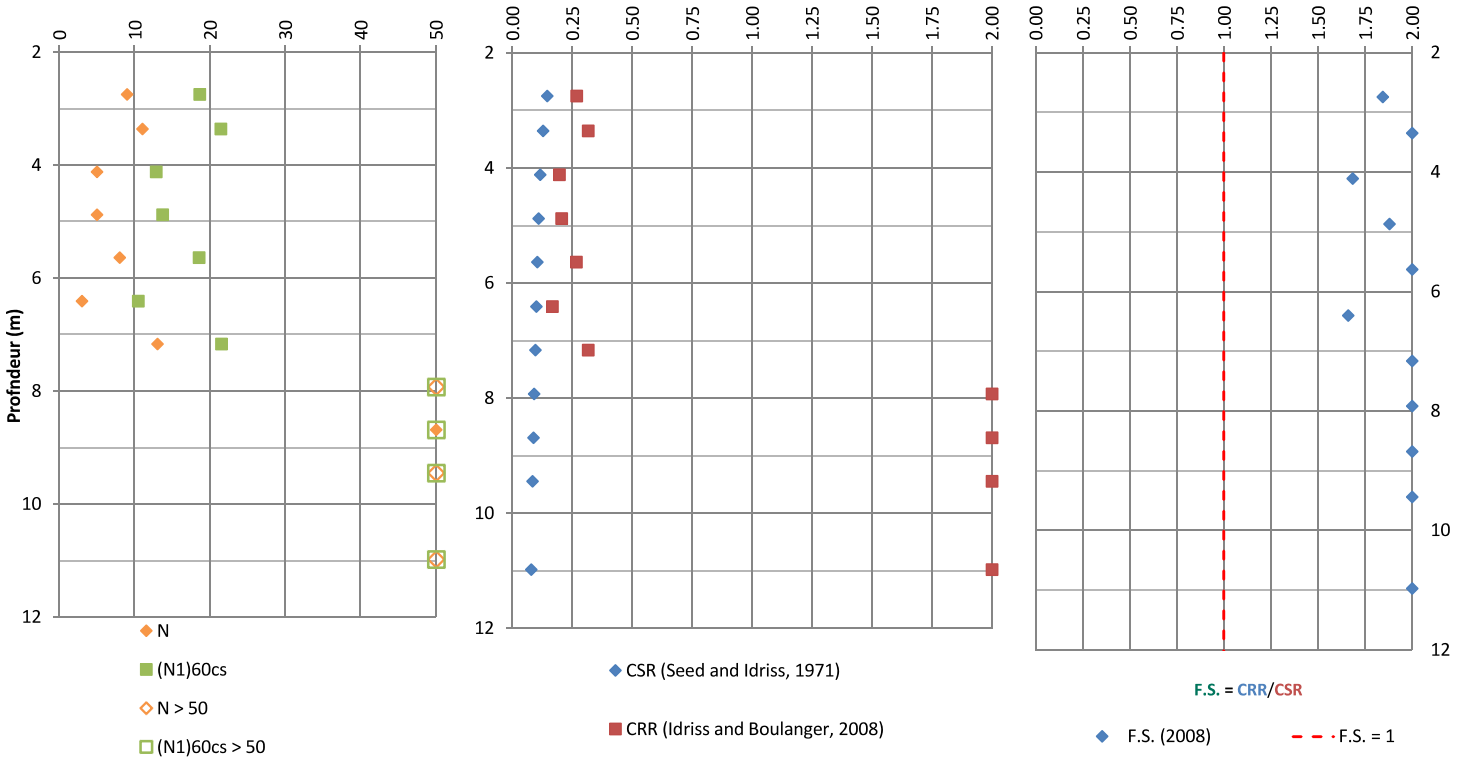
## Évaluation simplifiée du potentiel de liquéfaction des sols granulaires - Opération

**Projet :** Analyses géotechniques pour la conception du parc à résidus en support à l'étude de faisabilité
**No de projet :** 2148985706-04

**Forage :** BH-22-25
**Site :** Project Windfall

**Date du forage :** 2022-05-25

| Profondeur (m) | Type de sol | Pourcentage de fines (%) | N | $(N_1)_{60cs}$ | CSR | CRR (2008) | F.S. (2008) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 2.7 | Silt à sable moyen | 47 | 9 | 19 | 0.15 | 0.27 | 1.8 |
| 3.4 | Silt à sable moyen | 90 | 11 | 21 | 0.13 | 0.32 | 2.0 |
| 4.1 | Silt à sable moyen | 47 | 5 | 13 | 0.12 | 0.20 | 1.7 |
| 4.9 | Silt à sable moyen | 47 | 5 | 14 | 0.11 | 0.21 | 1.9 |
| 5.6 | Silt à sable moyen | 47 | 8 | 19 | 0.10 | 0.27 | 2.0 |
| 6.4 | Silt à sable moyen | 47 | 3 | 10 | 0.10 | 0.17 | 1.7 |
| 7.2 | Sable silteux avec un peu de gravier à cailloux et blocs | 18 | 13 | 22 | 0.10 | 0.32 | 2.0 |
| 7.9 | Sable silteux avec un peu de gravier à cailloux et blocs | 18 | 71 | 83 | 0.09 | 2.00 | 2.0 |
| 8.7 | Sable silteux avec un peu de gravier à cailloux et blocs | 18 | 50 | 61 | 0.09 | 2.00 | 2.0 |
| 9.4 | Sable silteux avec un peu de gravier à cailloux et blocs | 18 | 87 | 99 | 0.08 | 2.00 | 2.0 |
| 11.0 | Sable silteux avec un peu de gravier à cailloux et blocs | 18 | 104 | 112 | 0.08 | 2.00 | 2.0 |




**Magnitude :** 6.55 **AMS (g) :** 0.067 **Niveau d'eau (m) :** 0

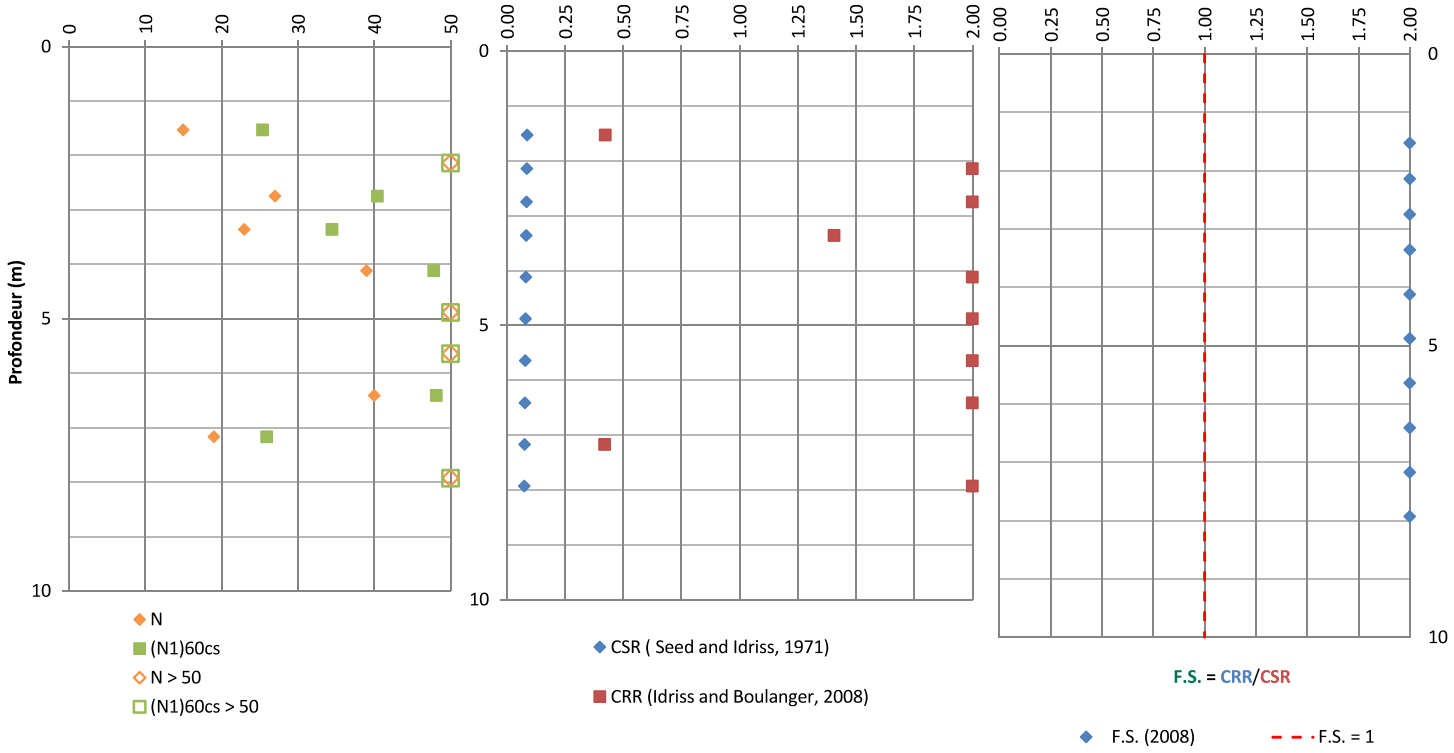
**Figure C-10**

## Évaluation simplifiée du potentiel de liquéfaction des sols granulaires - Opération

**Projet :** Analyses géotechniques pour la conception du parc à résidus en support à l'étude de faisabilité
**No de projet :** 2148985706-04

**Forage :** BH-22-26
**Site :** Windfall Project
**Date du forage :** 2022-05-24

| Profondeur (m) | Type de sol | Pourcentage de fines (%) | N | $(N_1)_{60cs}$ | CSR | CRR (2008) | F.S. (2008) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1.5 | Sable silteux avec un peu de gravier à cailloux et blocs | 24 | 15 | 25 | 0.09 | 0.42 | 2.0 |
| 2.1 | Sable silteux avec un peu de gravier à cailloux et blocs | 24 | 74 | 95 | 0.09 | 2.00 | 2.0 |
| 2.7 | Sable silteux avec un peu de gravier à cailloux et blocs | 24 | 27 | 40 | 0.09 | 2.00 | 2.0 |
| 3.4 | Sable silteux avec un peu de gravier à cailloux et blocs | 24 | 23 | 34 | 0.08 | 1.41 | 2.0 |
| 4.1 | Sable silteux avec un peu de gravier à cailloux et blocs | 24 | 39 | 48 | 0.08 | 2.00 | 2.0 |
| 4.9 | Sable silteux avec un peu de gravier à cailloux et blocs | 24 | 86 | 104 | 0.08 | 2.00 | 2.0 |
| 5.6 | Sable silteux avec un peu de gravier à cailloux et blocs | 24 | 89 | 104 | 0.08 | 2.00 | 2.0 |
| 6.4 | Sable silteux avec un peu de gravier à cailloux et blocs | 24 | 40 | 48 | 0.08 | 2.00 | 2.0 |
| 7.2 | Sable silteux avec un peu de gravier à cailloux et blocs | 24 | 19 | 26 | 0.08 | 0.42 | 2.0 |
| 7.9 | Sable silteux avec un peu de gravier à cailloux et blocs | 24 | 51 | 57 | 0.08 | 2.00 | 2.0 |




**Magnitude :** 6.55 **AMS (g) :** 0.067 **Niveau d'eau (m) :** 0

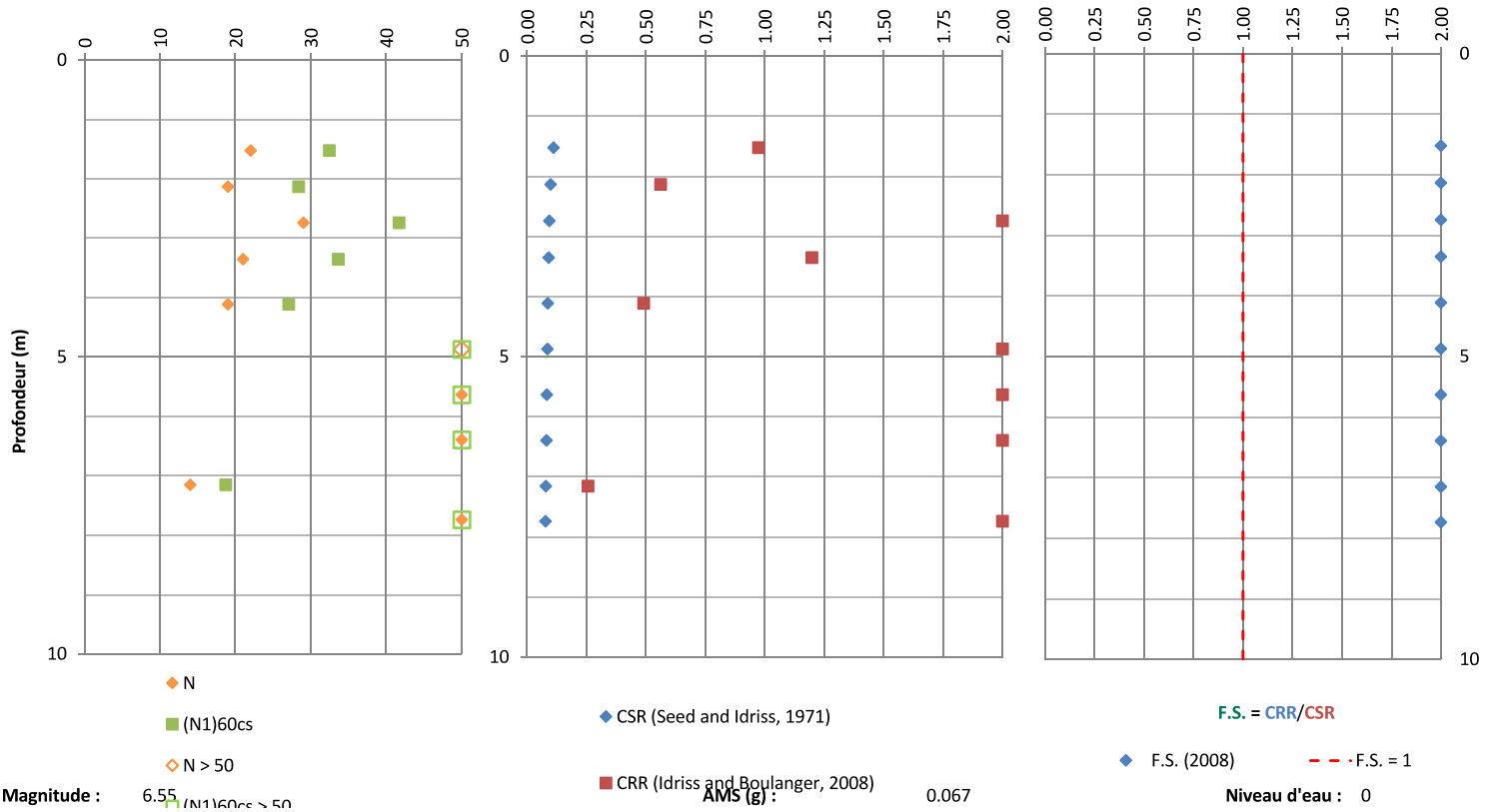
**Figure C-11**

## Évaluation simplifiée du potentiel de liquéfaction des sols granulaires - Opération

**Projet :** Analyses géotechniques pour la conception du parc à résidus en support à l'étude de faisabilité
**No de projet :** 2148985706-04

**Forage :** BH-22-27
**Site :** Projet Windfall
**Date du forage :** 2022-05-24

| Profondeur (m) | Type de sol | Pourcentage de fines (%) | N | $(N_1)_{60cs}$ | CSR | CRR (2008) | F.S. (2008) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1.5 | Sable silteux avec un peu de gravier à cailloux et blocs | 13 | 22 | 32 | 0.11 | 0.97 | 2.0 |
| 2.1 | Sable silteux avec un peu de gravier à cailloux et blocs | 13 | 19 | 28 | 0.10 | 0.56 | 2.0 |
| 2.7 | Sable silteux avec un peu de gravier à cailloux et blocs | 13 | 29 | 42 | 0.09 | 2.00 | 2.0 |
| 3.4 | Sable silteux avec un peu de gravier à cailloux et blocs | 23 | 21 | 34 | 0.09 | 1.20 | 2.0 |
| 4.1 | Sable silteux avec un peu de gravier à cailloux et blocs | 13 | 19 | 27 | 0.09 | 0.49 | 2.0 |
| 4.9 | Sable silteux avec un peu de gravier à cailloux et blocs | 13 | 78 | 95 | 0.09 | 2.00 | 2.0 |
| 5.6 | Sable silteux avec un peu de gravier à cailloux et blocs | 13 | 50 | 59 | 0.08 | 2.00 | 2.0 |
| 6.4 | Sable silteux avec un peu de gravier à cailloux et blocs | 13 | 50 | 57 | 0.08 | 2.00 | 2.0 |
| 7.2 | Sable silteux avec un peu de gravier à cailloux et blocs | 13 | 14 | 19 | 0.08 | 0.26 | 2.0 |
| 7.7 | Sable silteux avec un peu de gravier à cailloux et blocs | 13 | 50 | 54 | 0.08 | 2.00 | 2.0 |




**Magnitude :** 6.55
**AMS (g) :** 0.067
**Niveau d'eau :** 0

**Figure C-12**

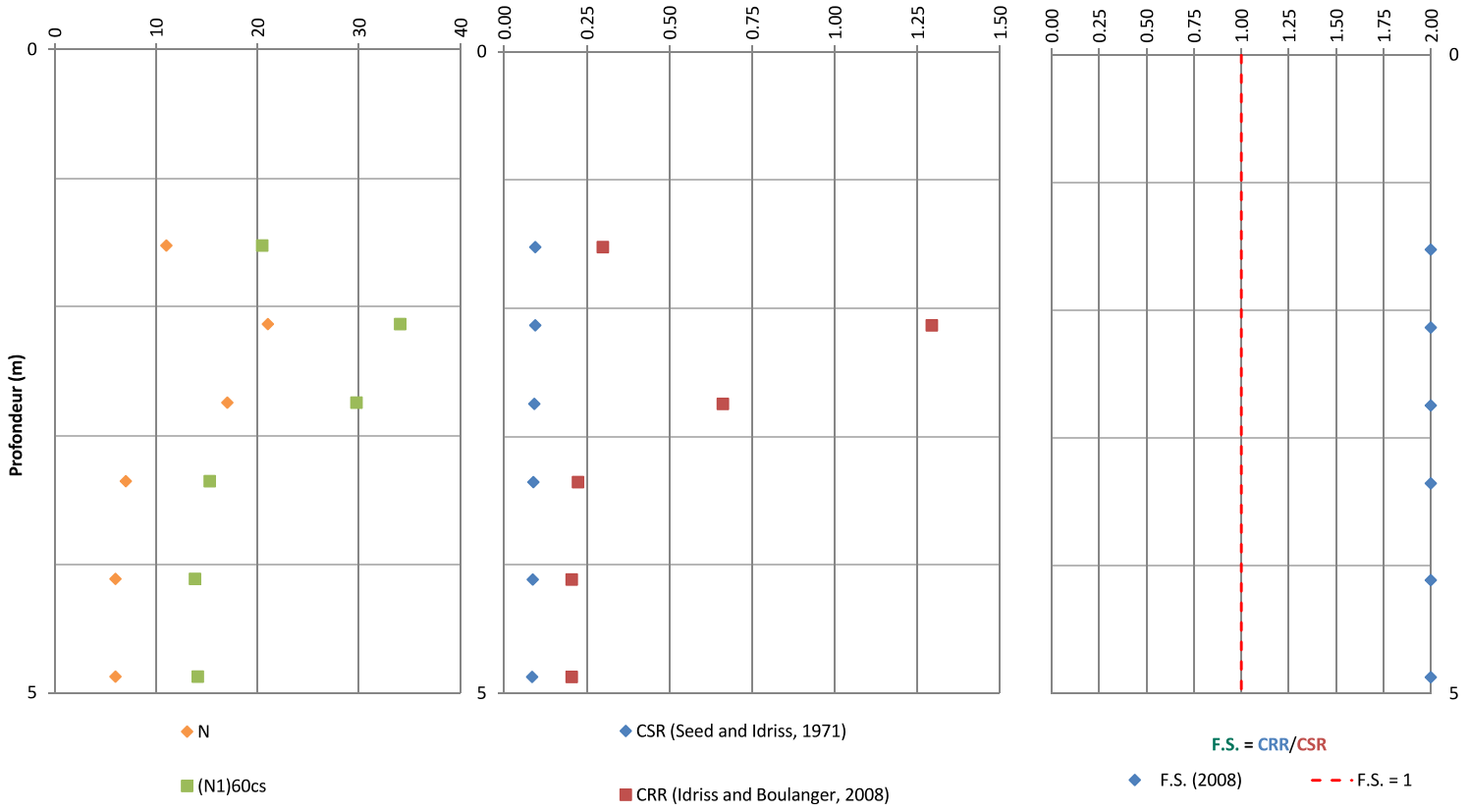
## Évaluation simplifiée du potentiel de liquéfaction des sols granulaires - Opération

**Projet :** Analyses géotechniques pour la conception du parc à résidus en support à l'étude de faisabilité
**No de projet :** 2148985706-04

**Forage :** BJ-F01-21
**Site :** Projet Windfall

**Date du forage :** 2021-08-08

| Profondeur (m) | Type de sol | Pourcentage de fines (%) | N | $(N_1)_{60cs}$ | CSR | CRR (2008) | F.S. (2008) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1.5 | Silt à sable moyen | 34 | 11 | 20 | 0.09 | 0.30 | 2.0 |
| 2.1 | Silt à sable moyen | 34 | 21 | 34 | 0.09 | 1.29 | 2.0 |
| 2.7 | Sable silteux avec un peu de gravier à cailloux et blocs | 26 | 17 | 30 | 0.09 | 0.66 | 2.0 |
| 3.4 | Sable silteux avec un peu de gravier à cailloux et blocs | 26 | 7 | 15 | 0.09 | 0.22 | 2.0 |
| 4.1 | Sable silteux avec un peu de gravier à cailloux et blocs | 26 | 6 | 14 | 0.09 | 0.20 | 2.0 |
| 4.9 | Sable silteux avec un peu de gravier à cailloux et blocs | 26 | 6 | 14 | 0.08 | 0.20 | 2.0 |




**Magnitude :** 6.55 **AMS (g) :** 0.067 **Niveau d'eau :** 0

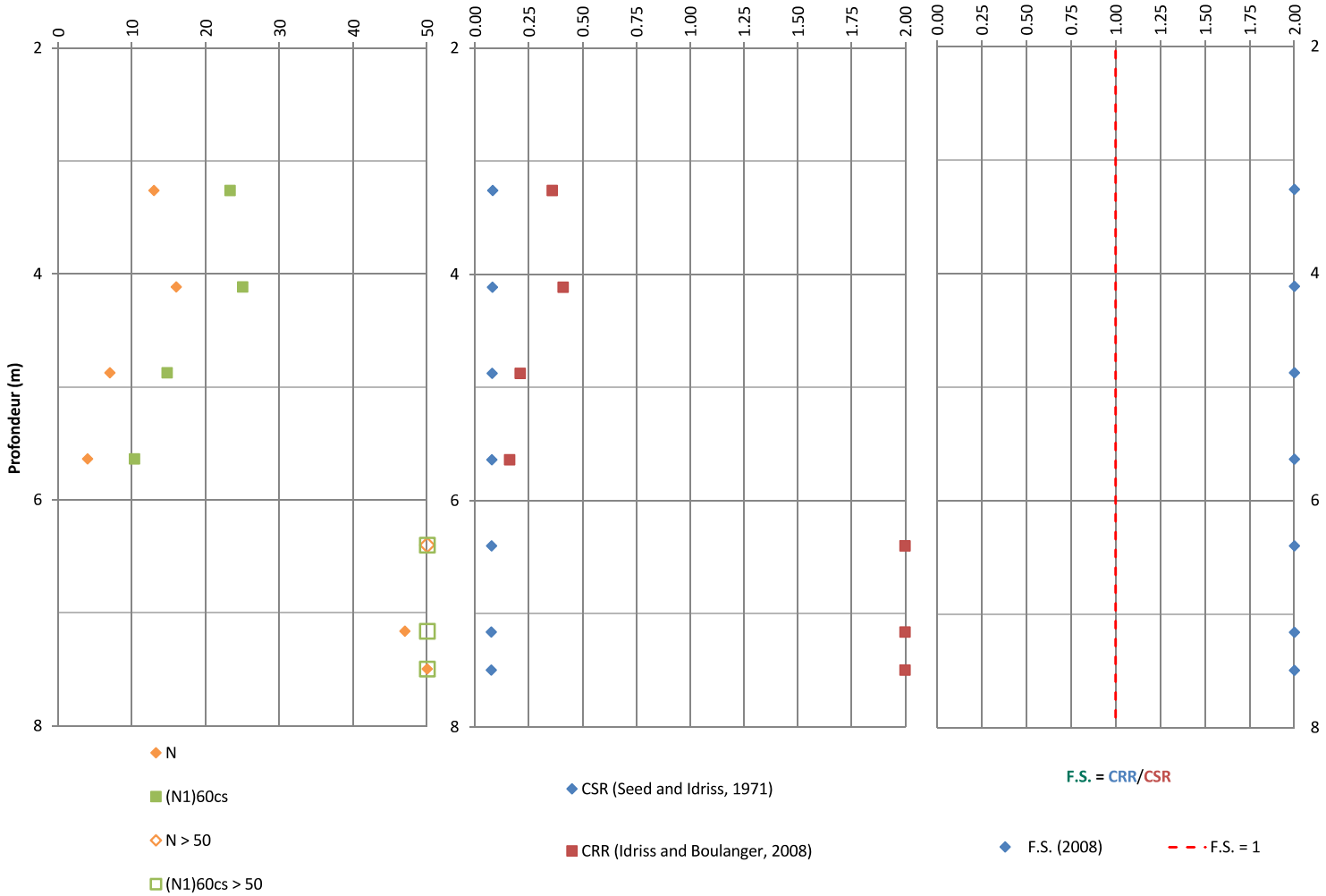
Figure C-13

## Évaluation simplifiée du potentiel de liquéfaction des sols granulaires - Opération

**Projet :** Analyses géotechniques pour la conception du parc à résidus en support à l'étude de faisabilité
**No de projet :** 2148985706-04

**Forage :** HMTN-F03-22
**Site :** Projet Windfall
**Date du forage :** 2022-03-21

| Profondeur (m) | Type de sol | Pourcentage de fines (%) | N | $(N_1)_{60cs}$ | CSR | CRR (2008) | F.S. (2008) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 3.3 | Sable silteux avec un peu de gravier à cailloux et blocs | 24 | 13 | 23 | 0.08 | 0.36 | 2.0 |
| 4.1 | Sable silteux avec un peu de gravier à cailloux et blocs | 24 | 16 | 25 | 0.08 | 0.41 | 2.0 |
| 4.9 | Sable silteux avec un peu de gravier à cailloux et blocs | 24 | 7 | 15 | 0.08 | 0.21 | 2.0 |
| 5.6 | Sable silteux avec un peu de gravier à cailloux et blocs | 24 | 4 | 10 | 0.08 | 0.16 | 2.0 |
| 6.4 | Sable silteux avec un peu de gravier à cailloux et blocs | 43 | 80 | 91 | 0.08 | 2.00 | 2.0 |
| 7.2 | Sable silteux avec un peu de gravier à cailloux et blocs | 24 | 47 | 54 | 0.08 | 2.00 | 2.0 |
| 7.5 | Sable silteux avec un peu de gravier à cailloux et blocs | 24 | 50 | 56 | 0.08 | 2.00 | 2.0 |




**Magnitude :** 6.55 **AMS (g) :** 0.067 **Niveau d'eau :** 0

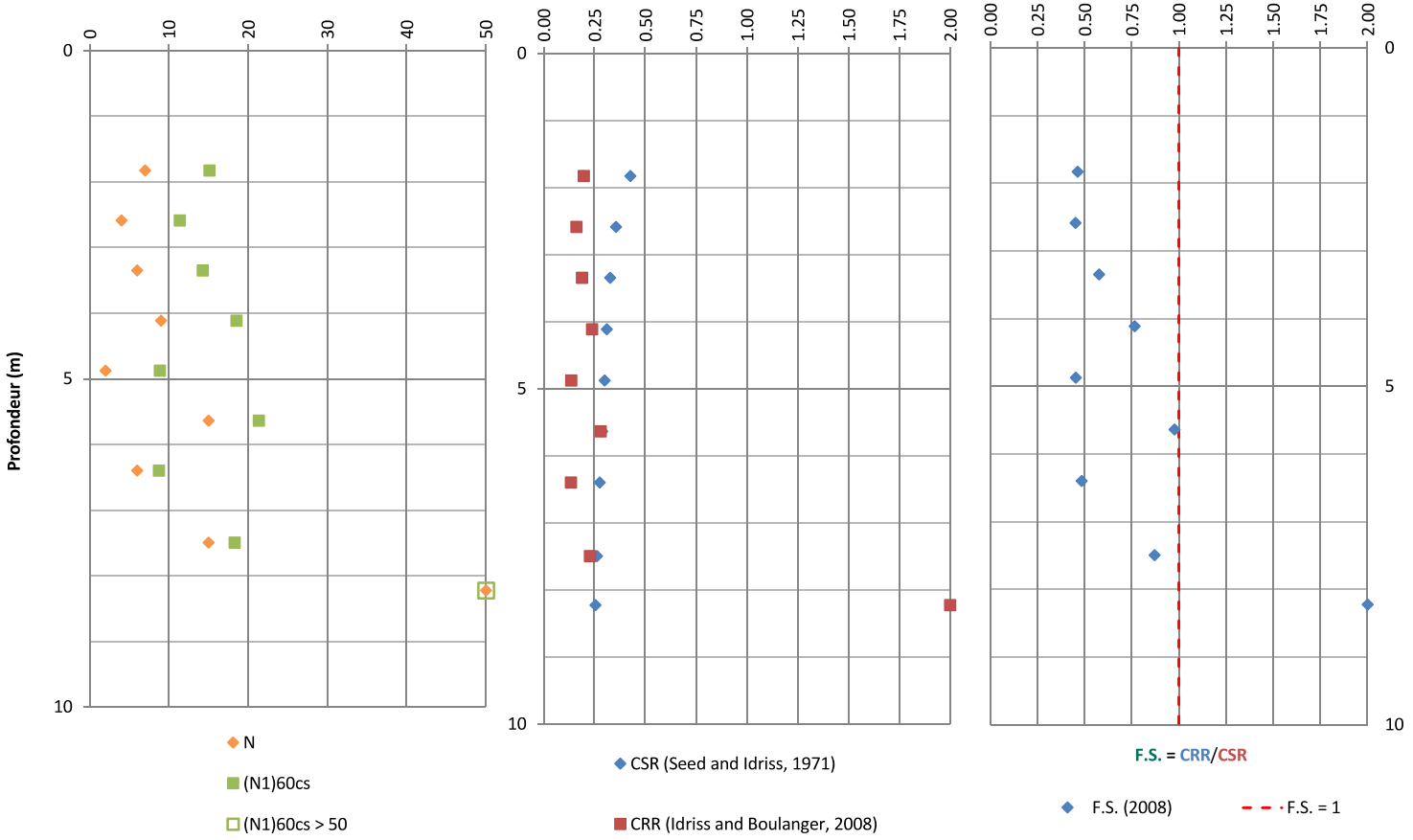
**Figure C-14**

## Évaluation simplifiée du potentiel de liquéfaction des sols granulaires - Post-restauration

**Projet :** Analyses géotechniques pour la conception du parc à résidus en support à l'étude de faisabilité
**No de projet :** 2148985706-04

**Forage :** BH-22-01
**Site :** Projet Windfall
**Date du forage :** 2022-02-03

| Profondeur (m) | Type de sol | Pourcentage de fines (%) | N | $(N_1)_{60cs}$ | CSR | CRR (2008) | F.S. (2008) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1.8 | Silt à sable moyen | 59 | 7 | 15 | 0.43 | 0.20 | 0.5 |
| 2.6 | Silt à sable moyen | 59 | 4 | 11 | 0.36 | 0.16 | 0.5 |
| 3.3 | Silt à sable moyen | 59 | 6 | 14 | 0.33 | 0.19 | 0.6 |
| 4.1 | Silt à sable moyen | 90 | 9 | 19 | 0.31 | 0.24 | 0.8 |
| 4.9 | Silt à sable moyen | 59 | 2 | 9 | 0.30 | 0.14 | 0.5 |
| 5.6 | Sable silteux avec un peu de gravier à cailloux et blocs | 5 | 15 | 21 | 0.29 | 0.28 | 1.0 |
| 6.4 | Sable silteux avec un peu de gravier à cailloux et blocs | 5 | 6 | 9 | 0.28 | 0.13 | 0.5 |
| 7.5 | Sable silteux avec un peu de gravier à cailloux et blocs | 5 | 15 | 18 | 0.26 | 0.23 | 0.9 |
| 8.2 | Sable silteux avec un peu de gravier à cailloux et blocs | 5 | 50 | 53 | 0.25 | 2.00 | 2.0 |




**Magnitude :** 7.00 **AMS (g) :** 0.196 **Niveau d'eau (m) :** 0

**Figure C-15**

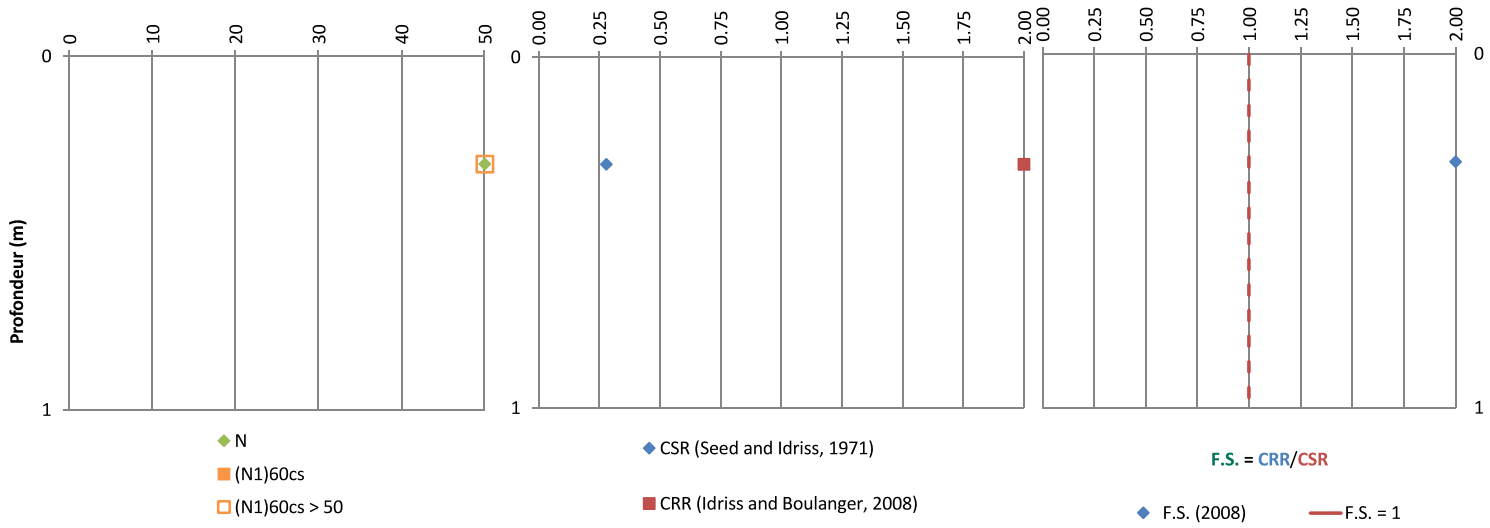
## Évaluation simplifiée du potentiel de liquéfaction des sols granulaires - Post-restauration

**Projet :** Analyses géotechniques pour la conception du parc à résidus en support à l'étude de faisabilité
**No de projet :** 2148985706-04

**Forage :** BH-22-12
**Site :** Projet Windfall

**Date du forage :** 2022-03-24

| Profondeur (m) | Type de sol | Pourcentage de fines (%) | N | $(N_1)_{60cs}$ | CSR | CRR (2008) | F.S. (2008) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 0.3 | Silt à sable moyen | 22 | 50 | 69 | 0.280 | 2.0 | 2.00 |



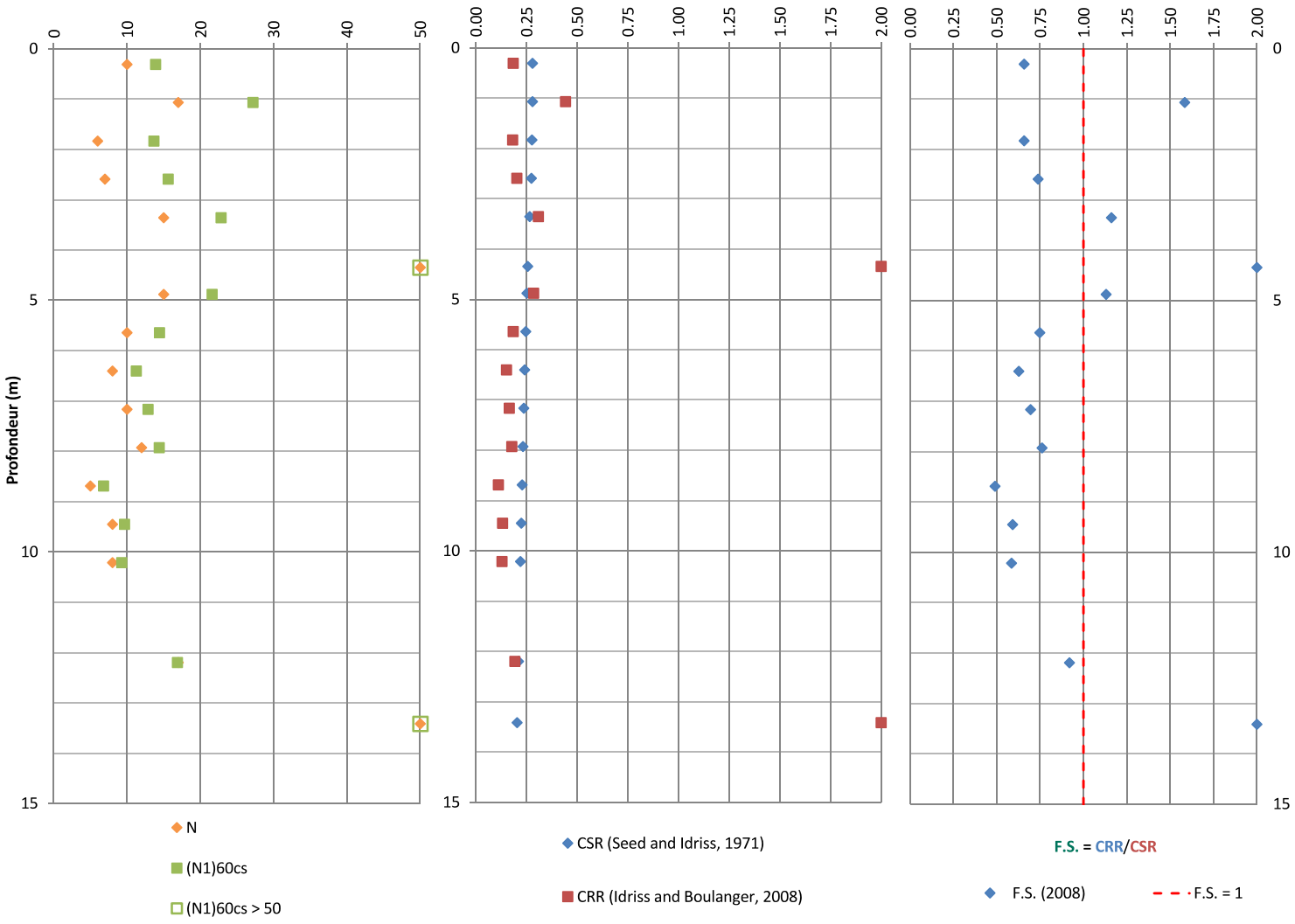

**Magnitude :** 7.00 **AMS (g) :** 0.196 **Niveau d'eau (m) :** 0

**Figure C-17**

## Évaluation simplifiée du potentiel de liquéfaction des sols granulaires - Post-restauration

**Projet :** Analyses géotechniques pour la conception du parc à résidus en support à l'étude de faisabilité
**No de projet :** 2148985706-04

**Forage :** BH-22-13
**Site :** Windfall Project
**Date du forage :** 2022-04-06




**Magnitude :** 7.00 **AMS (g) :** 0.196 **Niveau d'eau (m) :** 0

Figure C-16

## Évaluation simplifiée du potentiel de liquéfaction des sols granulaires - Post-restauration

**Projet :** Analyses géotechniques pour la conception du parc à résidus en support à l'étude de faisabilité
**No de projet :** 2148985706-04
**Forage :** BH-22-13
**Site :** Windfall Project
**Date du forage :** 2022-04-06

| Profondeur (m) | Type de sol | Pourcentage de fines (%) | N | $(N_1)_{60cs}$ | CSR | CRR (2008) | F.S. (2008) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 0.3 | Silt à sable moyen | 10 | 10 | 14 | 0.28 | 0.18 | 0.7 |
| 1.1 | Silt à sable moyen | 94 | 17 | 27 | 0.28 | 0.44 | 1.6 |
| 1.8 | Silt à sable moyen | 94 | 6 | 14 | 0.28 | 0.18 | 0.7 |
| 2.6 | Silt à sable moyen | 94 | 7 | 16 | 0.27 | 0.20 | 0.7 |
| 3.4 | Sable silteux avec un peu de gravier à cailloux et blocs | 10 | 15 | 23 | 0.27 | 0.31 | 1.2 |
| 4.3 | Sable silteux avec un peu de gravier à cailloux et blocs | 10 | 50 | 56 | 0.26 | 2.00 | 2.0 |
| 4.9 | Sable silteux avec un peu de gravier à cailloux et blocs | 10 | 15 | 22 | 0.25 | 0.29 | 1.1 |
| 5.6 | Sable silteux avec un peu de gravier à cailloux et blocs | 10 | 10 | 14 | 0.25 | 0.18 | 0.7 |
| 6.4 | Sable silteux avec un peu de gravier à cailloux et blocs | 10 | 8 | 11 | 0.24 | 0.15 | 0.6 |
| 7.2 | Sable silteux avec un peu de gravier à cailloux et blocs | 10 | 10 | 13 | 0.24 | 0.17 | 0.7 |
| 7.9 | Sable silteux avec un peu de gravier à cailloux et blocs | 10 | 12 | 14 | 0.23 | 0.18 | 0.8 |
| 8.7 | Sable silteux avec un peu de gravier à cailloux et blocs | 10 | 5 | 7 | 0.23 | 0.11 | 0.5 |
| 9.4 | Sable silteux avec un peu de gravier à cailloux et blocs | 10 | 8 | 10 | 0.23 | 0.13 | 0.6 |
| 10.2 | Sable silteux avec un peu de gravier à cailloux et blocs | 10 | 8 | 9 | 0.22 | 0.13 | 0.6 |
| 12.2 | Sable silteux avec un peu de gravier à cailloux et blocs | 10 | 17 | 17 | 0.21 | 0.19 | 0.9 |
| 13.4 | Sable silteux avec un peu de gravier à cailloux et blocs | 33 | 50 | 52 | 0.20 | 2.00 | 2.0 |
| 14.9 | Sable silteux graveleux plastique | 38 | 50 | #N/A | #N/A | #N/A | #N/A |
| 15.4 | Sable silteux graveleux plastique | 33 | 50 | #N/A | #N/A | #N/A | #N/A |
| 16.2 | Sable silteux graveleux plastique | 33 | 50 | #N/A | #N/A | #N/A | #N/A |

Figure C-18

## Évaluation simplifiée du potentiel de liquéfaction des sols granulaires - Post-restauration

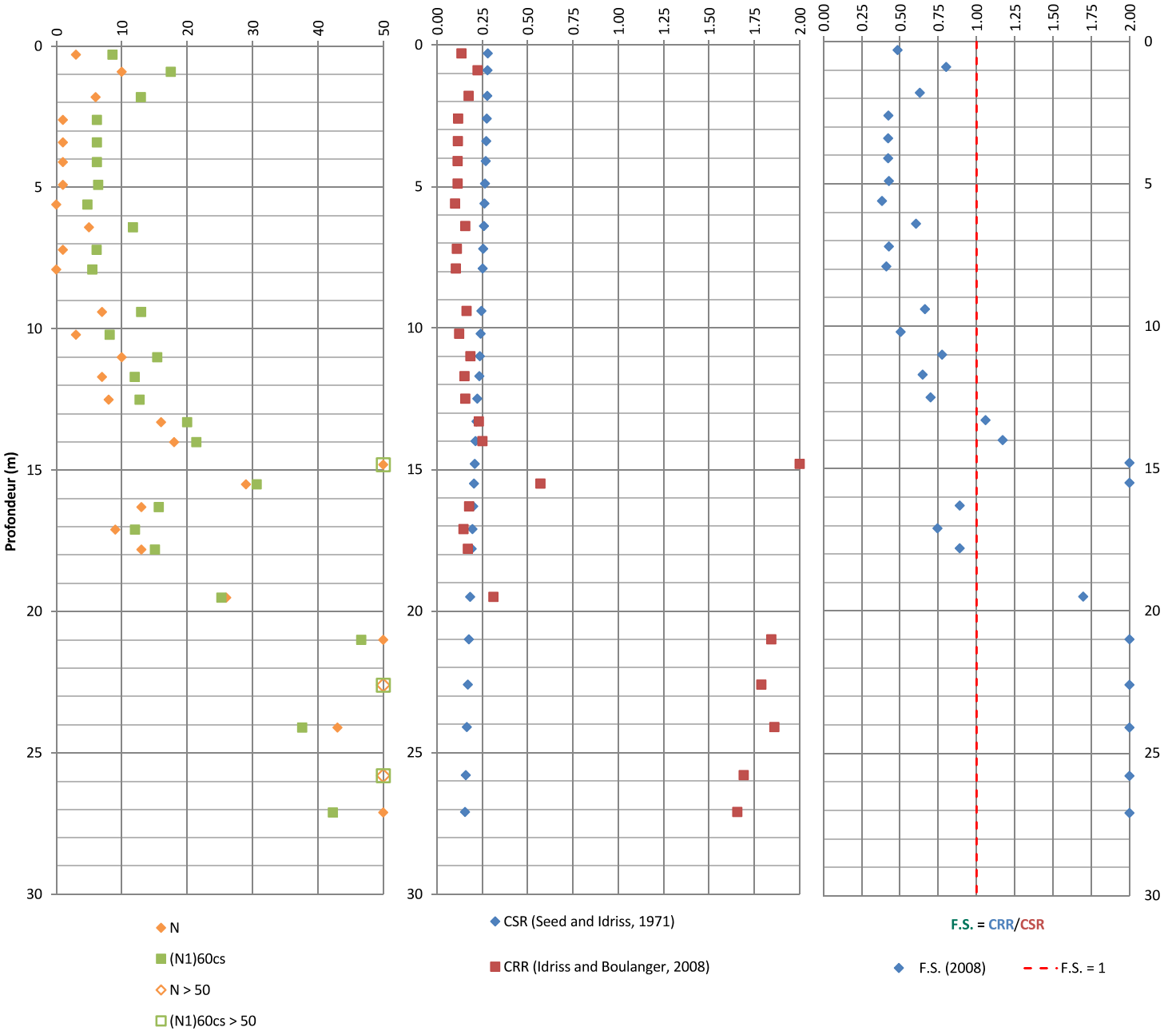
**Projet :** Analyses géotechniques pour la conception du parc à résidus en support à l'étude de faisabilité
**No de projet :** 2148985706-04
**Forage :** BH-22-14
**Site :** Projet Windfall
**Date du forage :** 2022-04-07

| Profondeur (m) | Type de sol | Pourcentage de fines (%) | N | $(N_1)_{60cs}$ | CSR | CRR (2008) | F.S. (2008) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 0.3 | Silt à sable moyen | 22 | 3 | 9 | 0.28 | 0.14 | 0.5 |
| 0.9 | Silt à sable moyen | 22 | 10 | 18 | 0.28 | 0.22 | 0.8 |
| 1.8 | Silt à sable moyen | 22 | 6 | 13 | 0.28 | 0.18 | 0.6 |
| 2.6 | Silt à sable moyen | 22 | 1 | 6 | 0.27 | 0.12 | 0.4 |
| 3.4 | Silt à sable moyen | 22 | 1 | 6 | 0.27 | 0.12 | 0.4 |
| 4.1 | Silt à sable moyen | 22 | 1 | 6 | 0.27 | 0.11 | 0.4 |
| 4.9 | Silt à sable moyen | 22 | 1 | 6 | 0.27 | 0.11 | 0.4 |
| 5.6 | Silt à sable moyen | 22 | 0 | 5 | 0.26 | 0.10 | 0.4 |
| 6.4 | Silt à sable moyen | 22 | 5 | 12 | 0.26 | 0.16 | 0.6 |
| 7.2 | Silt à sable moyen | 22 | 1 | 6 | 0.26 | 0.11 | 0.4 |
| 7.9 | Silt argileux à argile silteuse | 96 | 0 | 5 | 0.25 | 0.10 | 0.4 |
| 9.4 | Silt à sable moyen | 22 | 7 | 13 | 0.25 | 0.16 | 0.7 |
| 10.2 | Silt à sable moyen | 22 | 3 | 8 | 0.24 | 0.12 | 0.5 |
| 11.0 | Silt à sable moyen | 22 | 10 | 15 | 0.24 | 0.18 | 0.8 |
| 11.7 | Silt à sable moyen | 22 | 7 | 12 | 0.23 | 0.15 | 0.6 |
| 12.5 | Sable silteux avec un peu de gravier à cailloux et blocs | 24 | 8 | 13 | 0.22 | 0.16 | 0.7 |
| 13.3 | Sable silteux avec un peu de gravier à cailloux et blocs | 24 | 16 | 20 | 0.22 | 0.23 | 1.1 |
| 14.0 | Sable silteux avec un peu de gravier à cailloux et blocs | 24 | 18 | 21 | 0.21 | 0.25 | 1.2 |
| 14.8 | Sable silteux avec un peu de gravier à cailloux et blocs | 24 | 50 | 52 | 0.21 | 2.00 | 2.0 |
| 15.5 | Sable silteux avec un peu de gravier à cailloux et blocs | 24 | 29 | 31 | 0.20 | 0.57 | 2.0 |
| 16.3 | Sable silteux avec un peu de gravier à cailloux et blocs | 24 | 13 | 16 | 0.20 | 0.18 | 0.9 |
| 17.1 | Sable silteux avec un peu de gravier à cailloux et blocs | 24 | 9 | 12 | 0.20 | 0.15 | 0.7 |
| 17.8 | Sable silteux avec un peu de gravier à cailloux et blocs | 24 | 13 | 15 | 0.19 | 0.17 | 0.9 |
| 19.5 | Sable silteux avec un peu de gravier à cailloux et blocs | 24 | 26 | 25 | 0.18 | 0.31 | 1.7 |
| 21.0 | Sable silteux avec un peu de gravier à cailloux et blocs | 27 | 50 | 47 | 0.18 | 1.84 | 2.0 |
| 22.6 | Sable silteux avec un peu de gravier à cailloux et blocs | 24 | 113 | 98 | 0.17 | 1.79 | 2.0 |
| 24.1 | Sable silteux avec un peu de gravier à cailloux et blocs | 24 | 43 | 38 | 0.16 | 1.86 | 2.0 |
| 25.8 | Sable silteux avec un peu de gravier à cailloux et blocs | 24 | 102 | 86 | 0.16 | 1.69 | 2.0 |
| 27.1 | Sable silteux avec un peu de gravier à cailloux et blocs | 24 | 50 | 42 | 0.16 | 1.66 | 2.0 |

**Figure C-19**

## Évaluation simplifiée du potentiel de liquéfaction des sols granulaires - Post-restauration

| | | | |
|---|---|---|---|
| **Projet :** | Analyses géotechniques pour la conception du parc à résidus en support à l'étude de faisabilité | **Forage :** | BH-22-14 |
| **No de projet :** | 2148985706-04 | **Site :** | Projet Windfall |
| | | **Date du forage :** | 2022-04-07 |




| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| **Magnitude :** | 7.00 | **AMS (g) :** | 0.196 | **Niveau d'eau (m) :** | 0 |

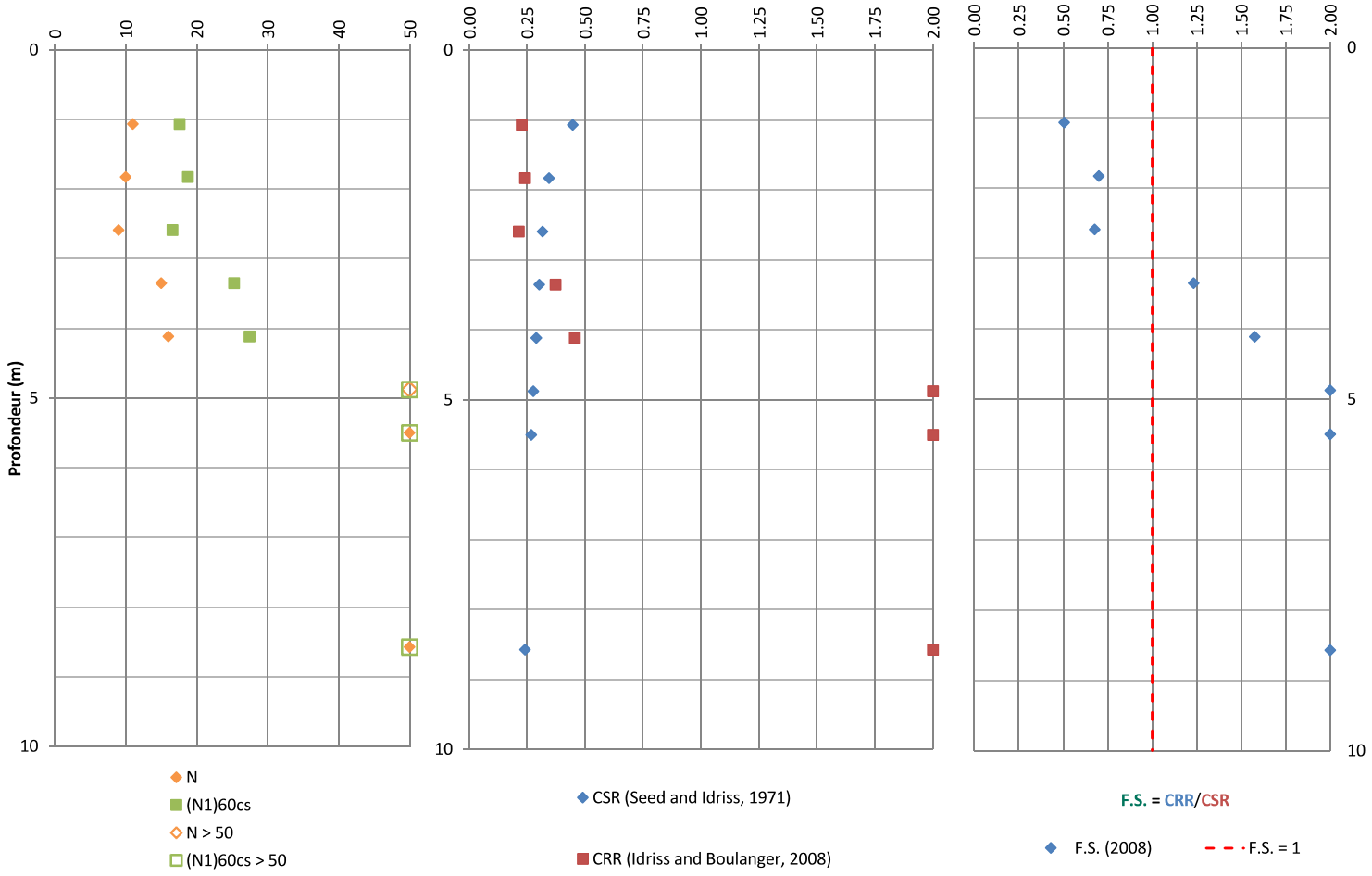
**Figure C-20**

## Évaluation simplifiée du potentiel de liquéfaction des sols granulaires - Post-restauration

**Projet :** Analyses géotechniques pour la conception du parc à résidus en support à l'étude de faisabilité
**No de projet :** 2148985706-04

**Forage :** BH-22-16
**Site :** Projet Windfall
**Date du forage :** 2022-03-23

| Profondeur (m) | Type de sol | Pourcentage de fines (%) | N | $(N_1)_{60cs}$ | CSR | CRR (2008) | F.S. (2008) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1.1 | Silt à sable moyen | 16 | 11 | 18 | 0.45 | 0.23 | 0.5 |
| 1.8 | Silt à sable moyen | 26 | 10 | 19 | 0.34 | 0.24 | 0.7 |
| 2.6 | Silt à sable moyen | 16 | 9 | 17 | 0.32 | 0.21 | 0.7 |
| 3.3 | Silt à sable moyen | 16 | 15 | 25 | 0.30 | 0.37 | 1.2 |
| 4.1 | Sable silteux avec un peu de gravier à cailloux et blocs | 22 | 16 | 27 | 0.29 | 0.45 | 1.6 |
| 4.9 | Sable silteux avec un peu de gravier à cailloux et blocs | 22 | 68 | 89 | 0.28 | 2.00 | 2.0 |
| 5.5 | Sable silteux avec un peu de gravier à cailloux et blocs | 22 | 50 | 64 | 0.27 | 2.00 | 2.0 |
| 8.6 | Sable silteux avec un peu de gravier à cailloux et blocs | 22 | 50 | 59 | 0.24 | 2.00 | 2.0 |




**Magnitude :** 7.00 **AMS (g) :** 0.196 **Niveau d'eau (m) :** 0

**Figure C-21**

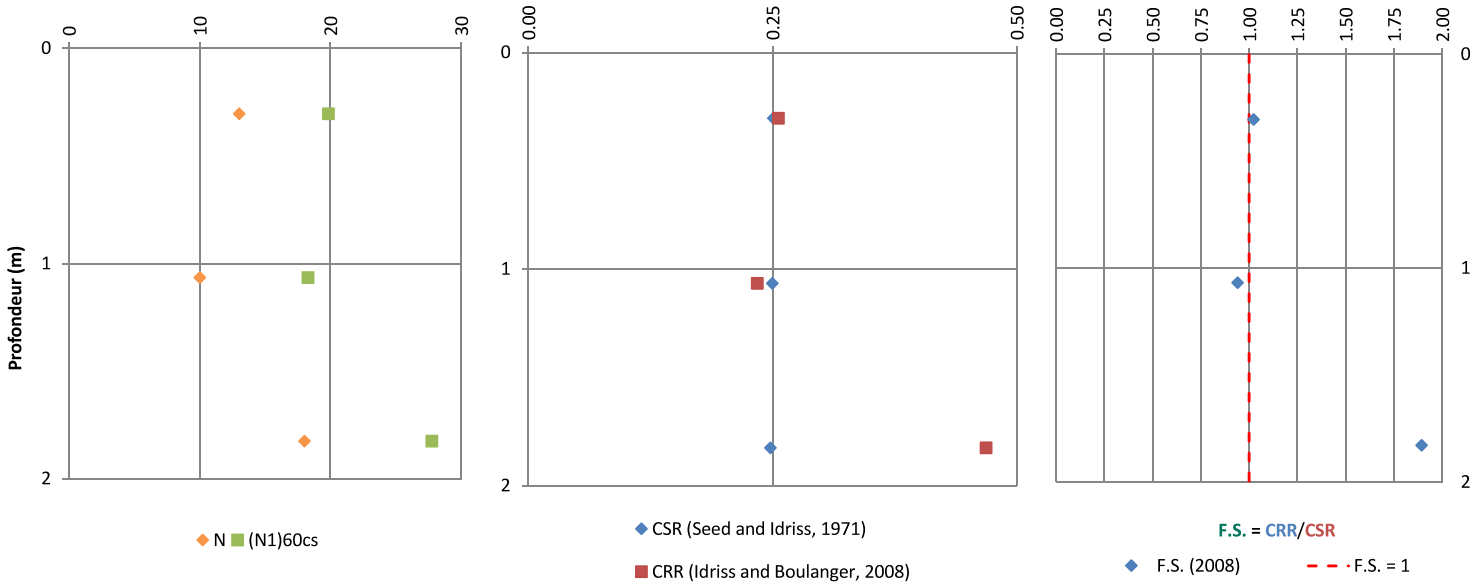
## Évaluation simplifiée du potentiel de liquéfaction des sols granulaires - Post-restauration

**Projet :** Analyses géotechniques pour la conception du parc à résidus en support à l'étude de faisabilité
**No de projet :** 2148985706-04

**Forage :** BH-22-23
**Site :** Projet Windfall

**Date du forage :** 2022-04-05

| Profondeur (m) | Type de sol | Pourcentage de fines (%) | N | $(N_1)_{60cs}$ | CSR | CRR (2008) | F.S. (2008) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 0.3 | Sable silteux avec un peu de gravier à cailloux et blocs | 15 | 13 | 20 | 0.250 | 0.3 | 1.02 |
| 1.1 | Sable silteux avec un peu de gravier à cailloux et blocs | 36 | 10 | 18 | 0.250 | 0.2 | 0.94 |
| 1.8 | Sable silteux avec un peu de gravier à cailloux et blocs | 15 | 18 | 28 | 0.248 | 0.5 | 1.89 |




**Magnitude :** 7.00 **AMS (g) :** 0.196 **Niveau d'eau (m) :** 0

Figure C-22

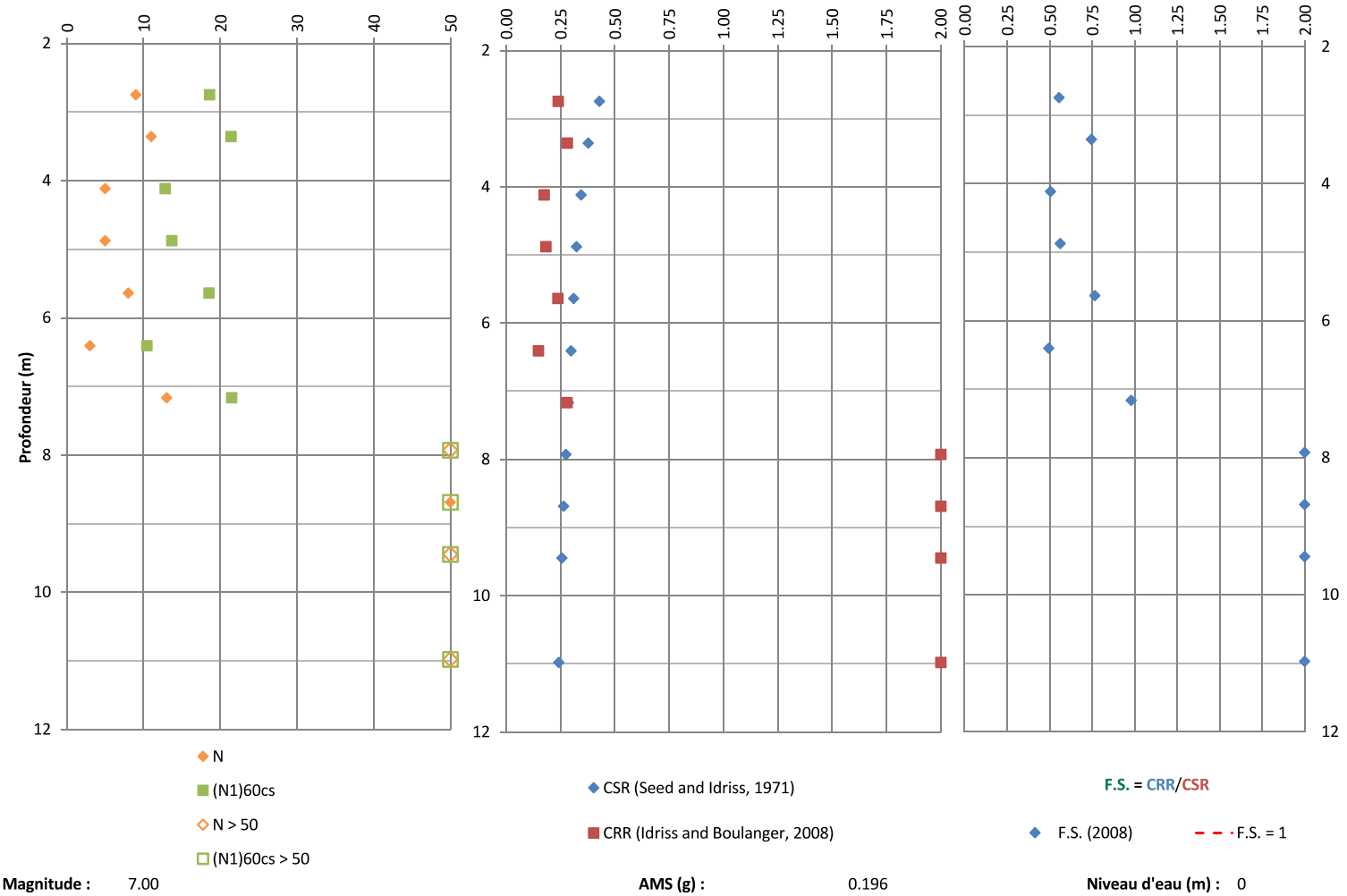
## Évaluation simplifiée du potentiel de liquéfaction des sols granulaires - Post-restauration

**Projet :** Analyses géotechniques pour la conception du parc à résidus en support à l'étude de faisabilité
**No de projet :** 2148985706-04

**Forage :** BH-22-25
**Site :** Windfall Project

**Date du forage :** 2022-05-25

| Profondeur (m) | Type de sol | Pourcentage de fines (%) | N | $(N_1)_{60cs}$ | CSR | CRR (2008) | F.S. (2008) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 2.7 | Silt à sable moyen | 47 | 9 | 19 | 0.43 | 0.24 | 0.6 |
| 3.4 | Silt à sable moyen | 90 | 11 | 21 | 0.38 | 0.28 | 0.7 |
| 4.1 | Silt à sable moyen | 47 | 5 | 13 | 0.34 | 0.17 | 0.5 |
| 4.9 | Silt à sable moyen | 47 | 5 | 14 | 0.32 | 0.18 | 0.6 |
| 5.6 | Silt à sable moyen | 47 | 8 | 19 | 0.31 | 0.24 | 0.8 |
| 6.4 | Silt à sable moyen | 47 | 3 | 10 | 0.30 | 0.15 | 0.5 |
| 7.2 | Sable silteux avec un peu de gravier à cailloux et blocs | 18 | 13 | 22 | 0.29 | 0.28 | 1.0 |
| 7.9 | Sable silteux avec un peu de gravier à cailloux et blocs | 18 | 71 | 83 | 0.27 | 2.00 | 2.0 |
| 8.7 | Sable silteux avec un peu de gravier à cailloux et blocs | 18 | 50 | 61 | 0.26 | 2.00 | 2.0 |
| 9.4 | Sable silteux avec un peu de gravier à cailloux et blocs | 18 | 87 | 99 | 0.26 | 2.00 | 2.0 |
| 11.0 | Sable silteux avec un peu de gravier à cailloux et blocs | 18 | 104 | 112 | 0.24 | 2.00 | 2.0 |




**Magnitude :** 7.00
**AMS (g) :** 0.196
**Niveau d'eau (m) :** 0

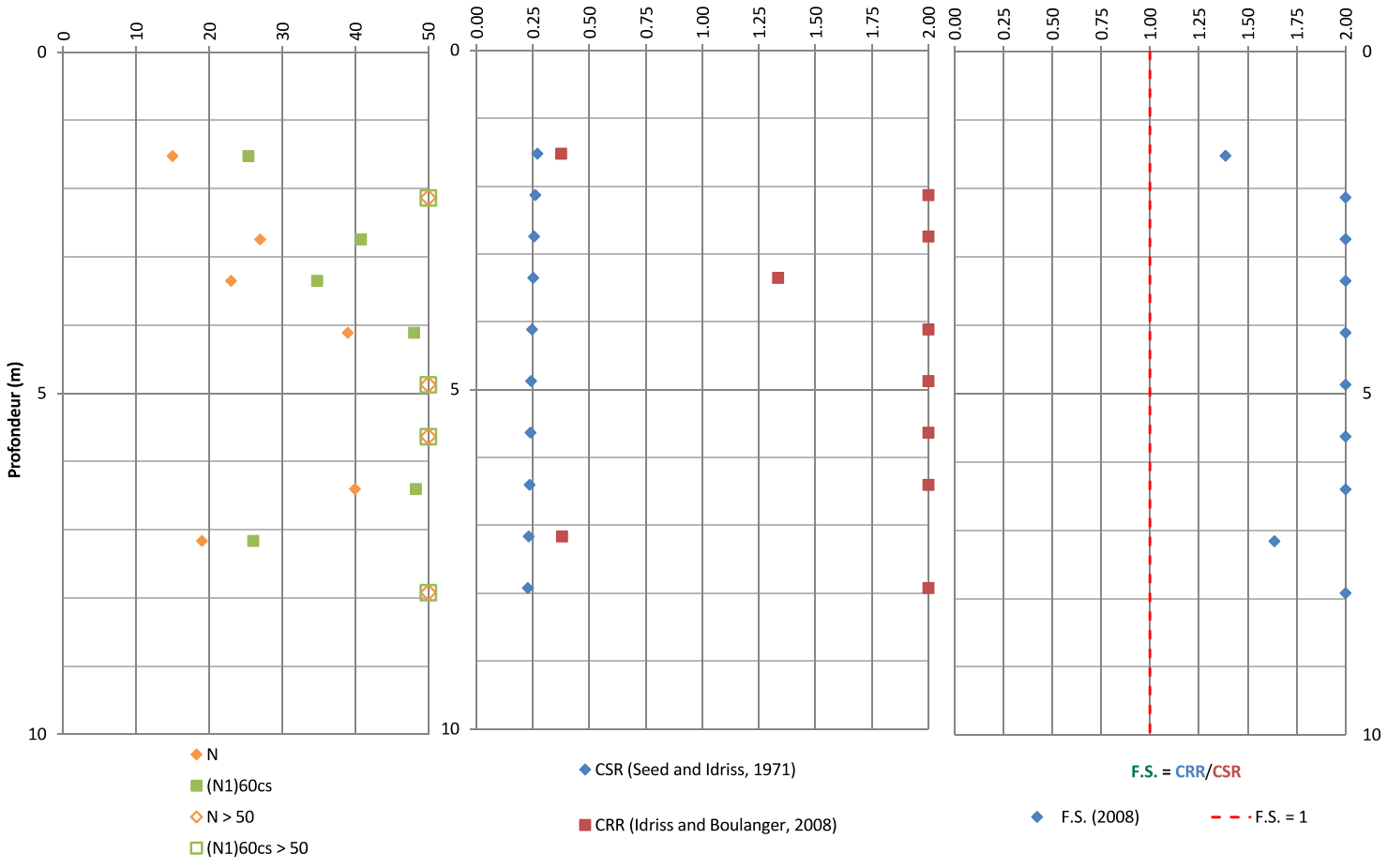
**Figure C-23**

## Évaluation simplifiée du potentiel de liquéfaction des sols granulaires - Post-restauration

**Projet :** Analyses géotechniques pour la conception du parc à résidus en support à l'étude de faisabilité
**No de projet :** 2148985706-04

**Forage :** BH-22-26
**Site :** Windfall Project
**Date du forage :** 2022-05-24

| Profondeur (m) | Type de sol | Pourcentage de fines (%) | N | $(N_1)_{60cs}$ | CSR | CRR (2008) | F.S. (2008) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1.5 | Sable silteux avec un peu de gravier à cailloux et blocs | 24 | 15 | 25 | 0.271 | 0.4 | 1.39 |
| 2.1 | Sable silteux avec un peu de gravier à cailloux et blocs | 24 | 74 | 96 | 0.262 | 2.0 | 2.00 |
| 2.7 | Sable silteux avec un peu de gravier à cailloux et blocs | 24 | 27 | 41 | 0.256 | 2.0 | 2.00 |
| 3.4 | Sable silteux avec un peu de gravier à cailloux et blocs | 24 | 23 | 35 | 0.252 | 1.3 | 2.00 |
| 4.1 | Sable silteux avec un peu de gravier à cailloux et blocs | 24 | 39 | 48 | 0.248 | 2.0 | 2.00 |
| 4.9 | Sable silteux avec un peu de gravier à cailloux et blocs | 24 | 86 | 105 | 0.243 | 2.0 | 2.00 |
| 5.6 | Sable silteux avec un peu de gravier à cailloux et blocs | 24 | 89 | 104 | 0.240 | 2.0 | 2.00 |
| 6.4 | Sable silteux avec un peu de gravier à cailloux et blocs | 24 | 40 | 48 | 0.236 | 2.0 | 2.00 |
| 7.2 | Sable silteux avec un peu de gravier à cailloux et blocs | 24 | 19 | 26 | 0.232 | 0.4 | 1.64 |
| 7.9 | Sable silteux avec un peu de gravier à cailloux et blocs | 24 | 51 | 57 | 0.229 | 2.0 | 2.00 |




**Magnitude :** 7.00 **AMS (g) :** 0.196 **Niveau d'eau (m) :** 0

**Figure C-24**

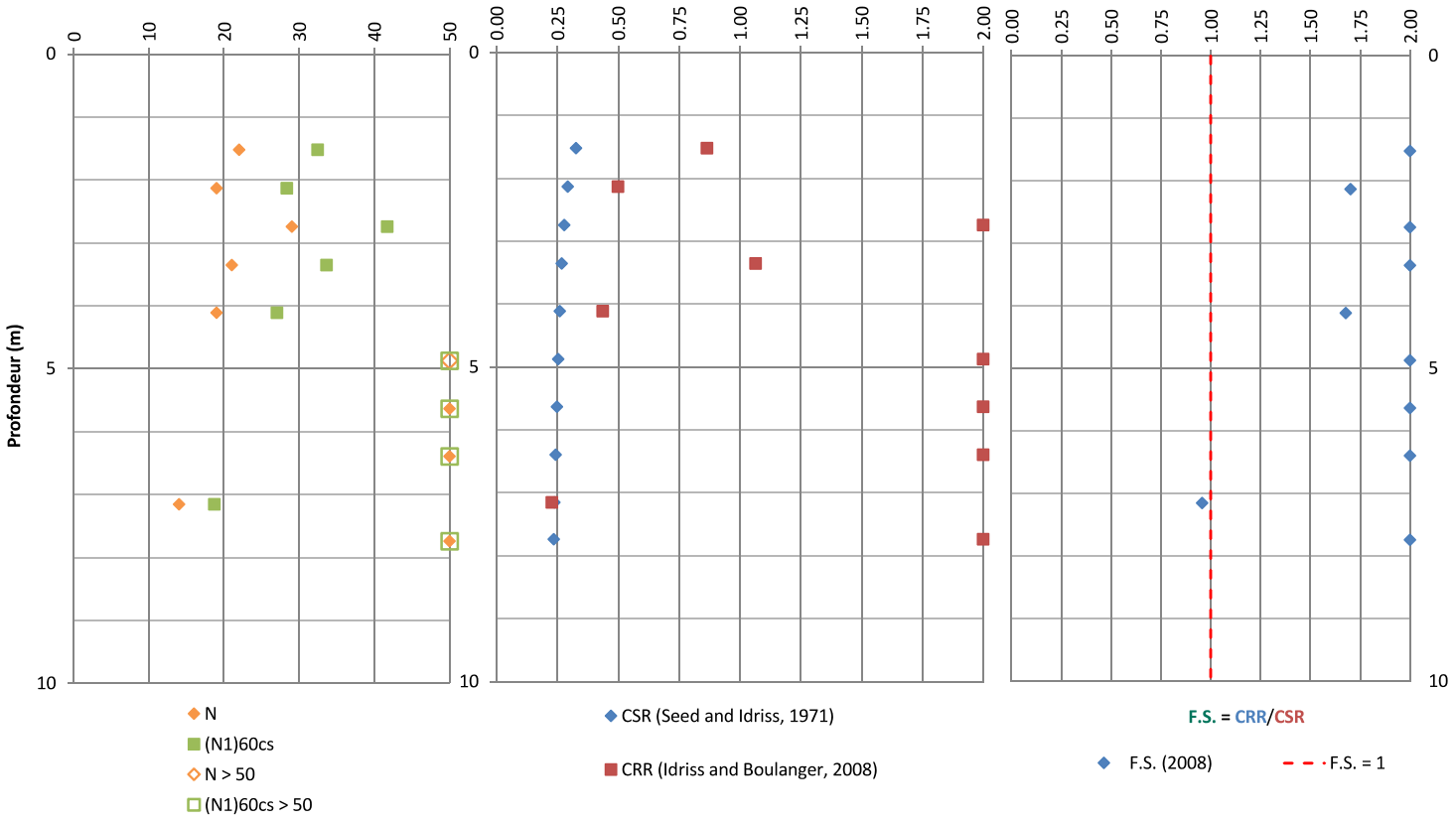
## Évaluation simplifiée du potentiel de liquéfaction des sols granulaires - Post-restauration

**Projet :** Analyses géotechniques pour la conception du parc à résidus en support à l'étude de faisabilité
**No de projet :** 2148985706-04

**Forage :** BH-22-27
**Site :** Windfall Project

**Date du forage :** 2022-05-24

| Profondeur (m) | Type de sol | Pourcentage de fines (%) | N | $(N_1)_{60cs}$ | CSR | CRR (2008) | F.S. (2008) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1.5 | Sable silteux avec un peu de gravier à cailloux et blocs | 13 | 22 | 32 | 0.327 | 0.9 | 2.00 |
| 2.1 | Sable silteux avec un peu de gravier à cailloux et blocs | 13 | 19 | 28 | 0.294 | 0.5 | 1.70 |
| 2.7 | Sable silteux avec un peu de gravier à cailloux et blocs | 13 | 29 | 42 | 0.278 | 2.0 | 2.00 |
| 3.4 | Sable silteux avec un peu de gravier à cailloux et blocs | 23 | 21 | 34 | 0.269 | 1.1 | 2.00 |
| 4.1 | Sable silteux avec un peu de gravier à cailloux et blocs | 13 | 19 | 27 | 0.260 | 0.4 | 1.68 |
| 4.9 | Sable silteux avec un peu de gravier à cailloux et blocs | 13 | 78 | 95 | 0.254 | 2.0 | 2.00 |
| 5.6 | Sable silteux avec un peu de gravier à cailloux et blocs | 13 | 50 | 59 | 0.248 | 2.0 | 2.00 |
| 6.4 | Sable silteux avec un peu de gravier à cailloux et blocs | 13 | 50 | 57 | 0.243 | 2.0 | 2.00 |
| 7.2 | Sable silteux avec un peu de gravier à cailloux et blocs | 13 | 14 | 19 | 0.239 | 0.2 | 0.96 |
| 7.7 | Sable silteux avec un peu de gravier à cailloux et blocs | 13 | 50 | 54 | 0.235 | 2.0 | 2.00 |




**Magnitude :** 7.00 **AMS (g) :** 0.196 **Niveau d'eau (m) :** 0

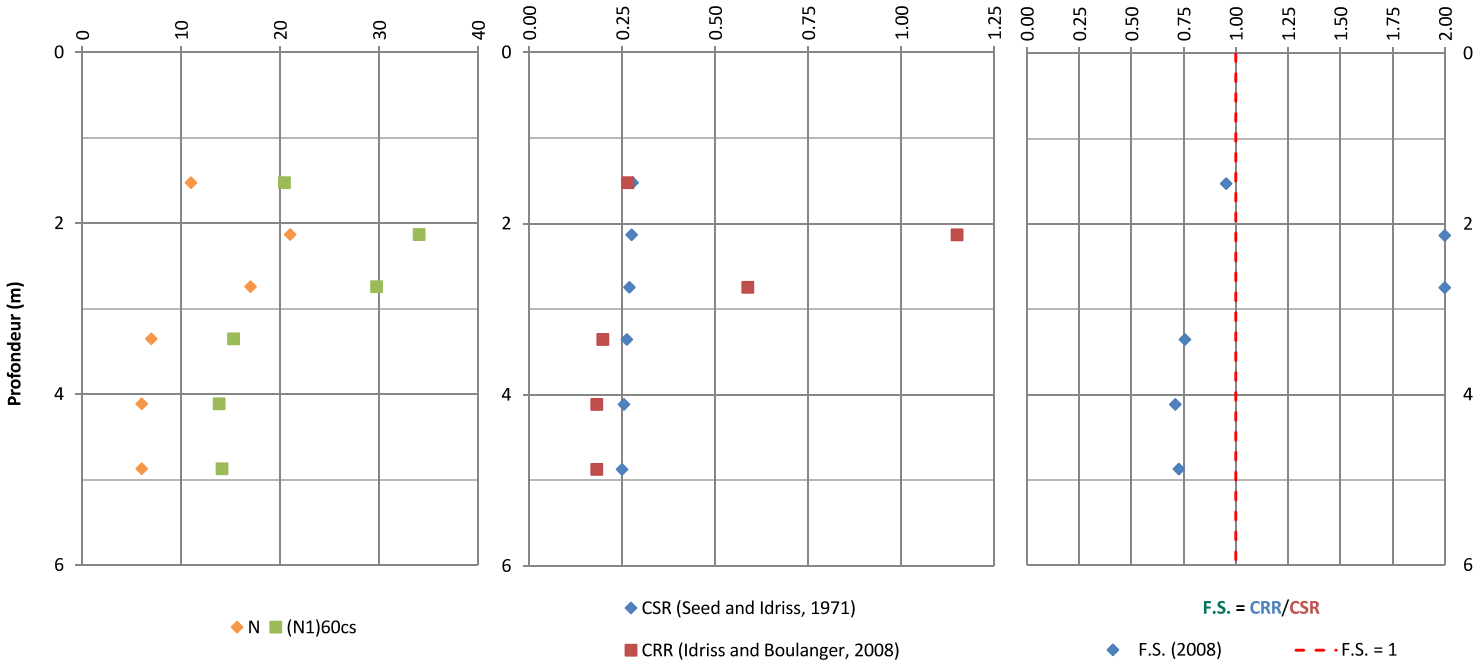
**Figure C-25**

## Évaluation simplifiée du potentiel de liquéfaction des sols granulaires - Post-restauration

**Projet :** Analyses géotechniques pour la conception du parc à résidus en support à l'étude de faisabilité
**No de projet :** 2148985706-04

**Forage :** BJ-F01-21
**Site :** Windfall Project
**Date du forage :** 2021-08-08

| Profondeur (m) | Type de sol | Pourcentage de fines (%) | N | $(N_1)_{60cs}$ | CSR | CRR (2008) | F.S. (2008) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1.5 | Silt à sable moyen | 34 | 11 | 20 | 0.278 | 0.3 | 0.95 |
| 2.1 | Silt à sable moyen | 34 | 21 | 34 | 0.276 | 1.2 | 2.00 |
| 2.7 | Sable silteux avec un peu de gravier à cailloux et blocs | 26 | 17 | 30 | 0.270 | 0.6 | 2.00 |
| 3.4 | Sable silteux avec un peu de gravier à cailloux et blocs | 26 | 7 | 15 | 0.263 | 0.2 | 0.76 |
| 4.1 | Sable silteux avec un peu de gravier à cailloux et blocs | 26 | 6 | 14 | 0.256 | 0.2 | 0.71 |
| 4.9 | Sable silteux avec un peu de gravier à cailloux et blocs | 26 | 6 | 14 | 0.250 | 0.2 | 0.73 |




**Magnitude :** 7.00 **AMS (g) :** 0.196 **Niveau d'eau (m) :** 0

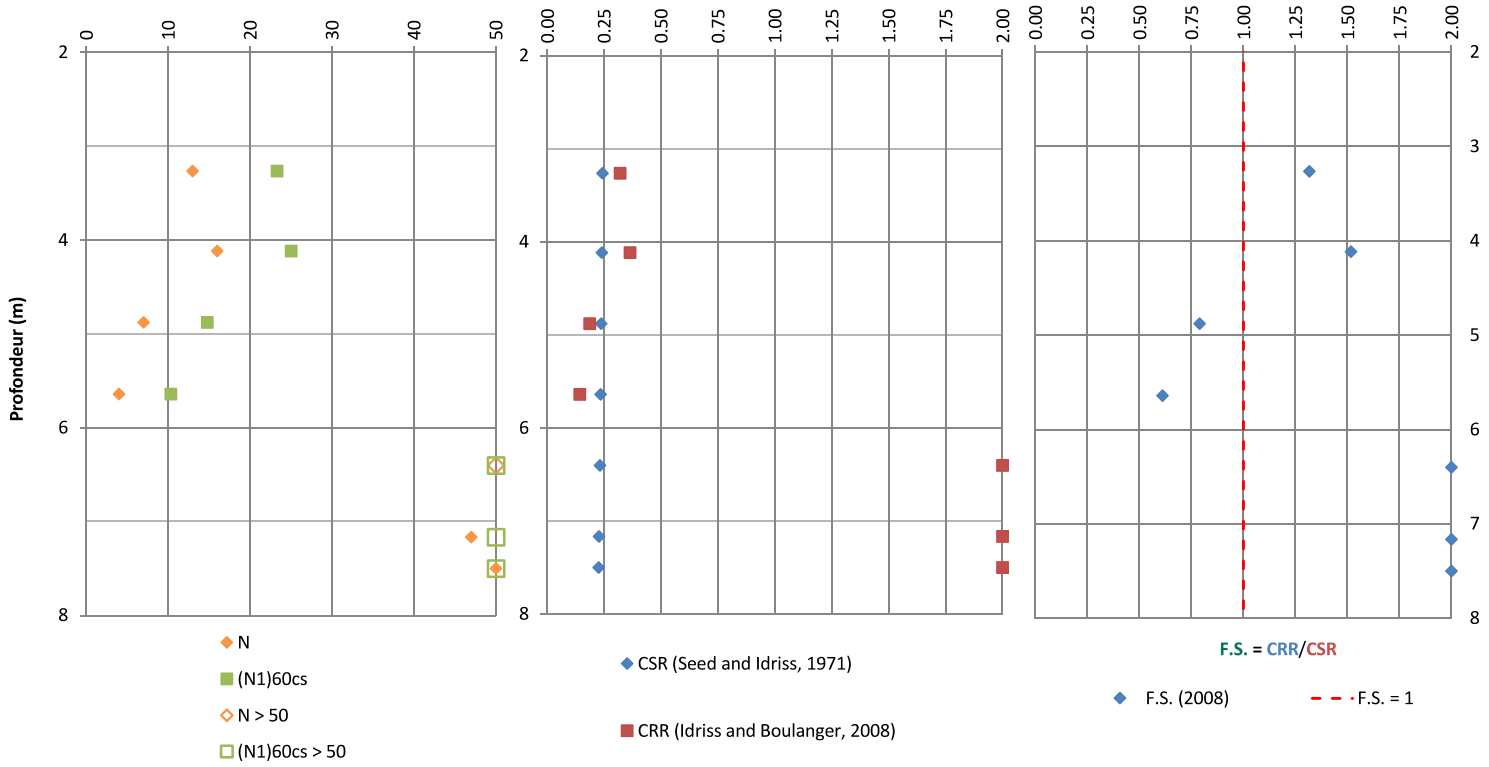
## Figure C-26

### Évaluation simplifiée du potentiel de liquéfaction des sols granulaires - Post-restauration

**Projet :** Analyses géotechniques pour la conception du parc à résidus en support à l'étude de faisabilité
**No de projet :** 2148985706-04

**Forage :** HMTN-F03-22
**Site :** Projet Windfall
**Date du forage :** 2022-03-21

| Profondeur (m) | Type de sol | Pourcentage de fines (%) | N | $(N_1)_{60cs}$ | CSR | CRR (2008) | F.S. (2008) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 3.3 | Sable silteux avec un peu de gravier à cailloux et blocs | 24 | 13 | 23 | 0.243 | 0.3 | 1.32 |
| 4.1 | Sable silteux avec un peu de gravier à cailloux et blocs | 24 | 16 | 25 | 0.240 | 0.4 | 1.52 |
| 4.9 | Sable silteux avec un peu de gravier à cailloux et blocs | 24 | 7 | 15 | 0.237 | 0.2 | 0.79 |
| 5.6 | Sable silteux avec un peu de gravier à cailloux et blocs | 24 | 4 | 10 | 0.235 | 0.1 | 0.61 |
| 6.4 | Sable silteux avec un peu de gravier à cailloux et blocs | 43 | 80 | 91 | 0.232 | 2.0 | 2.00 |
| 7.2 | Sable silteux avec un peu de gravier à cailloux et blocs | 24 | 47 | 54 | 0.228 | 2.0 | 2.00 |
| 7.5 | Sable silteux avec un peu de gravier à cailloux et blocs | 24 | 50 | 56 | 0.227 | 2.0 | 2.00 |




**Magnitude :** 7.00 **AMS (g) :** 0.196 **Niveau d'eau (m) :** 0

**ANNEXE D**

# Analyses de stabilité des pentes

# Coupe A

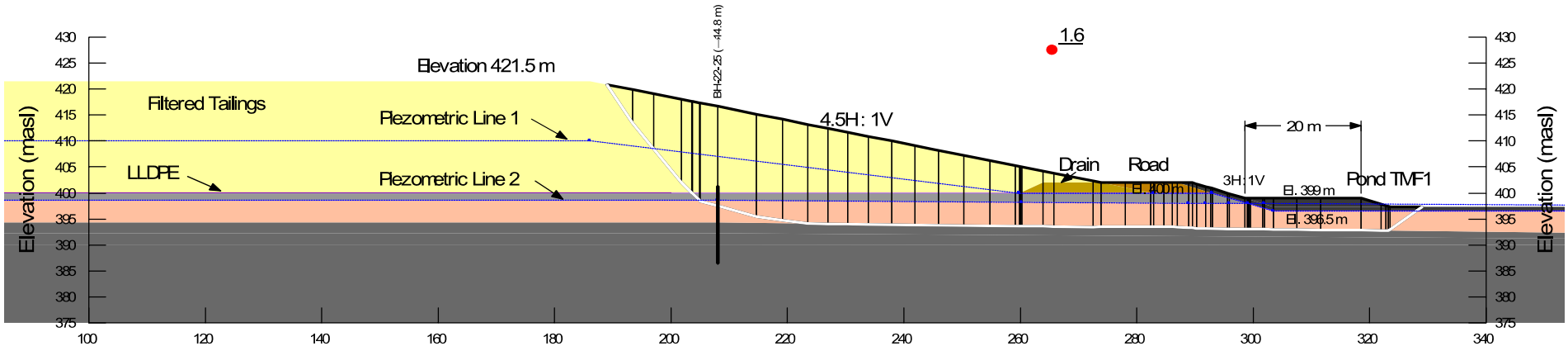
**OPÉRATION**

**CONDITION STATIQUE**

*Résistance au pic*

| Color | Name | Slope Stability Material Model | Unit Weight (kN/m³) | Minimum Strength (kPa) | Tau/Sigma Ratio | Effective Cohesion (kPa) | Effective Friction Angle (°) | Strength Function | Piezometric Line |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | 1a-Dilative Filtered Tailings | Shear/Normal Fn. | 19.5 | | | | | Dilative Tailings : t=1.9927sn^0.8479 | 1 |
| | 2a-Granular Material (road) | Mohr-Coulomb | 20 | | | 0 | 32 | | 1 |
| | 2b-Granular Material (drains) | Mohr-Coulomb | 20 | | | 0 | 32 | | 1 |
| | 2c-Granular Material (pond) | Mohr-Coulomb | 20 | | | 0 | 32 | | 1 |
| | 2d-Granular Material (foundation raising) | Mohr-Coulomb | 20 | | | 0 | 32 | | 2 |
| | 3a-Interface LLDPE-S - GT | Mohr-Coulomb | 18 | | | 0 | 10 | | 1 |
| | 3b-Interface LLDPE-T - GT | Mohr-Coulomb | 18 | | | 8 | 26 | | 1 |
| | 4a-Contractive Silt/Sand | SHANSEP | 18 | 5 | 0.23 | | | | 2 |
| | 8-Bedrock | Bedrock (Impenetrable) | | | | | | | 2 |

| F.S. | 1.6 |
|---|---|




CLIENT

**OSISKO MINING inc.**

CONSULTANT

wsp

| | |
|---|---|
| DATE | MARS 2023 |
| PRÉPARÉE | G. TONUS |
| RÉVISÉE | G. BOUDRIAS |
| APPROUVÉE | N. PÉPIN |

PROJET

**ANALYSES GÉOTECHNIQUES POUR LA CONCEPTION DU PARC À RÉSIDUS EN SUPPORT À L'ÉTUDE DE FAISABILITÉ - PROJET WINDFALL**

TITRE

ANNEXE A - ANALYSE DE STABILITÉ

| No de Projet | No de Phase | Rev | FIGURE |
|---|---|---|---|
| 2148985706 | 4 | 0 | D-01 |

| Color | Name | Slope Stability Material Model | Unit Weight (kN/m³) | Minimum Strength (kPa) | Tau/Sigma Ratio | Effective Cohesion (kPa) | Effective Friction Angle (°) | Strength Function | Piezometric Line |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | 1a-Dilative Filtered Tailings | Shear/Normal Fn. | 19.5 | | | | | Dilative Tailings : t=1.9927sn^0.8479 | 1 |
| | 2a-Granular Material (road) | Mohr-Coulomb | 20 | | | 0 | 32 | | 1 |
| | 2b-Granular Material (drains) | Mohr-Coulomb | 20 | | | 0 | 32 | | 1 |
| | 2c-Granular Material (pond) | Mohr-Coulomb | 20 | | | 0 | 32 | | 1 |
| | 2d-Granular Material (foundation raising) | Mohr-Coulomb | 20 | | | 0 | 32 | | 2 |
| | 3a-Interface LLDPE-S - GT | Mohr-Coulomb | 18 | | | 0 | 10 | | 1 |
| | 3b-Interface LLDPE-T - GT | Mohr-Coulomb | 18 | | | 8 | 26 | | 1 |
| | 4a-Contractive Silt/Sand | SHANSEP | 18 | 5 | 0.23 | | | | 2 |
| | 8-Bedrock | Bedrock (Impenetrable) | | | | | | | 2 |

# Coupe A

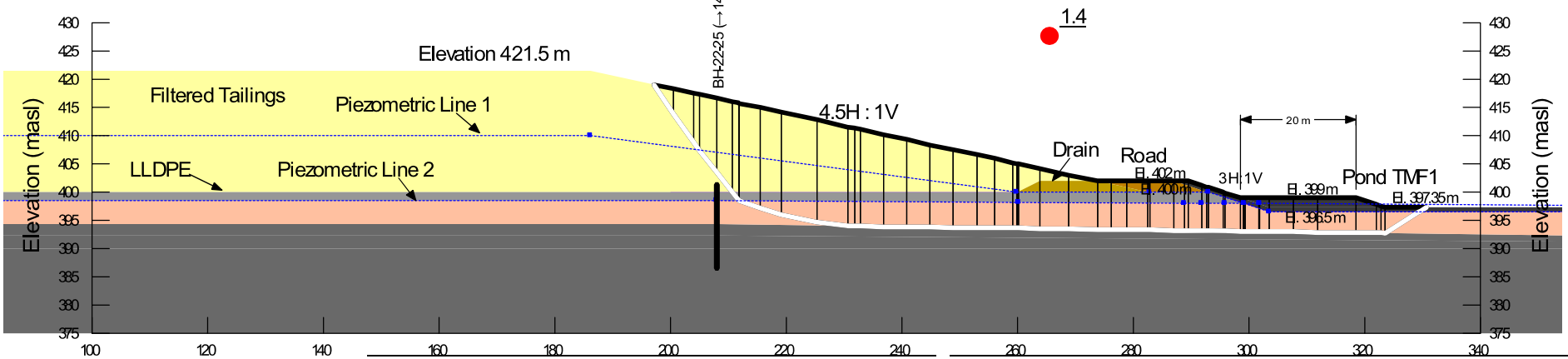
**OPÉRATION**

**CONDITION SISMIQUE**

*Pseudo-statique - Période de retour du séisme de conception : 2 475 ans*

*kH = 50 % PGA = 0,0235*

| F.S. | 1.4 |
|---|---|




CLIENT

**OSISKO MINING inc.**

CONSULTANT

PROJET

**ANALYSES GÉOTECHNIQUES POUR LA CONCEPTION DU PARC À RÉSIDUS EN SUPPORT À L'ÉTUDE DE FAISABILITÉ - PROJET WINDFALL**

TITRE

ANNEXE A - ANALYSE DE STABILITÉ

| | |
|---|---|
| DATE | MARS 2023 |
| PRÉPARÉE | G. TONUS |
| RÉVISÉE | G. BOUDRIAS |
| APPROUVÉE | N. PÉPIN |

| No de Projet | No de Phase | Rev | FIGURE |
|---|---|---|---|
| 2148985706 | 4 | 0 | D-02 |

| Color | Name | Slope Stability Material Model | Unit Weight (kN/m³) | Minimum Strength (kPa) | Tau/Sigma Ratio | Effective Cohesion (kPa) | Effective Friction Angle (°) | Strength Function | Piezometric Line |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | 1a-Dilative Filtered Tailings | Shear/Normal Fn. | 19.5 | | | | | Dilative Tailings : t=1.9927sn^0.8479 | 2 |
| | 2a-Granular Material (road) | Mohr-Coulomb | 20 | | | 0 | 32 | | 2 |
| | 2b-Granular Material (drains) | Mohr-Coulomb | 20 | | | 0 | 32 | | 2 |
| | 2c-Granular Material (pond) | Mohr-Coulomb | 20 | | | 0 | 32 | | 2 |
| | 2d-Granular Material (foundation raising) | Mohr-Coulomb | 20 | | | 0 | 32 | | 1 |
| | 3a-Interface LLDPE-S- GT | Mohr-Coulomb | 18 | | | 0 | 10 | | 2 |
| | 3b-Interface LLDPE-T - GT | Mohr-Coulomb | 18 | | | 8 | 26 | | 2 |
| | 4a-Contractive Silt/Sand | SHANSEP | 18 | 5 | 0.23 | | | | 1 |
| | 5-Dilative Silt/Sand | Mohr-Coulomb | 19 | | | 0 | 31 | | 1 |
| | 8-Bedrock | Bedrock (Impenetrable) | | | | | | | 1 |
| | 9-Organic Soils | SHANSEP | 18 | 0 | 0.23 | | | | 1 |

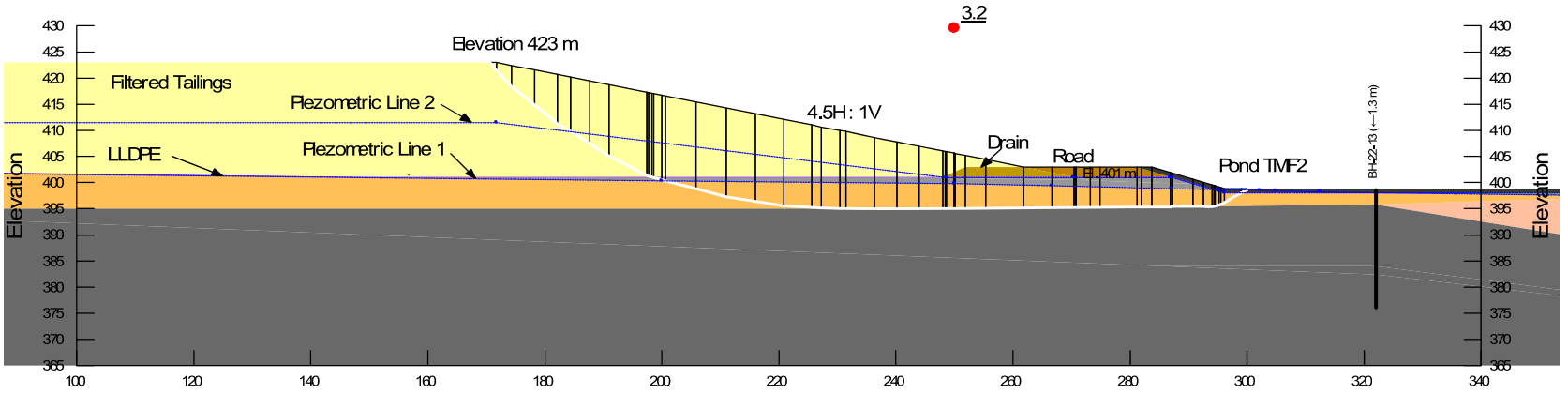
# Coupe B

## OPÉRATION

## CONDITION STATIQUE

*Résistance au pic*

| F.S. | 3.2 |
|---|---|




CLIENT

**OSISKO MINING inc.**

CONSULTANT

wsp

PROJET

**ANALYSES GÉOTECHNIQUES POUR LA CONCEPTION DU PARC À RÉSIDUS EN SUPPORT À L'ÉTUDE DE FAISABILITÉ - PROJET WINDFALL**

TITRE

ANNEXE A - ANALYSE DE STABILITÉ

| | |
|---|---|
| DATE | MARS 2023 |
| PRÉPARÉE | G. TONUS |
| RÉVISÉE | G. BOUDRIAS |
| APPROUVÉE | N. PÉPIN |

| No de Projet | No de Phase | Rev | FIGURE |
|---|---|---|---|
| 2148985706 | 4 | 0 | D-03 |

| Color | Name | Slope Stability Material Model | Unit Weight (kN/m³) | Minimum Strength (kPa) | Tau/Sigma Ratio | Effective Cohesion (kPa) | Effective Friction Angle (°) | Strength Function | Piezometric Line |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | 1a-Dilative Filtered Tailings | Shear/Normal Fn. | 19.5 | | | | | Dilative Tailings : t=1.9927sn^0.8479 | 2 |
| | 2a-Granular Material (road) | Mohr-Coulomb | 20 | | | 0 | 32 | | 2 |
| | 2b-Granular Material (drains) | Mohr-Coulomb | 20 | | | 0 | 32 | | 2 |
| | 2c-Granular Material (pond) | Mohr-Coulomb | 20 | | | 0 | 32 | | 2 |
| | 2d-Granular Material (foundation raising) | Mohr-Coulomb | 20 | | | 0 | 32 | | 1 |
| | 3a-Interface LLDPE-S- GT | Mohr-Coulomb | 18 | | | 0 | 10 | | 2 |
| | 3b-Interface LLDPE-T - GT | Mohr-Coulomb | 18 | | | 8 | 26 | | 2 |
| | 4a-Contractive Silt/Sand | SHANSEP | 18 | 5 | 0.23 | | | | 1 |
| | 5-Dilative Silt/Sand | Mohr-Coulomb | 19 | | | 0 | 31 | | 1 |
| | 8-Bedrock | Bedrock (Impenetrable) | | | | | | | 1 |
| | 9-Organic Soils | SHANSEP | 18 | 0 | 0.23 | | | | 1 |

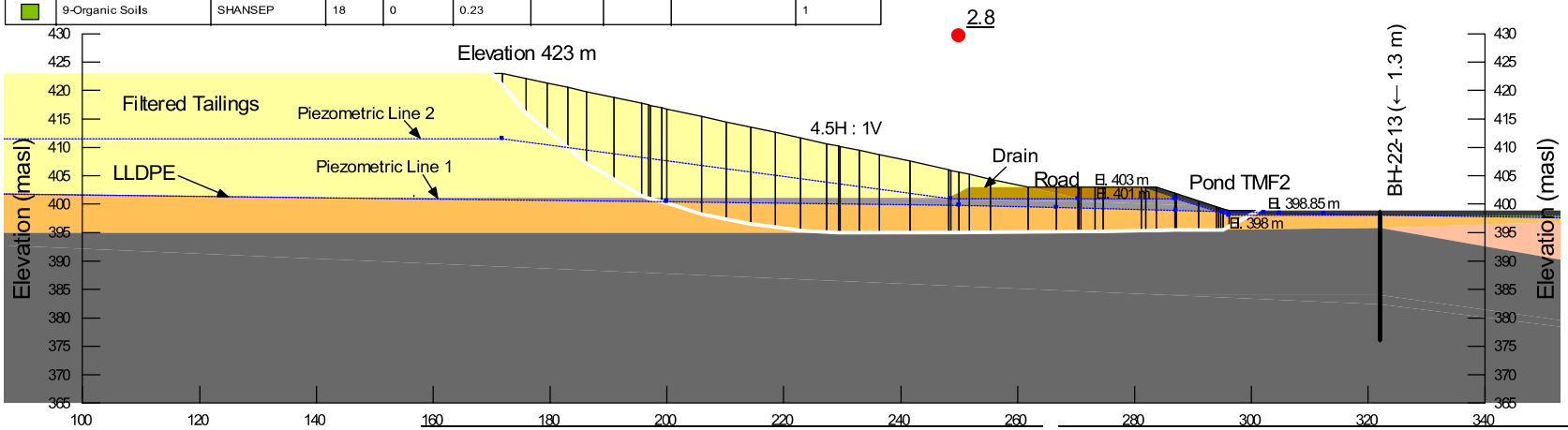
# Coupe B

## OPÉRATION

## CONDITION SISMIQUE

*Pseudo-statique - Période de retour du séisme de conception : 2 475 ans*
*kH = 50 % PGA = 0,0235*

| F.S. | 2.8 |
|---|---|




CLIENT
**OSISKO MINING inc.**

CONSULTANT

PROJET
**ANALYSES GÉOTECHNIQUES POUR LA CONCEPTION DU PARC À RÉSIDUS EN SUPPORT À L'ÉTUDE DE FAISABILITÉ - PROJET WINDFALL**

TITRE
ANNEXE A - ANALYSE DE STABILITÉ

| | |
|---|---|
| DATE | MARS 2023 |
| PRÉPARÉE | G. TONUS |
| RÉVISÉE | G. BOUDRIAS |
| APPROUVÉE | N. PÉPIN |

| No de Projet | No de Phase | Rev | FIGURE |
|---|---|---|---|
| 2148985706 | 4 | 0 | D-04 |

# Coupe C

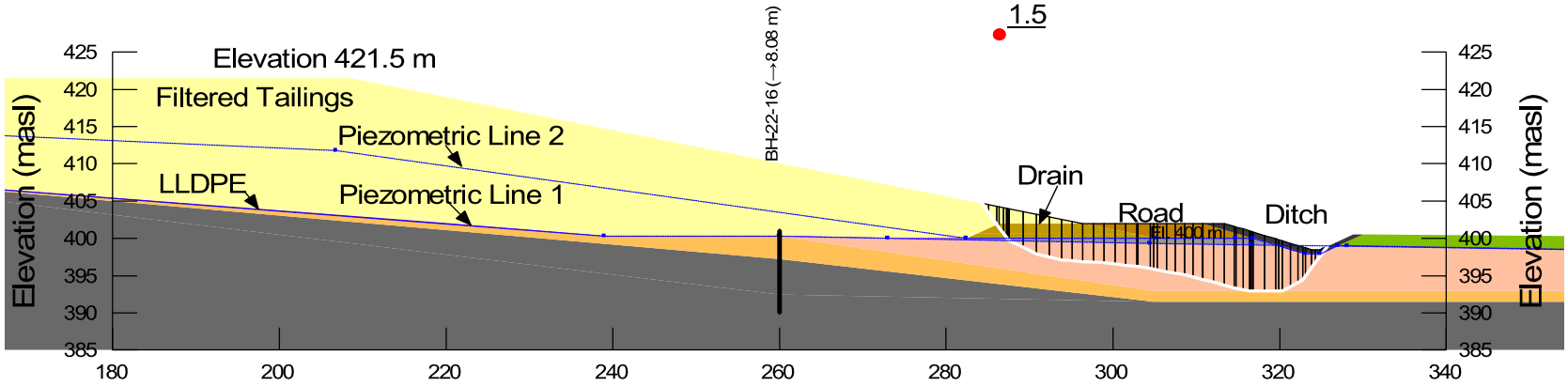
**OPÉRATION**

**CONDITION STATIQUE**

*Résistance au pic*

| Color | Name | Slope Stability Material Model | Unit Weight | Minimum Strength | Tau/Sigma Ratio | Effective Cohesion | Effective Friction Angle | Strength Function | Piezometric Line |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | 1a-Dilative Filtered Tailings | Shear/Normal Fn. | 19.5 | | | | | Dilative Tailings : t=1.9927sn^0.8479 | 2 |
| | 2a-Granular Material (road) | Mohr-Coulomb | 20 | | | 0 | 32 | | 2 |
| | 2b-Granular Material (drains) | Mohr-Coulomb | 20 | | | 0 | 32 | | 2 |
| | 2c-Granular Material (pond) | Mohr-Coulomb | 20 | | | 0 | 32 | | 2 |
| | 2d-Granular Material (foundation raising) | Mohr-Coulomb | 20 | | | 0 | 32 | | 1 |
| | 3a-Interface LLDPE-S-GT | Mohr-Coulomb | 18 | | | 0 | 10 | | 2 |
| | 3b-Interface LLDPE-T-GT | Mohr-Coulomb | 18 | | | 8 | 26 | | 2 |
| | 4a-Contrative Silt/Sand | SHANSEP | 18 | 5 | 0.23 | | | | 1 |
| | 5-Dilative Silt/Sand | Mohr-Coulomb | 19 | | | 0 | 31 | | 1 |
| | 8-Bedrock | Bedrock (Impenetrable) | | | | | | | 1 |
| | 9-Organic Soils | SHANSEP | 18 | 0 | 0.23 | | | | 1 |

| F.S. | 1.5 |
|---|---|




CLIENT

**OSISKO MINING inc.**

CONSULTANT

wsp

PROJET

**ANALYSES GÉOTECHNIQUES POUR LA CONCEPTION DU PARC À RÉSIDUS EN SUPPORT À L'ÉTUDE DE FAISABILITÉ - PROJET WINDFALL**

TITRE

ANNEXE A - ANALYSE DE STABILITÉ

| | |
|---|---|
| DATE | MARS 2023 |
| PRÉPARÉE | G. TONUS |
| RÉVISÉE | G. BOUDRIAS |
| APPROUVÉE | N. PÉPIN |

| No de Projet | No de Phase | Rev | FIGURE |
|---|---|---|---|
| 2148985706 | 4 | 0 | D-05 |

| Color | Name | Slope Stability Material Model | Unit Weight | Minimum Strength | Tau/Sigma Ratio | Effective Cohesion | Effective Friction Angle | Strength Function | Piezometric Line |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | 1a-Dilative Filtered Tailings | Shear/Normal Fn. | 19.5 | | | | | Dilative Tailings : t=1.9927sn^0.8479 | 2 |
| | 2a-Granular Material (road) | Mohr-Coulomb | 20 | | | 0 | 32 | | 2 |
| | 2b-Granular Material (drains) | Mohr-Coulomb | 20 | | | 0 | 32 | | 2 |
| | 2c-Granular Material (pond) | Mohr-Coulomb | 20 | | | 0 | 32 | | 2 |
| | 2d-Granular Material (foundation raising) | Mohr-Coulomb | 20 | | | 0 | 32 | | 1 |
| | 3a-Interface LLDPE-S-GT | Mohr-Coulomb | 18 | | | 0 | 10 | | 2 |
| | 3b-Interface LLDPE-T - GT | Mohr-Coulomb | 18 | | | 8 | 26 | | 2 |
| | 4a-Contrative Silt/Sand | SHANSEP | 18 | 5 | 0.23 | | | | 1 |
| | 5-Dilative Silt/Sand | Mohr-Coulomb | 19 | | | 0 | 31 | | 1 |
| | 7a-Silty Gravelly Sand | Mohr-Coulomb | 20 | | | 0 | 35 | | 1 |
| | 8-Bedrock | Bedrock (Impenetrable) | | | | | | | 1 |
| | 9-Organic Soils | SHANSEP | 18 | 0 | 0.23 | | | | 1 |

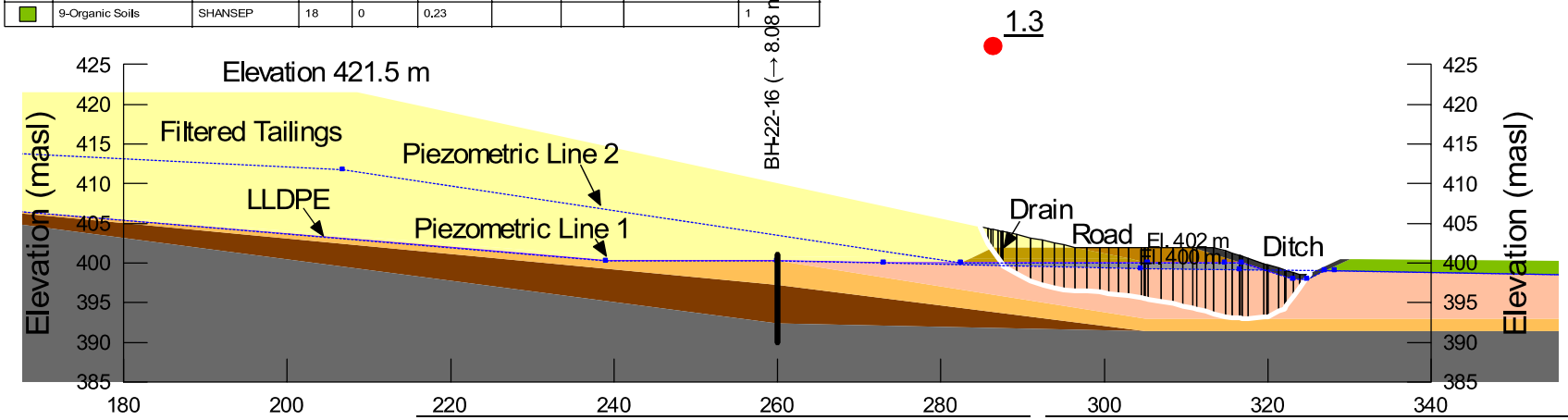
# Coupe C

**OPÉRATION**

**CONDITION SISMIQUE**

*Pseudo-statique - Période de retour du séisme de conception : 2 475 ans*
*kH = 50 % PGA = 0,0235*

| F.S. | 1.3 |
|---|---|




CLIENT
**OSISKO MINING inc.**

CONSULTANT

PROJET
**ANALYSES GÉOTECHNIQUES POUR LA CONCEPTION DU PARC À RÉSIDUS EN SUPPORT À L'ÉTUDE DE FAISABILITÉ - PROJET WINDFALL**

TITRE
ANNEXE A - ANALYSE DE STABILITÉ

| | |
|---|---|
| DATE | MARS 2023 |
| PRÉPARÉE | G. TONUS |
| RÉVISÉE | G. BOUDRIAS |
| APPROUVÉE | N. PÉPIN |

| No de Projet | No de Phase | Rev | FIGURE |
|---|---|---|---|
| 2148985706 | 4 | 0 | D-06 |

**ANNEXE E**

# Conditions et limitations générales de l'étude

# CONDITIONS GÉNÉRALES ET LIMITATIONS
# DOCUMENT D'EXPERTISE TECHNIQUE



## UTILISATION DU PRÉSENT DOCUMENT ET DE SON CONTENU

Ce document a été préparé pour l'usage exclusif du Client ou de ses agents. Les données factuelles, les interprétations, les commentaires ainsi que les recommandations qu'il contient sont spécifiques à l'étude qu'il couvre et ne s'appliquent à aucun autre projet ou autre site. Ce document doit être lu dans son ensemble, puisque des sections pourraient être faussement interprétées lorsque prises individuellement ou hors contexte. Par ailleurs, la version finale de ce document prévaut sur tout autre texte, opinion ou version préliminaire émis par WSP.

À moins d'avis contraire, les interprétations, commentaires et/ou les recommandations présentés dans ce document ont été formulés, conformément à la portée de l'expertise. Ces mêmes interprétations, commentaires et/ou recommandations ont été formulés en tenant compte des limitations générales décrites sur cette page de même qu'à la lumière de nos connaissances concernant l'utilisation courante et/ou prévue du site, l'emplacement du site, les règlements, normes et critères environnementaux en vigueur ainsi que les règles et pratiques professionnelles reconnues et acceptées au moment de l'étude.

WSP doit se fier en toute bonne foi à la véracité des renseignements fournis par les personnes contactées et interrogées au cours de l'exécution de ce mandat. À moins qu'il ne soit démontré qu'elle a été négligente, WSP ne pourra pas être tenue responsable des dommages, quels qu'ils soient, qui seraient la conséquence directe ou indirecte, de déclarations fausses ou mensongères, de réticence ou de non-divulgation d'une information pertinente par les personnes interrogées. Les références aux lois ou aux règlements contenues dans ce document sont fournies à titre indicatif, sur une base technique. Comme les lois et règlements sont sujets à interprétation, WSP recommande au Client de consulter ses conseillers juridiques afin d'obtenir les avis appropriés.

WSP ne pourra être tenue responsable de dommages résultant de conditions imprévisibles, de conditions qui lui seraient inconnues, de l'inexactitude de données provenant d'autres sources que WSP et de changements ultérieurs aux conditions du site à moins d'avoir été prévenue par le Client de tout événement, activité, information, découverte passée ou future susceptible de modifier les conditions décrites dans ce document et d'avoir eu la possibilité de réviser les interprétations, commentaires et recommandations formulés dans ce document. De plus, WSP ne pourra être tenue responsable de dommages résultant de toutes modifications futures aux règlements, normes ou critères applicables, de toute utilisation faite du présent document par un tiers et/ou à des fins autres que celles pour lesquelles il a été rédigé, de perte de valeur réelle ou perçue du site ou de la propriété, ni de l'échec d'une quelconque transaction en raison des informations factuelles contenues dans ce document.

## ÉVALUATION DES CONDITIONS DU SITE

L'expertise technique effectuée par WSP et décrite dans ce document a été réalisée conformément aux règles et pratiques professionnelles reconnues et acceptées au moment de sa réalisation. À moins d'avis contraire, les résultats de travaux antérieurs ou simultanés, provenant d'autres sources que WSP, cités et/ou utilisés dans ce document furent considérés comme ayant été obtenus en respectant les règles et pratiques professionnelles reconnues et acceptées et, conséquemment, comme étant valides.

Dans le cadre de ce mandat, WSP n'a pas réalisé de sondages, de prise de mesures, d'échantillonnage ou d'inventaire détaillé de déchets, de produits, de sol, d'air, d'eau ou de toute autre matière sur le site à l'étude ou dans ses environs.

wsp.com

ANDRIEUX & ASSOCIATES
GEOMECHANICS CONSULTING, L.P.

A²GC

# Technical Report

**FINAL VERSION**

## *Windfall Project*
## *Rock Engineering in Support of the Mine Design for the 2022 Feasibility Study*

23 March 2023
A2GC Ref.: 2246-WIN-003-R-20230323-F/2

**Prepared For:**

Osisko Mining, Inc.

**Prepared By:**

Amélie C. Ouellet, M.A.Sc., Eng.
Patrick P. Andrieux, Ph.D., Eng., P.Eng., Designated Consulting Engineer

81 De Brésoles Street, Suite 309 / Montreal / Quebec / H2Y 0A1 / Canada.
Tel.: (int.) +1-514-379-1789 / info@a2gc.ca / www.a2gc.ca

Page left blank intentionally.

# TABLE OF CONTENTS

Page

Executive Summary ..... xii
Sommaire exécutif ..... xv
1. Introduction ..... 1
2. Previous Geomechanical Studies ..... 2
3. Site Visits by A2GC Personnel ..... 2
4. Project Description ..... 3
4.1 Geological Settings ..... 3
4.2 Proposed Mine Plan ..... 9
5. Geomechanical Rock Mass Conditions ..... 14
5.1 In-situ stress conditions ..... 14
5.2 Rock Mass Geomechanical Domains ..... 16
5.3 Available Geomechanical Data ..... 18
5.4 Intact Rock Strength ..... 20
5.4.1 Laboratory Tests ..... 22
5.4.2 Point Load Tests ..... 26
5.5 Joint Sets ..... 29
5.5.1 Orientation of Joint Sets ..... 29
5.5.2 Joint Sets Spacing and Persistence ..... 33
5.5.3 Joints Surface Characteristics ..... 35
5.6 Faults ..... 35
5.7 Rock Mass Classification ..... 41
5.7.1 NGI *Q*-System ..... 42
5.7.2 GSI Index ..... 43
5.7.3 Rock Mass Rating ($RMR_{89}$) ..... 44
5.8 Data Gaps ..... 45
6. Geomechanical Assessments ..... 47
6.1 Definitions ..... 47
6.2 Empirical Evaluation of Stope Dimensions and Expected Dilution ..... 49
6.2.1 The Stability Graph Method ..... 49
6.2.2 Stability Acceptance Criteria ..... 50

6.2.3 Inputs to the Stability Graph Method ..... 51
6.2.4 Empirical Estimation of Stope Dilution ..... 52
6.2.5 Results ..... 53
6.2.6 Limitations of the Empirical Methods for Stope Dimensioning and Dilution Estimates ..... 55
6.3 Empirical Evaluation of Crown Pillar Thickness ..... 56
6.3.1 Empirical Scaled Crown Span Method ..... 56
6.3.2 Inputs to the Scaled Span Method ..... 57
6.3.3 Results ..... 58
6.3.4 Limitations of the Empirical Method for Dimensioning Crown Pillars ..... 59
6.4 Numerical Stability Assessments ..... 60
6.4.1 Choice of the Modelling Software and Limitations ..... 60
6.4.2 Construction of the Mine Models ..... 60
6.4.3 Geomechanical Risk Assessment ..... 67
6.4.4 Stability of Accesses ..... 81
6.4.5 Stability of Large Infrastructures ..... 83
6.4.6 Pillars Stability ..... 84
6.5 Limitations of the Numerical Analyses ..... 89
7. Geomechanical Guidelines for Mine Design ..... 90
7.1 Anticipated Rock Mass Behaviour ..... 90
7.2 Stope Dimensions and Dilution Estimates ..... 93
7.2.1 Dilution Estimate Considerations ..... 94
7.3 Guidelines for the Dimension of Pillars ..... 94
7.3.1 Waste Rib Pillars ..... 94
7.3.2 Inter-Lens Pillars ..... 94
7.3.3 Crown Pillars ..... 95
7.4 Stand-off Distance of Main Accesses ..... 97
7.5 Sill Pillar Mining ..... 97
7.6 Stope Sequencing and Mine Planning Considerations ..... 98
7.7 Large Infrastructures ..... 99
7.8 Drilling and Blasting Considerations ..... 99
7.8.1 General Considerations ..... 99
7.8.2 Review of the Drilling and Blasting Pattern Proposed by OSK ..... 100
7.9 Backfilling ..... 101
7.10 Seismic Conditions ..... 105

8. Ground Support Recommendations ..... 106
8.1 Excavation Types and Dimensions ..... 106
8.2 Existing Ground Support Standards ..... 106
8.3 Validation of the Existing Standards ..... 107
8.4 Ground Support Recommendations for Development ..... 109
8.5 Ground Support Recommendations for Large Infrastructures ..... 114
8.6 Contingency and Rehabilitation Needs ..... 116
8.7 Dynamic Ground Support ..... 116
8.8 Ground Control Management Plan ..... 116
9. Risks and Opportunuities ..... 118
10. Recommendations for Future work ..... 122
10.1 Geomechanical Data Collection ..... 122
10.2 Characterization and Geomechanical Analyses ..... 122
11. Closure ..... 124
12. References ..... 125

## LIST OF FIGURES

Page

Figure 1. Simplified northwest-southeast vertical cross-section of the geology of the Lynx zone of the Windfall deposit (excerpt from Micon International Ltd. (2020)). ..... 4

Figure 2. Simplified northwest-southeast vertical cross-section of the geology of the Main and Underdog zones of the Windfall deposit (excerpt from Micon International Ltd. (2020)). ..... 5

Figure 3. Stereographical projections of the measured foliation and gold bearing features from oriented drill core structural measurements within individual mineralized zones showing mineralization is hosted within sigmoidal-shape features typical of Riedel-type structures (adapted from Micon International Ltd. (2020)). ..... 7

Figure 4. Interpretation of the Riedel-Type structural model applied to the Windfall deposit (excerpt from Micon International Ltd. (2020)). ..... 8

Figure 5. Longitudinal view looking north (left) and east perpendicular to the average strike of the ore zones (right) with the stopes coloured per resource zone. ..... 9

Figure 6. Longitudinal view (looking north) of the planned stopes, coloured per year. ..... 10

Figure 7. Longitudinal view (looking north) of the project stopes, showing sill pillar levels in red..... 10

Figure 8. Distribution of the stope production (in tonnes) per zone. ..... 11

Figure 9. Distribution of the stope production (in tonnes) per level (excluding tonnes from the stope accesses). ..... 11

Figure 10. Distribution of the undiluted horizontal width (left) and dip (right) of the stopes for the entire project..... 12

Figure 11. Longitudinal view (looking north) of the stopes of the project, coloured per undiluted horizontal width. ..... 12

Figure 12. Longitudinal view (looking north) of the stopes of the project, coloured per average stope dip (in degrees). ..... 13

Figure 13. Longitudinal view (looking north) of the stopes of the project, coloured per stope height..... 13

Figure 14. Pre-mining stress field considered for the Windfall project with Sigra measured points at 300 m and 600 m depth. ..... 15

Figure 15. Depth of Sigra measured points compared to planned stopes. ..... 16

Figure 16. Drillholes with geotechnical information (longitudinal view looking north). Stope shapes are from the December 2020 version of the mine design..... 19

Figure 17. Number of valid intact rock strength laboratory tests per geotechnical domain and failure type. ..... 21

Figure 18. Distribution of the $UCS_{50}$ values per domain and per failure type (failure types are defined in Section 5.4.1.1). ..... 23

Figure 19. Left: Data points per geomechanical domains (all failure types). Right: Fitted Hoek-Brown strength envelopes. ..... 25

Figure 20. Distribution of the PLT measurements per domain (left), type of failure (centre) and orientation to weakness plane (right). ..... 27

Figure 21. Distribution of the Is50 values per type of failure. ..... 28

Figure 22. Correlation between laboratory $UCS_{50}$ and PLT $Is_{50}$ ..... 29

Figure 23. Interpreted joint sets (refer to Table 13). ..... 32

Figure 24. Example of the Main zone data of the drillhole blind zone being filled with the development mapping data. The complementary mapping data are circled in pink.. 33

Figure 25. Persistence (trace length) of the joint sets (according to RMR89 bins). ..... 34

Figure 26. Distribution of $Jcon_{89}$ values per domain (left) and per joint set (right). ..... 35

Figure 27. Location of the Bank fault compared to the planned stopes (left). Typical quality of the Bank fault observed in drillholes (right, after Osisko Mining Inc. (2019)). ..... 38

Figure 28. Location of the Romeo faults compared to the planned stopes (left). Typical quality of the Romeo fault observed in drillholes (right, after Osisko Mining Inc. (2019)). ..... 38

Figure 29. Location of the Northern fault compared to the planned stopes (left). Typical quality of the Northern fault observed in drillholes (right, after Osisko Mining Inc. (2020)). 39

Figure 30. Distribution of the drillhole RQD data in the Bank, Romeo and Northern faults (weighted per drillhole interval length). ..... 39

Figure 31. Distribution of the drillhole RQD data in the Windfall fault and other minor interpreted faults (weighted per drillhole interval length). ..... 41

Figure 32. Definitions for stopes and dilution (schematic section, not to scale). ..... 47

Figure 33. Definitions for pillars. ..... 48

Figure 34. Stability criteria for the HW, FW and back shown on the Stability Graph – Version of Nickson (1992). ..... 50

Figure 35. ELOS chart (after Clark (1998)). ..... 52

Figure 36. Plot of the combinations analyzed using the Stability Graph method assuming A = 0.8 to account for stress relaxation. The possible combinations for the hanging walls and footwalls are coloured by associated ELOS values. ..... 53

Figure 37. Plot of the combinations analyzed using the Stability Graph method with the A factor calculated based on Mathews et al. (1981). The possible combinations for the hanging walls and footwalls are coloured by associated ELOS values. ..... 54

Figure 38. Distribution of overburden vertical thickness based on the exploration drillhole database (March 2020). ..... 58

Figure 39. Plot of all the combinations analysed for the Scaled Crown Span method (input presented in Section 6.3.2). The combinations are coloured in green if the probability of failure is less than the stability criterion (PoF ≤ 1.5%.) and in orange if greater. The combinations inside the pink rectangle are for a 30 m-thick crown pillar. ..... 59

Figure 40. Isometric views of the three numerical models. ..... 61

Figure 41. Distribution of the RQD data in the block model per domain. ..... 63

Figure 42. Definition of the rock mass residual (post-peak) envelope. ..... 64

Figure 43. Softening rule – Stress-strain plots for a given confinement level. ..... 65

Figure 44. Distribution of tonnes mined per quarter in each of the mines model (excludes the tonnes from the stope accesses). ..... 67

Figure 45. Distribution of the high stress rating in the stope numerical zones per level in the Lynx mine model. ..... 68

Figure 46. Distribution of the high stress rating in the stope numerical zones per level in the Main/Underdog mine model. ..... 68

Figure 47. Decision tree used to establish the global stope high stress hazard rating categories. 69

Figure 48. Risk profile for stope high stress mining conditions for the Lynx mine model – per level. ..... 69

Figure 49. Risk profile for stope high stress mining conditions for the Lynx mine model – per quarter. ..... 70

Figure 50. Mine-scale overview of the global stope stress rating. 71

Figure 51. Example of the extent of high stresses pushed from one stope to another for long narrow stopes. 72

Figure 52. Barycentric representation of the global stope stress rating. Left: Base case. Right: Sensitivity analysis with 75% of the UCS average value. 73

Figure 53. Barycentric representation of the global stope stress rating. Left: Base case considering $\sigma_1$ trending at 035° (at an angle with the ore body strike). Right: Sensitivity analysis considering $\sigma_1$ trending at 155° (perpendicular to the ore body strike). 74

Figure 54. Schematic representation of the *Softening Index*. 75

Figure 55. Example of "possible dilution" search volumes around a single stope. 76

Figure 56. "Potential for external dilution" profile per level for the Lynx mine model. 77

Figure 57 "Potential for external dilution" profile per level for the Main/Underdog mine model. 77

Figure 58. Distribution of total stope ELOS (hanging wall plus footwall). 78

Figure 59. Spatial distribution of ELOS values. 79

Figure 60. Plan views of softening index around mined stopes. Left: Area with several ore lenses interacting. Right: Area with fewer ore lenses interacting. 80

Figure 61. Example of the analysis methodology for infrastructure location assessment. 82

Figure 62. Plan view the major principal stress at the last model step showing the location of the garage on L560. 84

Figure 63. High stresses in waste rib pillars – example from the Lynx mining zone on L680. 85

Figure 64. Low stresses in large-scale rib pillars (inter-zone) – Example between Lynx 4 and Triple Lynx from the Lynx model on L860. 86

Figure 65. Example of an inter-lens pillar being first loaded and then dropping into relaxation. 87

Figure 66. Comparison between stress distribution and rock mass plastic state around large (above) and thin (below) inter-lens pillars. ..... 87

Figure 67. Example of confinement remaining in the crown pillars in the Main zone. ..... 88

Figure 68. Example of confinement remaining in the crown pillars in the Lynx zone. ..... 88

Figure 69. Excavation behaviour matrix as a function of rock mass quality (expressed in terms of GSI) and stress (depth and induced stresses), showing expected rock mass failure modes (after Kaiser et al. (2000)). ..... 92

Figure 70. Recommended strike length for stopes with undiluted horizontal width over 8 m. ..... 93

Figure 71. Stopes located within 100 m of a lake. The stopes shown are within 100 m of the ground surface. ..... 96

Figure 72. Stand-off distances for a single lens (left). Stand-off distance for lenses in close proximity (right). ..... 97

Figure 73. Drill and blast pattern proposed by OSK (09 December 2020). ..... 101

Figure 74. Minimum backfill strength requirements based on the Mitchell et al. (1982) approach vs stope horizontal diluted width, for stope heights of 20 and 25 m floor-to-floor. 103

## LIST OF TABLES

Page

Table 1. In-situ stress conditions considered for the Windfall project FS. ..... 15

Table 2. Geomechanical domains considered for the FS geomechanical assessments. ..... 17

Table 3. Summary of available geotechnical data from drillholes for the Windfall deposit. ..... 19

Table 4. Drillholes and intervals with geomechanical information. ..... 20

Table 5. Number of valid intact rock strength laboratory tests per geotechnical domain and failure type. ..... 21

Table 6. Summary of $UCS_{50}$ values per domain. ..... 23

Table 7. Summary of BTS values per domain. ..... 24

Table 8. Mean Hoek-Brown strength parameters for intact rock, per domain. ..... 24

Table 9. Summary of Young's modulus data. ..... 26

Table 10. Summary of Poisson's ratio data. ..... 26

Table 11. Summary of density data. ..... 26

Table 12. Summary of PLT $Is_{50}$ for each geotechnical domain per type of failure. ..... 28

Table 13. Summary of mean joint set orientations. Sets listed as dip/dip direction. ..... 31

Table 14. Median and mean joint set spacings per zone (assuming lognormal distribution) per type of data source. ..... 34

Table 15. NGI *Q*-system rock mass quality classes. ..... 43

Table 16. Summary of *Q'* values per domain. ..... 43

Table 17. Summary of GSI values per domain. ..... 44

Table 18. RMR system rock mass quality classes. ..... 44

Table 19. Summary of RMR89' values per domain. ..... 45

Table 20. Geomechanical rock mass characterization data gaps. ..... 45

Table 21. Acceptable risk exposure guidelines – comparative significance of crown pillar failure (after Carter (2014)). ..... 57

Table 22. Geometry of the *FLAC3D* models. ..... 61

Table 23. Mechanical properties implemented in *FLAC3D*. ..... 63

Table 24. $Jcon_{89}$ per domain and RQD bins. ..... 64

Table 25. Paste mechanical properties implemented in the *FLAC3D* model. ..... 66

Table 26. Definition of risk categories for high stress conditions (after Cotesta et al. (2014)). ..... 68

Table 27. Number of stopes per high stress hazard category for the Lynx mine model. ..... 70

Table 28. Summary of ELOS estimates. ..... 80

Table 29. Maximum allowable stope dimensions recommended for the economical evaluation of the Windfall deposit and dilution (ELOS) estimates for stopes with an undiluted horizontal width ≤ 8 m. ..... 93

Table 30. Development excavation types and dimensions. ..... 106

Table 31. Ground support recommendations for development for the economical evaluation of the Windfall deposit (see also accompanying comments above in Section 8.4)..... 112

Table 32. Ground support recommendations for large infrastructure for the economical evaluation of the Windfall deposit (see also accompanying comments above in Section 8.5). .. 115

Table 33. Geomechanical risks identified for the project. ..... 118

## DISTRIBUTION LIST

*(Names in alphabetical order)*

**Osisko Mining, Inc.:**

Kim-Quyên Nguyên
Frédéric Côté
Don Njegovan

**A2GC:** Files

# Release Notes

This report (A2GC ref. 2246-WIN-003-R-20230323-F/2) is the final version of the report. It supersedes the final version released on 07 March 2021 (A2GC ref. 2246-WIN-003-R-20230307-F), which had superseded the draft version (A2GC ref. 2246-WIN-003-R-20230126-01) released on 26 January 2023 for review and comments by Osisko Mining personnel.

Several guidelines, geomechanical inputs to mine design and recommendations have been provided as the project progressed. The guidelines, geomechanical inputs to mine design and recommendations in this final report supersede those given previously.

# Disclaimer of Liability

This document was prepared by Andrieux and Associates Geomechanics Consulting, L.P. (A2GC) for the sole use of the persons listed in the distribution list and the firms they represent. The material presented in this report is the result of the utmost care by, and reflects the best judgement of, A2GC and its associates in light of the available information that had been provided to A2GC and its associates at the time it was prepared, and/or the data collected and/or derived by A2GC and its associates over the course of the project. A2GC accepts no responsibility for any errors and/or omissions in the information that has been provided to it by the Client and/or other parties at the start and during the completion of this project. This document is comprised of text, tables and figures, all of which are to be read and interpreted in the context of the whole report. Any use of this document by a third party (any entity other than the Client), or any reliance on it, or any decision based on it, are the sole responsibility of that third party. A2GC accepts no responsibility for damages, if any, suffered by any third party as a result of decisions made, or actions taken, based upon the content of this document.

*Please consider the environment before printing or photocopying this report.*
*If you must, two-sided printing on recycled paper is environmentally friendlier.*

# EXECUTIVE SUMMARY

The geological settings of the Windfall deposit are complex. The lithology units across the different mining zones are generally strong, hard and brittle rock masses, sparsely jointed to blocky. The volcanic rocks exhibit various intensities of foliation, but the foliation is generally strong. The rock mass quality becomes significantly lower inside the boundaries of, and in proximity to, the interpreted faults.

Geomechanical domains were grouped by lithology, based on geological origin, composition (felsic or mafic) and strength testing data.

At the scale of the property, two main fault systems are present:

1) The Bank fault, associated with the D2 deformation event, delimits the southern flank of the Lynx mining zone.
2) The late stage brittle faults associated with the D3 deformation event include the Romeo, Windfall and Northern faults. The Romeo fault is steeply dipping and striking north-east, and divides the property between the Main/Underdog zones to the west and the Lynx zone to the east. The Romeo fault cuts across the Bank fault and offsets it about mid-point along the strike length of the property. The Romeo fault intersects stopes in the Bobcat and Caribou zones. The Windfall fault is a regional-scale structure located away from the main mining areas. The Northern fault is a deposit-scale structure generally located away from the main mining areas, but it still intersects stopes in the F-zone and is close to the northern stopes of the Underdog area.

Rock mass quality classification was performed from geomechanical data collected from drillholes with three distinct classification methods: the *Q* system (Barton, 1974), the GSI (Hoek, 1994; Hoek et al., 1995) and the RMR system (Bieniawski, 1989). All the geomechanical domains are classified as 'Good' quality rock masses in both the *Q* and the RMR systems.

The anticipated rock mass behaviour can be differentiated in the following main categories:

- From surface to approximately 600 m in depth (approximately 51% of the Project tonnes):
  - Due to the low stress conditions, the rock mass behaviour will be largely structurally controlled and mainly influenced by the spacing and persistence of the natural discontinuities. The occurrence, persistence and characteristics of the major geological structures and rock mass fabric, as well as their intersections, will, for the most part, control the rock mass behaviour around the openings.
  - The ground instabilities in stopes and around development will be controlled by the relaxation of the jointed rock mass, which could result in gravity-driven wedge

instabilities. It is recommended to continue to do geotechnical joint mapping as development advances to capture the spatial variation of the joint sets geometry.

  - Due to relaxation, the dilution off the stope walls will be particularly sensitive to the length of time the stopes will remain open, and the rock mass damage originating from drilling and blasting practices. Higher dilution estimates were computed in areas forecasted to be in relaxation and yielded prior to mining.
  - Minimum to no rock mass damage due to the induced stresses is expected to occur around typical stopes in this depth range, except in sectors of lower rock mass quality.

- From 600 m to 1,100 m in depth (approximately 49% of the Project tonnes):
  - This depth range will constitute a transition between mainly relaxation-driven instabilities to stress damage-driven instabilities. With increasing depth and extraction, mining-induced stresses can be expected to concentrate around the excavations. The strength of the intact rock and healed discontinuities (such as veins) will control rock mass stability. A campaign of supplemental laboratory tests was conducted during the FS to reduce the uncertainty on the intact rock properties.
  - Stress concentrations on sill levels, in retreat zones between converging mining fronts and in waste pillars can be expected to lead to spalling and local instabilities at these locations, as well as slippage and deformation along geological discontinuities. Seismic (and possibly rock bursting) conditions could develop in sill pillar levels and in sectors where mining fronts will converge. The mining sequence has been designed to reduce the hazard of local rockbursts, but further adjustments may be required based on the actual reaction of the rock mass to mining.
  - Longitudinal mining towards a central access can be expected to be more challenging.

- Sill pillar levels:
  - Production will come from distinct mining horizons to meet production targets, which will create sill pillar levels where mining fronts will merge. The bottom-up sequence will push ground stresses upwards and concentrate them in sill pillars. Stress concentration on sill levels is anticipated to possibly lead to spalling and local instabilities below 600 m, and potentially rock bursting conditions at depth. Some operational challenges are likely to be encountered during the mining of sill pillar stopes at depth. Although the mining sequence was developed to reduce stress interaction between the mining fronts, such interactions will be unavoidable considering the multiple converging mining fronts necessary to maintain production.
  - It is anticipated that stress related issues will mostly occur in the Lynx mining zones where the stope panels are more continuous, as compared to the Underdog mining zone where the panels are more fragmented and discontinuous.

  - Approximately 15% of the total Project tonnes will be located in sill pillar stopes.

- Bank fault:
  - The rock mass in the interpreted Bank fault corridor is expected to be of lower quality. Stopes located in and in close proximity to the Bank fault can be expected to produce higher levels of dilution.

- Other faults:
  - Areas of poor RQD associated with the Bank fault or other faults could provide conduits for water infiltration into mine workings. The numerical simulations did not consider hydrogeological effects.

- Near-surface crown pillar stability:
  - An empirical stability assessment of the crown pillars has been completed based on the available information. The planned mining sequence takes into consideration the recommendations resulting from this study. It was recommended to further investigate the rock mass conditions in the crown pillars to allow for more robust analyses. Rapid and tight backfilling of crown pillar stopes is also planned, which will lower the risk associated with crown pillar instabilities.

As mentioned, the geological settings of the deposit are quite complex and the main joint set orientations are expected to be highly variable throughout the deposit. The geometry of gravity-driven wedge instabilities is thus anticipated to vary throughout the mine. At the drift scale, the variability and complexity of the rock mass jointing can be expected to result in variable conditions in terms of wedge instabilities. Systematic on-going geotechnical joint mapping as development progresses is planned, which will allow to better define the spatial variation of the joint sets geometry and adjust ground support accordingly where required.

Development crossing other known faults, such as the Romeo fault, will encounter lower rock mass quality and unraveling conditions. Other small-scale faults and geological features can also be expected to influence the rock mass behaviour locally.

The geomechanical recommendations and guidelines presented in this report are based on technical assessments, which included empirical methods (stope dimensions, dilution estimates, crown pillar dimensions) and mine-wide numerical simulations of the mining sequence with *FLAC3D*, an advanced explicit three-dimensional finite-difference code. These recommendations and guidelines are based on the available data, the current state of the art and A2GC's experience. A2GC is of the opinion that the geomechanical data collected to date are sufficient to support the FS level study.

## SOMMAIRE EXÉCUTIF

Le contexte géologique du site aurifère Windfall est complexe. Les unités lithologiques rencontrées dans les différentes zones minières sont généralement des massifs rocheux résistants, durs, fragiles et peu jointés à bloqueux. Les roches volcaniques montrent diverses intensités de foliation, mais cette foliation est généralement résistante. La qualité du massif rocheux devient faible à l'intérieur et à proximité des failles interprétées.

Les domaines géomécaniques ont été regroupés selon la lithologie, basé sur l'origine géologique, la composition (felsique ou mafique) et les données de résistance obtenues des essais de laboratoire.

À l'échelle de la propriété, deux systèmes de faille sont présents :

1) La faille Bank, associée à l'épisode de déformation D2, qui traverse le flanc sud the la zone Lynx.
2) Les failles associées à l'épisode de déformation D3, qui incluent les failles Romeo, Windfall et Northern. La faille Romeo, orientée nord-est, a un fort pendage et divise la propriété entre les zones Main / Underdog à l'ouest et la zone Lynx à l'est. La faille Romeo intersecte la faille Bank vers le centre de la propriété et traverse certains chantiers des zones minières Bobcat et Caribou. La faille Windfall est une structure régionale située loin des principales zones minières. La faille Northern est quant à elle une structure à l'échelle du dépôt située loin des principales zones minières, mais qui intersecte toutefois certains chantiers de la Zone F et passe à proximité des chantiers nord de la zone Underdog.

Une classification du massif rocheux a été effectuée à partir de données géomécaniques recueillies dans des forages selon trois systèmes de classification : le système *Q* (Barton, 1974), le système GSI (Hoek, 1994; Hoek et al., 1995) et le système RMR (Bieniawski, 1989). Tous les domaines géomécaniques sont des massifs rocheux classifiés de '*Bon*' dans les systèmes *Q* et RMR.

Le comportement du massif rocheux anticipé peut être différencié selon les catégories suivantes :

- De la surface jusqu'à environ 600 m de profondeur (approximativement 51% des tonnes du projet) :
  - En raison des conditions de faibles contraintes, le comportement du massif rocheux sera largement contrôlé par les structures, et principalement influencé par l'espacement et la continuité des discontinuités naturelles. La présence, la persistance et les caractéristiques des structures géologiques majeures et mineures, ainsi que leurs intersections, contrôleront le comportement du massif rocheux autour des excavations.

- Les instabilités de terrain dans les chantiers et autour des développements seront contrôlées par la relaxation du massif rocheux jointé, ce qui pourrait entraîner des chutes de blocs contrôlées par la gravité. Il est recommandé de continuer à effectuer des relevés structuraux au fur et à mesure que les développements progresseront afin de capturer les variations spatiales de la géométrie des familles de joints.
- En raison de la relaxation, la dilution des murs des chantiers sera particulièrement sensible à la durée d'exposition et aux dommages causés par les pratiques de forage-sautage. Des niveaux de dilution plus élevés ont été considérés dans les zones où de la relaxation et de la rupture sont prévues avant le minage.
- Très peu, voire aucun, endommagement lié aux contraintes induites par le minage n'est anticipé autour de chantiers typiques à ces profondeurs, à l'exception de secteurs où la qualité du massif rocheux est moins bonne.

- Entre 600 m et 1 100 m de profondeur (environ 49% des tonnes du projet) :
  - Cet intervalle de profondeur constituera une transition entre des instabilités liées à la relaxation (instabilités structurales) et des instabilités liées à l'endommagement causé par les contraintes induites par le minage (instabilités par excès de contraintes). Avec la profondeur, les contraintes induites par le minage sont prévues se concentrer autour des excavations. La résistance du roc intact et des discontinuités fermées (telles que des veines) contrôlera la stabilité du massif rocheux à ces profondeurs. Une campagne d'essais de laboratoire supplémentaires a été réalisée dans le cadre de l'étude de faisabilité afin de réduire l'incertitude sur les propriétés de la roche intacte.
  - La concentration de contraintes dans les piliers de sole, dans les zones de retrait longitudinal (entre deux fronts de minage) et dans les piliers de stérile pourrait entraîner de l'éclatement et des instabilités locales à certains endroits, ainsi que des glissements et des instabilités le long de discontinuités géologiques. De la sismicité, et possiblement des coups de terrain, pourraient se développer dans les piliers de sole, ainsi que dans les secteurs où des fronts de minage convergeront. La séquence d'extraction minière a été développée afin de réduire le risque de coups de terrain locaux, mais des ajustements subséquents pourraient être nécessaires selon le comportement observé du massif rocheux lors de la production.
  - Le retrait longitudinal vers un accès central pourrait s'avérer plus difficile.

- Piliers de sole :
  - La production devra provenir de différents horizons de minage afin d'atteindre les objectifs de production, ce qui créera des piliers de sole aux niveaux où les fronts miniers vont converger. La séquence de minage, prévue progresser du bas vers le haut, fera en sorte que les contraintes seront poussées vers le haut et se concentreront dans les piliers de sole.

Une accumulation de contraintes à ces endroits est anticipée, ce qui pourra possiblement entraîner de l'éclatement et des instabilités locales à des profondeurs inférieures à 600 m, et potentiellement des coups de terrain à de plus grandes profondeurs. Des défis opérationnels sont susceptibles d'être rencontrés lors du minage des piliers de sole en profondeur. Bien que la séquence d'extraction ait été développée afin de réduire les interactions entre différents fronts de minage, de telles interactions seront inévitables considérant les multiples fronts de minage nécessaires pour maintenir la production.

- Des défis liés aux contraintes induites par le minage sont anticipés surtout dans la zone minière Lynx là où les panneaux minés sont plus continus, comparativement à ceux de la zone minière Underdog où les panneaux sont plus fragmentés et discontinus.
- Environ 15% des tonnes du projet sont localisées dans les piliers de sole.

- Faille Bank :
  - Il est prévu que la qualité du massif rocheux dans le corridor interprété de la faille Bank sera faible. Conséquemment, il est anticipé qu'il y aura davantage de dilution dans les chantiers situés à l'intérieur et à proximité de cette faille.

- Autres failles :
  - Des zones présentant de valeurs de RQD faibles associées avec la faille Bank ou d'autres failles pourraient servir de conduits d'infiltration d'eau dans la mine. Les simulations numériques n'ont pas considéré d'effets hydrogéologiques.

- Stabilité des piliers de surface :
  - Une évaluation empirique des piliers de surface a été complétée à partir des données disponibles. La séquence minière planifiée pour l'étude de faisabilité prend en considération les recommandations issues de cette étude. Il est toutefois recommandé de collecter davantage de données sur les conditions du massif rocheux dans les piliers de surface afin d'être en mesure d'effectuer des analyses plus robustes. Le remblayage rapide et complet des chantiers sous-jacents aux piliers de surface est planifié, ce qui réduira le risque associé aux instabilités des piliers de surface.

Puisque le contexte géologique du dépôt est complexe, il est attendu que les orientations des principales familles de joints seront très variables au sein du dépôt. La géométrie des blocs potentiellement instables est ainsi appelée à varier dans la mine. À l'échelle d'une galerie, il est attendu que la variabilité et la complexité de l'assemblage du massif rocheux causeront des conditions de stabilité variables (notamment en ce qui concerne les instabilités structurales). Il est prévu d'effectuer des relevés structuraux systématiques au fur et à mesure que les développements progresseront, ce qui permettra de mieux définir la variation spatiale de la géométrie des familles de joints et d'ajuster le support de terrain en conséquence, si nécessaire.

Les développements qui traverseront les failles connues, par exemple la faille Roméo, rencontreront des zones de mauvais terrain et des conditions de désenchevêtrement. D'autres failles et structures géologiques à plus petite échelle pourront aussi influencer localement le comportement du massif rocheux.

Les recommandations géomécaniques et les lignes directrices présentées dans ce rapport sont basées sur des analyses techniques incluant des méthodes empiriques (dimensions de chantiers, évaluation de la dilution, dimensions de piliers de surface), ainsi que des simulations numériques 3D de la séquence d'extraction planifiée à l'échelle de la mine réalisées à l'aide du code explicite de différences finies pour la mécanique de milieux continus *FLAC3D*. Ces recommandations et lignes directrices sont basées sur les données disponibles, l'état de l'art actuel et l'expérience d'A2GC. Selon l'opinion d'A2GC, les données géomécaniques collectées à ce jour sont suffisantes pour supporter une étude de niveau faisabilité.

# 1. INTRODUCTION

The Windfall gold mine project (Windfall) is located in the Abitibi Greenstone Belt, approximately 200 kilometres northeast of Val-d'Or and 115 kilometres east of Lebel-sur-Quévillon, in the province of Quebec in eastern Canada.

Osisko Mining, Inc. (OSK) requested Andrieux and Associates Geomechanics Consulting, L.P. (A2GC) to provide geomechanical inputs to the mine design in support of the Feasibility Study (FS) planned to be released in Q4 of 2022. A proposal was sent by A2GC on 07 April 2022, which was accepted by OSK (purchase order OSK-552).

In 2020-2021, A2GC had provided geomechanical inputs to the mine design in support of the Preliminary Economic Assessment that was released in April 2021. A technical report (A2GC, 2021) was issued in which the geotechnical rock mass conditions were detailed, as well as the outcomes of the geomechanical and ground control assessments. Those included: the evaluation of stope dimensions, the estimation of external dilution, the dimensioning of pillars (rib, inter-lens and crown pillars), overall stability and geomechanical risk assessments using three-dimensional numerical modelling, and ground support recommendations.

The scope of this FS work includes the update of the rock mass characterization (from a laboratory testing program), the update of the existing three-dimensional numerical model and the update of the PEA geomechanical guidelines based on the FS numerical model and the FS mining sequence.

The geomechanical assessments and recommendations presented in this report are based on the preliminary life of mine (LOM) stope layout and mining sequence provided by Entech Mining, Ltd. (Entech) on 20 August 2022.

This report is meant to be standalone: the structure and content of the PEA technical report (A2GC, 2021) is maintained, updated with additional FS data and analyses. Unchanged sections from the PEA are flagged.

Geomechanical rock mass conditions are detailed in Section 5. Geomechanical assessments are discussed in Section 6. The geomechanical guidelines and recommendations for mine design are grouped in Section 7. Ground support recommendations are presented in Section 8. Risk, opportunities, and recommendations for future work are addressed in Sections 9 and 10.

## 2. PREVIOUS GEOMECHANICAL STUDIES

A PEA for the Windfall project was first released by Osisko in 2018 (BBA, 2018).This PEA included the Windfall deposit and the Osborne-Bell deposit. The PEA released by Osisko in 2021 included only the Windfall deposit. The FS to be released by Osisko in 2022 also focuses solely on the Windfall deposit.

The geomechanical work in support of the 2018 PEA was performed by Golder:

- Golder Associates, Ltd. (2018). *Rock Engineering in Support of PEA Mine Design.* Osisko Mining – Windfall Project Preliminary Economic Assessment (PEA). Draft report. Ref. no.: GAL062-1897250-RevA. Dated June 2018. (Golder Associates Ltd., 2018b)

Following the 2018 PEA, Golder performed additional collection of geomechanical field data:

- Golder Associates, Ltd. (2020). *Factual Report on Data Collection for the Windfall and Osborne-Bell Site Investigation.* Ref. no.: GAL080-19118268-19001-Rev0. Dated 13 March 2020. (Golder Associates Ltd., 2020)

The geomechanical work in support of the 2021 PEA was performed by A2GC:

- A2GC (2021). *Rock Engineering in Support of Mine Design for the 2021 Preliminary Economic Assessment – Windfall Lake Project.* Ref. no.: A2GC-2160-WIN-002-R-20211019-F. Dated May 2021. (A2GC, 2021)

## 3. SITE VISITS BY A2GC PERSONNEL

As part of the PEA, two site visits were conducted by A2GC personnel:

- Nicolas St-Onge, qualified person for the geomechanical component of the 2021 PEA study, visited the site on 07-09 December 2020. The discussions and observations on the site visit are summarized in a technical report (A2GC, 2020a).
- Patrick Andrieux, Principal Engineer at A2GC, visited the site on 07-09 January 2020 and conducted a ground control review. The findings of the visit are presented in a technical report (A2GC, 2020b).

As part of the FS, Patrick Andrieux, qualified person for the geomechanical component of the 2022 FS, and Amélie Ouellet, Senior Engineer at A2GC, visited the site on 27-29 September 2022. During this visit, numerical modelling results were compared to field observations and put into perspective through visual observations and discussions with site engineers.

# 4. PROJECT DESCRIPTION

## 4.1 GEOLOGICAL SETTINGS

➢ **Remark:** *This sub-section (4.1) remains unchanged from the PEA report (A2GC, 2021).*

The following section is summarized from Micon International Ltd. (2020).

The Windfall deposit is located in the central part of the Urban-Barry greenstone belt in the Northern Volcanic Zone of the Abitibi geological sub-province. The Urban-Barry greenstone belt contains mafic to felsic volcanic rock units and is cross-cut by several east-trending and east-northeast-trending shear zones that delineate major structural domains. In the Windfall deposit area, the stratigraphy trends north and dips moderately towards the East. The volcanic rocks are intruded at high angles by a series of calc-alkaline quartz-feldspar porphyry dykes and sills, commonly referred herein as QFP dykes. The QFP dykes are observed to crosscut the volcanic strata (perpendicular to foliation) and are generally sub-vertical and plunge 35° east-northeast.

The mineralization is currently known over a vertical extent of approximately 1,800 m. However, the recent mineral resource estimate update is enclosed within a vertical extent of 1,200 m, separated into three sectors: the Lynx zone (Lynx Main, Lynx HW, Lynx SW, Triple Lynx and Lynx 4), the Main zone (Zone 27, Caribou, Mallard, Windfall North and the F-Zones) and the Underdog zone. The Main and Underdog zones are separated by a thick, low-angle, post-mineral granodiorite sill called “Red Dog.” The Main zone is located in the hanging wall, above the Red Dog, and the Underdog mineralized zone is located in the footwall, beneath the Red Dog sill. Typical geology cross-sections of the Lynx and Main/Underdog deposits are shown in Figure 1 and Figure 2, respectively.

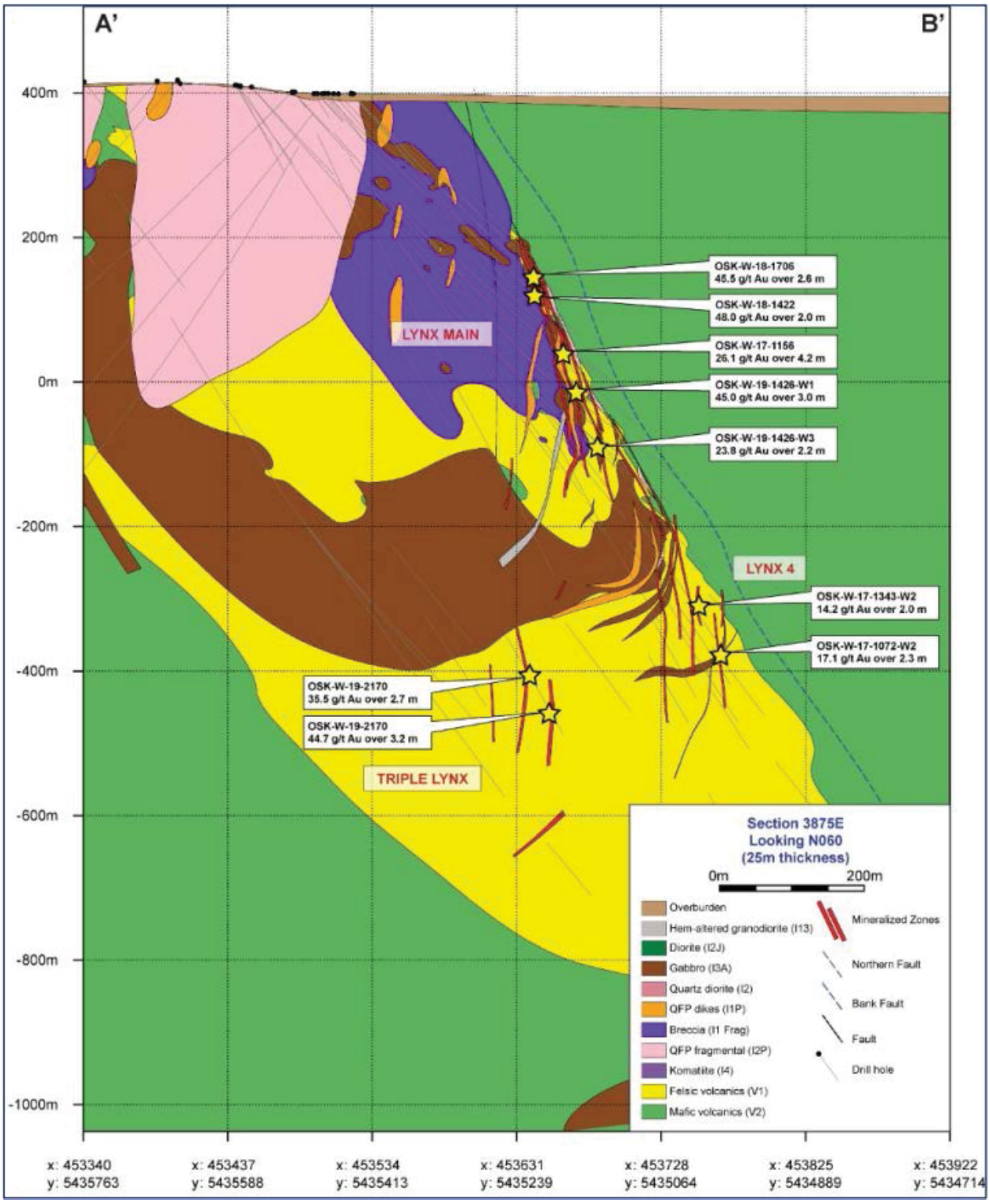



**Figure 1. Simplified northwest-southeast vertical cross-section of the geology of the Lynx zone of the Windfall deposit (excerpt from Micon International Ltd. (2020)).**

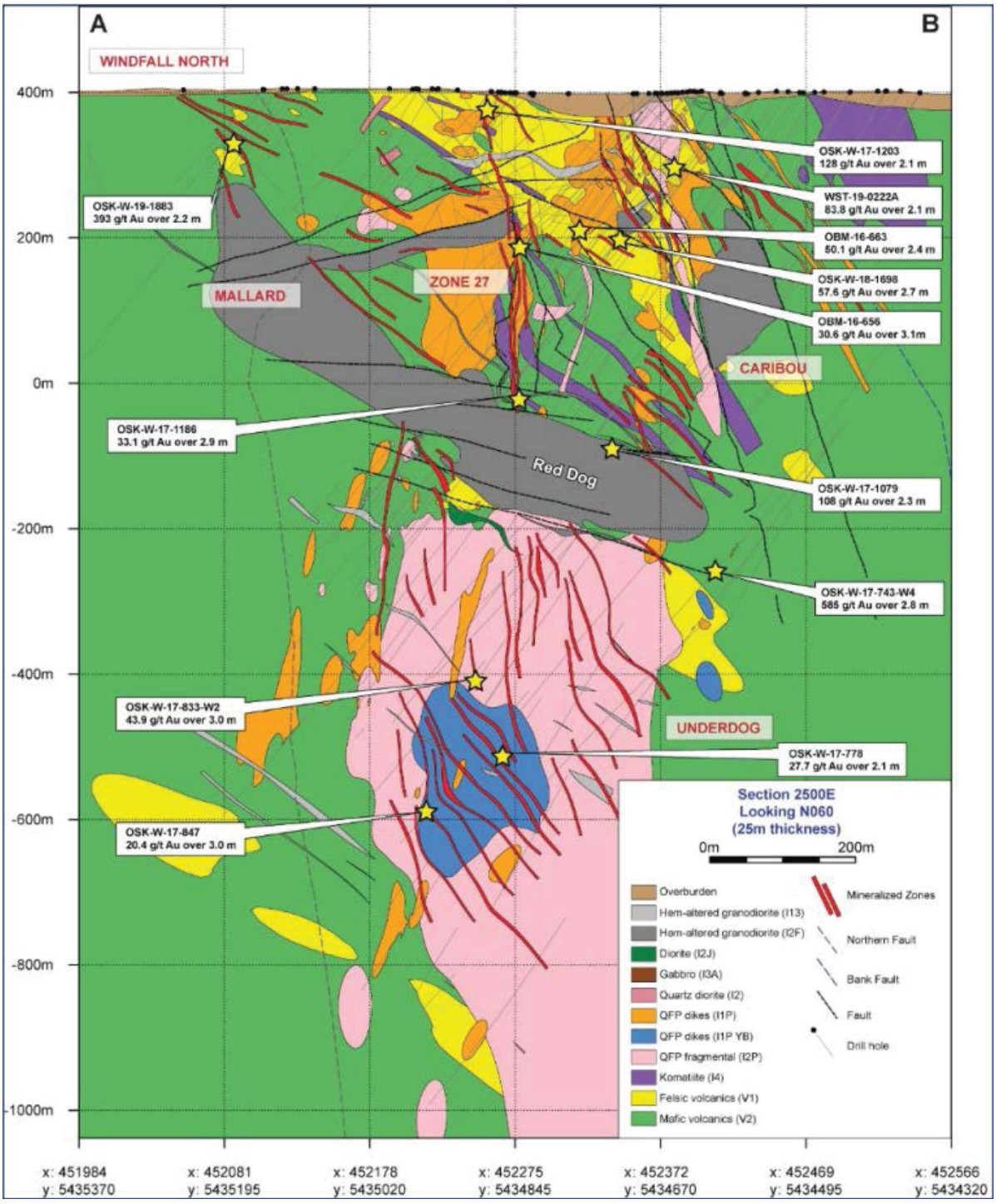



**Figure 2. Simplified northwest-southeast vertical cross-section of the geology of the Main and Underdog zones of the Windfall deposit (excerpt from Micon International Ltd. (2020)).**

At the Windfall deposit, four deformations events are observed, which are simply denoted as D1-D4. These include: 1) early folding and local development of a layer-parallel fabric [D1], 2) east-northeast trending faults, shear zones and tectonic fabric [D2], 3) late north-trending brittle faulting [D3] and 4) a late tilting event [D4].

- The D1 deformation affects the volcanic package and is characterized by regional scale open to tight folds with axial planes that trend east-northeast and plunge roughly 35 to 40°. These folds are locally associated with a weak to moderate layer-parallel penetrative foliation. The foliation is locally well developed and strikes on average north and dips roughly 35 to 40° towards the East.
- The D2 deformation is defined by subvertical faults, shear zones and a weak to strong penetrative fabric that strikes on average east-northeast dipping roughly 60 to 80° southeast and are locally overturned. These structures are observed to crosscut the axis and limbs of earlier D1 folds (perpendicular to foliation). Importantly, the syn-deformation QFP intrusions and gold mineralization are dominantly aligned within these structures. This deformation event is observed to pre-date and post-date gold mineralization as identified from field relationships.
    - The early D2 structures are observed as faults and high strain zones with a weak to moderate penetrative foliation. This deformation triggers intrafolial folding of the earlier S1 fabric forming a sigmoidal-like schistosity. The faults dominantly control the emplacement of syn-deformation QFP intrusions, whereas the later overprinting high strain zones control the emplacement of gold mineralization. The high strain zones are often located in areas of rheological anisotropies that are often associated to the contacts of subvertical syn-deformation QFP intrusions and the deformed host volcanic rocks.
    - The late D2 deformation is associated with the Bank fault, which is interpreted as a reverse sinistral fault-shear zone. The Bank fault crosscuts and deforms the rocks of the Windfall deposit. The footwall of this structure is host to the Windfall deposit, whereas the hanging wall is characterized by strongly deformed and gold-barren mafic volcanic rocks. The syn-volcanic and syn-deformation rocks, the early tectonic fabric and the gold mineralized vein system are observed to parallel this structure as they approach it. Roughly 650 m north-northwest of this structure is the Northern fault, which is a smaller, subparallel structure that strikes east-northeast and dips 80° southeast.
- The D3 deformation is defined by late brittle faults that overprint all lithologies, shear zones and gold mineralization. These late brittle structures are characterized by zones of broken core, fault gouge and cohesive fault breccias. These faults are steep to moderately

dipping structures that strike north. The most significant of these structures are the Windfall and Romeo faults.

- The D4 deformation event is defined as a late tilting event, which slanted the Windfall deposit to its present-day position. The volcanic-volcanic contacts, all QFP intrusions, the tectonic fabric and the gold mineralized veins all plunge approximately 35° towards east-northeast. All these features are interpreted to have been subvertical during the emplacement of gold mineralization and later tilted 55° by a late and currently unidentified structure.

The gold mineralization is hosted in two fabrics, these being the D2 fabric associated with the development of the east-northeast deformation corridors, and, locally, the earlier D1 fabric associated with layer-parallel fabric developed during early folding. The result is two dominant mineralization orientations, which are: 1) striking east-northeast dipping 60 to 80° southeast and locally overturned, and 2) striking north dipping 30 to 60° east (Figure 3). The dominant controls of gold mineralization are high strain zones and faults that are located in D2 deformation corridors. This structural pattern observed throughout the Windfall deposit is interpreted to be similar to that of a Riedel shear-fracture system, as schematized in Figure 4.

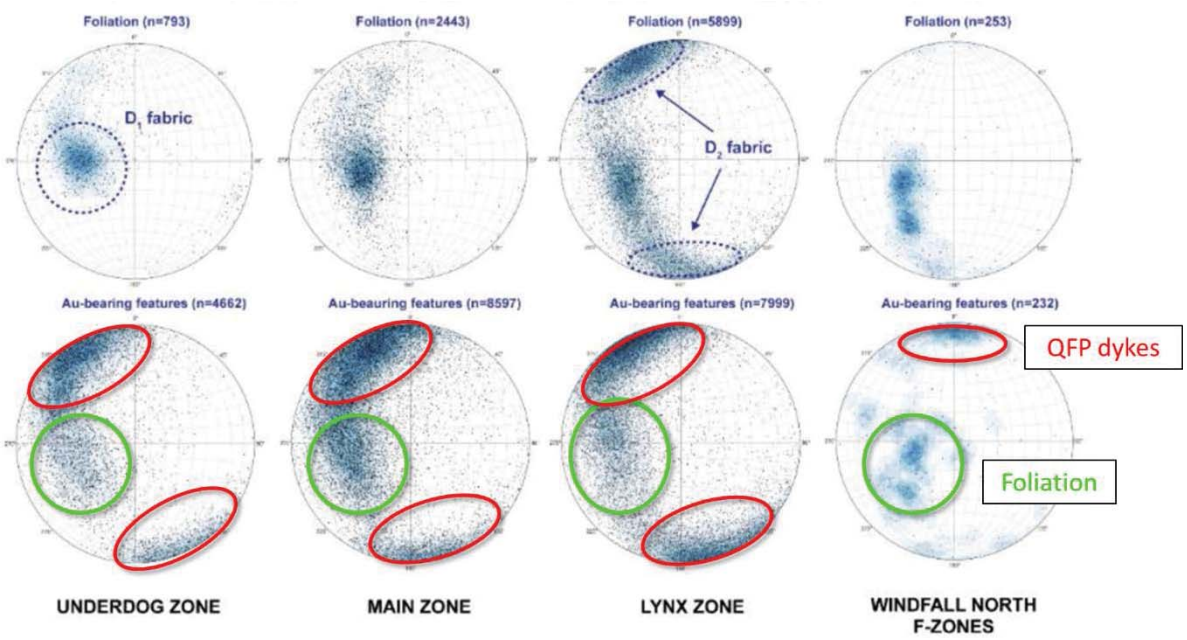



**Figure 3. Stereographical projections of the measured foliation and gold bearing features from oriented drill core structural measurements within individual mineralized zones showing mineralization is hosted within sigmoidal-shape features typical of Riedel-type structures (adapted from Micon International Ltd. (2020)).**

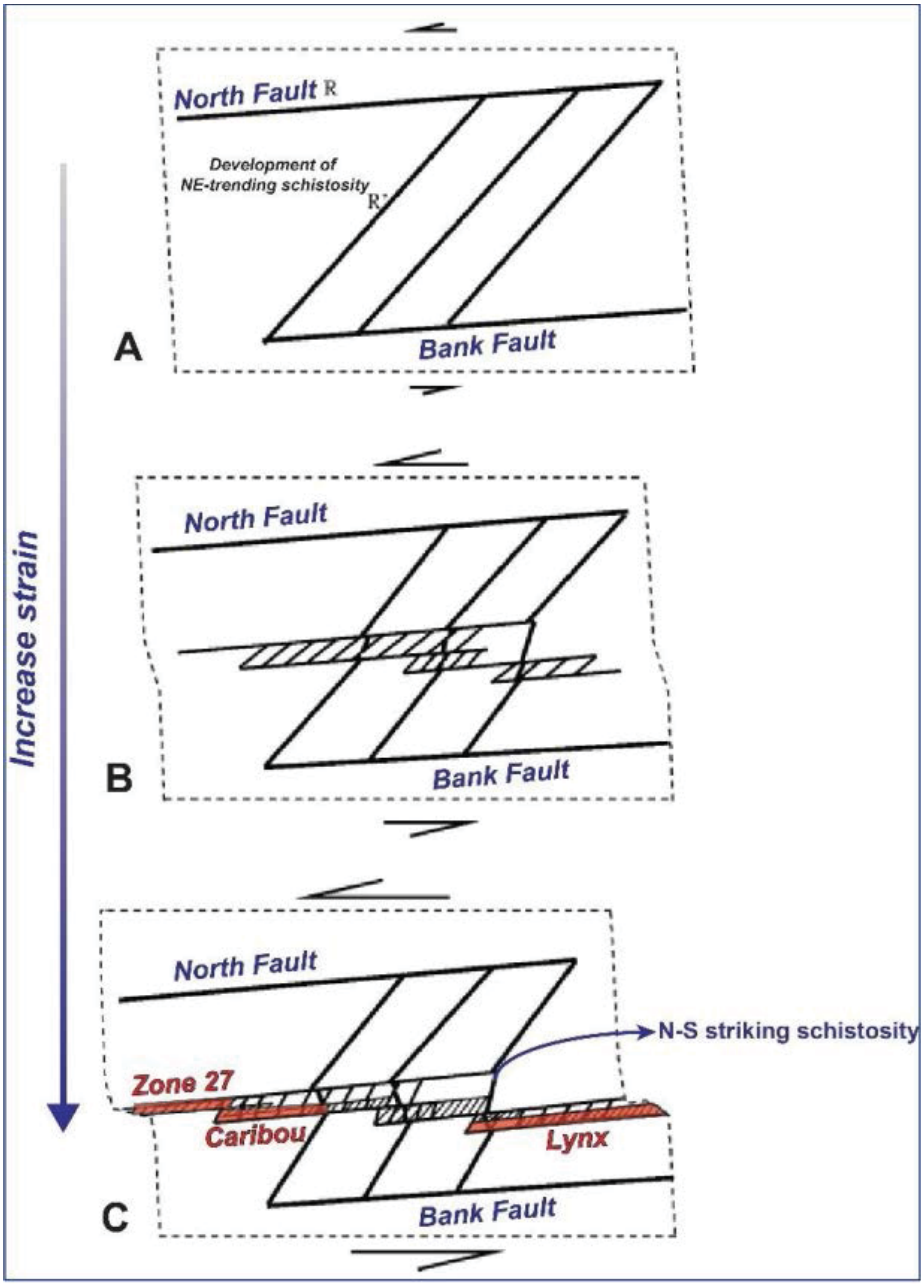



**Figure 4. Interpretation of the Riedel-Type structural model applied to the Windfall deposit (excerpt from Micon International Ltd. (2020)).**

Fault structures observed on site are discussed in Section 5.6.

## 4.2 PROPOSED MINE PLAN

The proposed mine plan presented in this section is the version provided by Entech on 02 August 2022, which is based on the 07 June 2022 resource block model.

The current mine plan considers mining the deposit by longitudinal retreat longhole open stoping. The stopes will be backfilled with 1) a mix of cemented rockfill (CRF) and uncemented rockfill (URF) and 2) cemented paste backfill (CPB). CRF is planned to be used mainly in the first three to six months of production until the CPB plant is commissioned, and later in the mine life to provide flexibility to backfill stopes located away from the main CPB piping system or in case of issues with the CPB plant. The average mining rate is planned to be 3,300 tonnes per day.

The project is separated into two almost independent mines:

1) The West mine, which includes the Caribou zone [CA1 and CA2] and Zone 27 [Z27] (usually referred together as the 'Main zone'), the Underdog zone [UDD], as well as the Mallard [MAL] and Bobcat [BCT] smaller zones.
2) The East mine, which includes the Lynx Main [LXM], Lynx 4 [LX4], Lynx HW [LHW] and Triple Lynx [TLX].

The project also includes a small satellite zone, the F-zones. In this report, the West and East mines are referred to as the Main/Underdog and Lynx mines, respectively. Figure 6 shows the location of the resource zones.

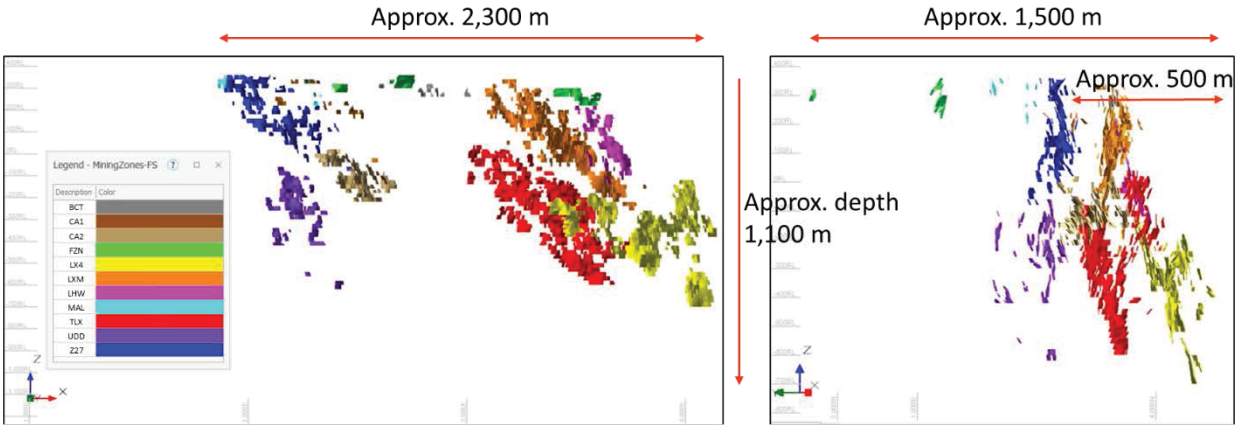



**Figure 5. Longitudinal view looking north (left) and east perpendicular to the average strike of the ore zones (right) with the stopes coloured per resource zone.**

The deposit will be mined following a bottom-up sequence. At the start of the mine, development is planned to have reached level 240 in the Main/Underdog mine (approximate depth of 240 m) and level 780 in the Lynx mine (approximate depth of 780 m). The mine will be separated into

mining horizons, which will create sill pillar levels (upper level of the mining horizons). The stopes in the sill pillar levels will be drilled with upper holes from the undercut access (no overcut redeveloped in backfill is currently planned), as will isolated stopes at the top of some pyramids. The stopes in the sill levels are planned to be backfilled with CPB using upholes from the undercut access. Figure 6 and Figure 7 show longitudinal views of the planned stopes, coloured per year of mining and showing the sill pillar levels, respectively.

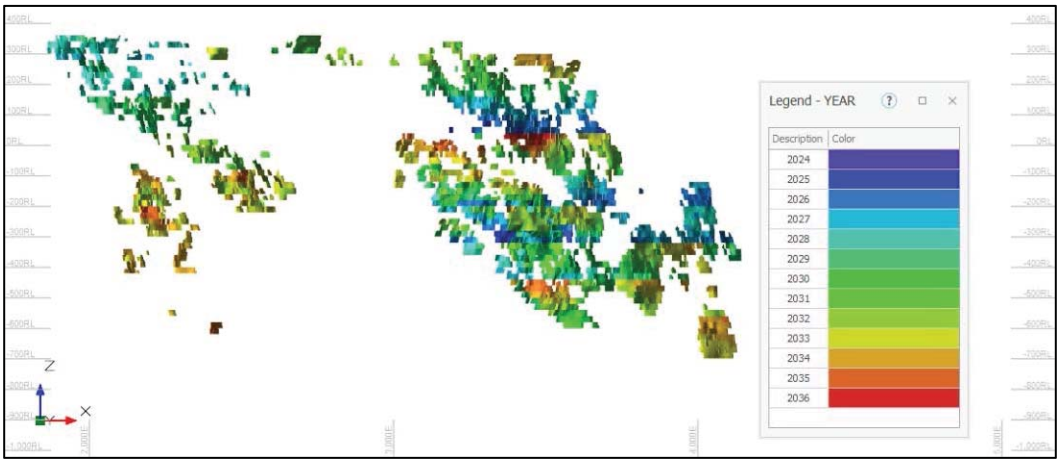



**Figure 6. Longitudinal view (looking north) of the planned stopes, coloured per year.**

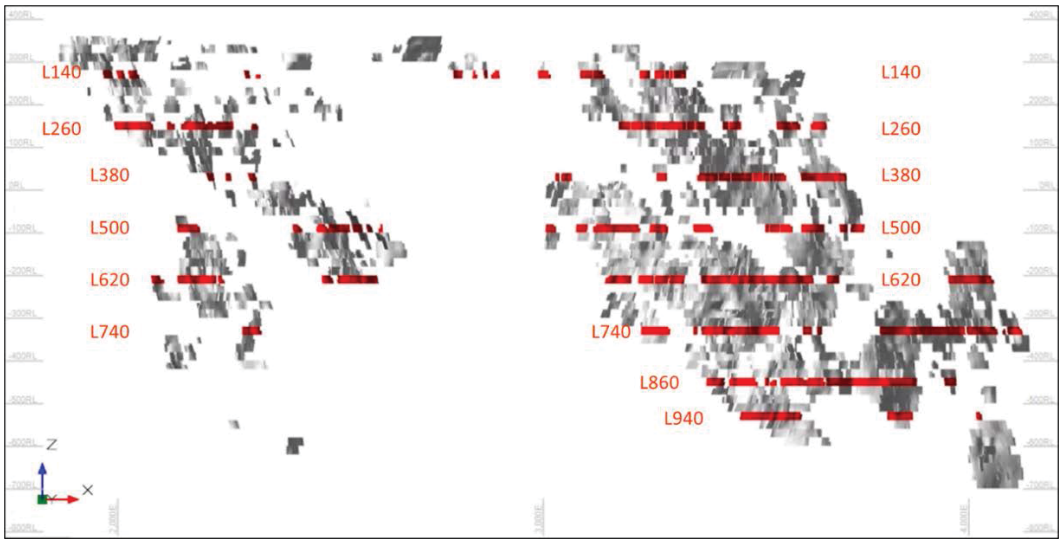



**Figure 7. Longitudinal view (looking north) of the project stopes, showing sill pillar levels in red.**

Figure 8 and Figure 9 show the distribution of the stope production per resource zone and per level. Most of the production (70%) will come from the Lynx 4, Lynx HW and Triple Lynx zones. Most of the production will come from depths below 1,000 m.

- 51% of the production will come from depths below 600 m.
- 49% of the production will come from depths between 600 and 1,100 m.

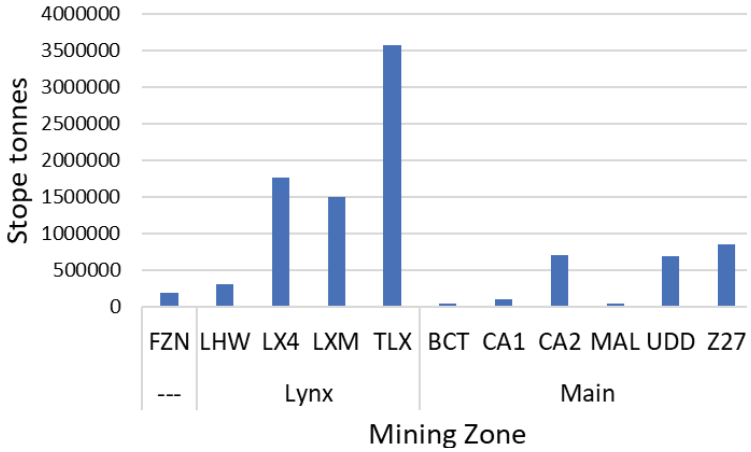



**Figure 8. Distribution of the stope production (in tonnes) per zone.**

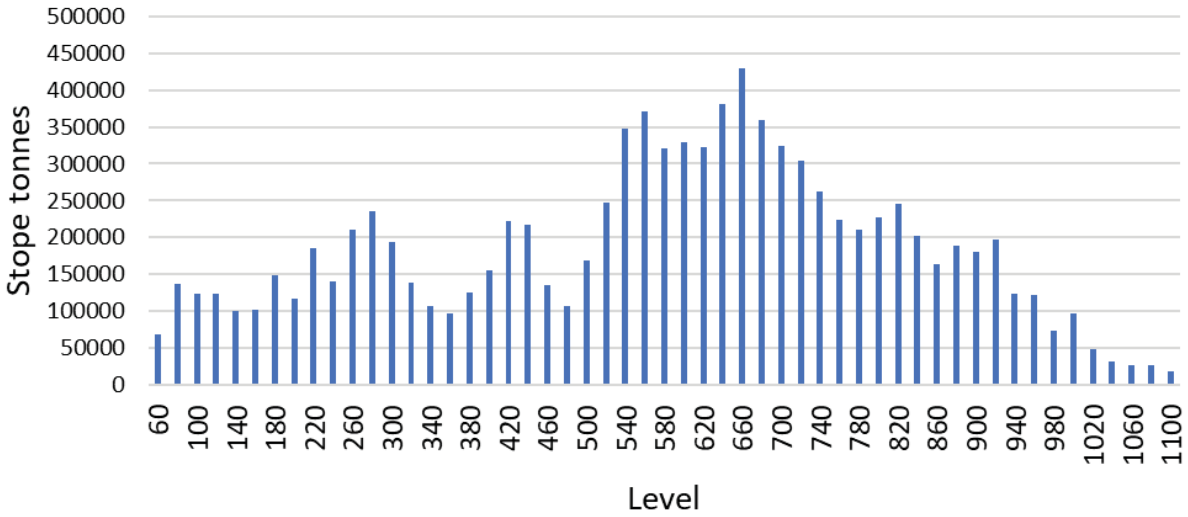



**Figure 9. Distribution of the stope production (in tonnes) per level (excluding tonnes from the stope accesses).**

Figure 10 shows the distribution of the undiluted horizontal width and the dip of the stopes. The stope shapes have been generated with a minimum mineable lens width of 3.0 m (which includes 1.0 m of unplanned dilution). Approximately 81% of the stopes will have an undiluted horizontal width less than 5 m and approximately 77% of the stopes will have a dip steeper than 70°, so the stopes are generally narrow and moderately steep. It is important to note that the current stope shapes were automatically generated using a Mineable Shape Optimizer (MSO) tool, which, despite the name, does not always result in stope geometries that are realistically mineable. The

mine design considered is a preliminary version, which is expected to be "cleaned" manually before the final version to remove some of the artefacts. Some of the larger and shallower stopes in the current mine design are considered to be artefacts of the MSO process and are likely to change during the detailed stope planning process.

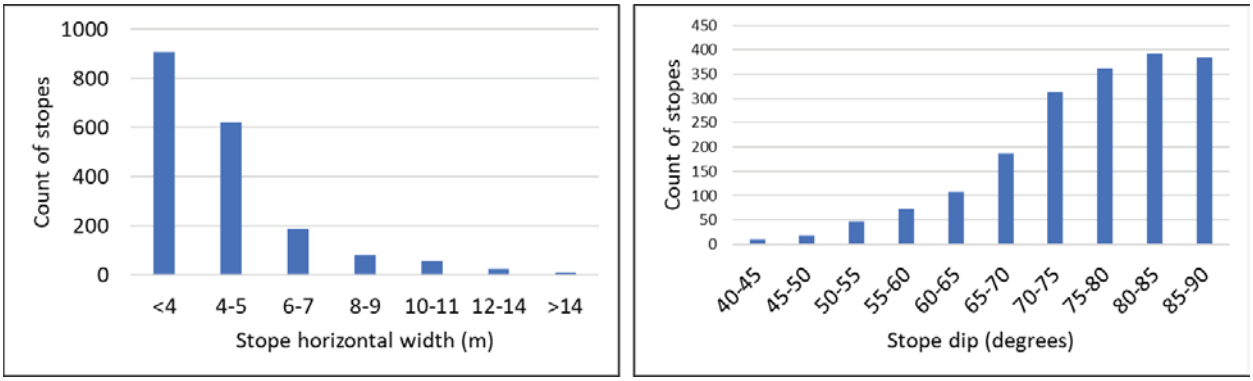



**Figure 10. Distribution of the undiluted horizontal width (left) and dip (right) of the stopes for the entire project.**

Figure 11 and Figure 12 show longitudinal views of the planned stopes, coloured per undiluted horizontal width and average stope dip, respectively. It can be observed that the Triple Lynx (TLX) zone has wider stopes dipping at shallower angles. Large stopes tend to have a shallower dip.

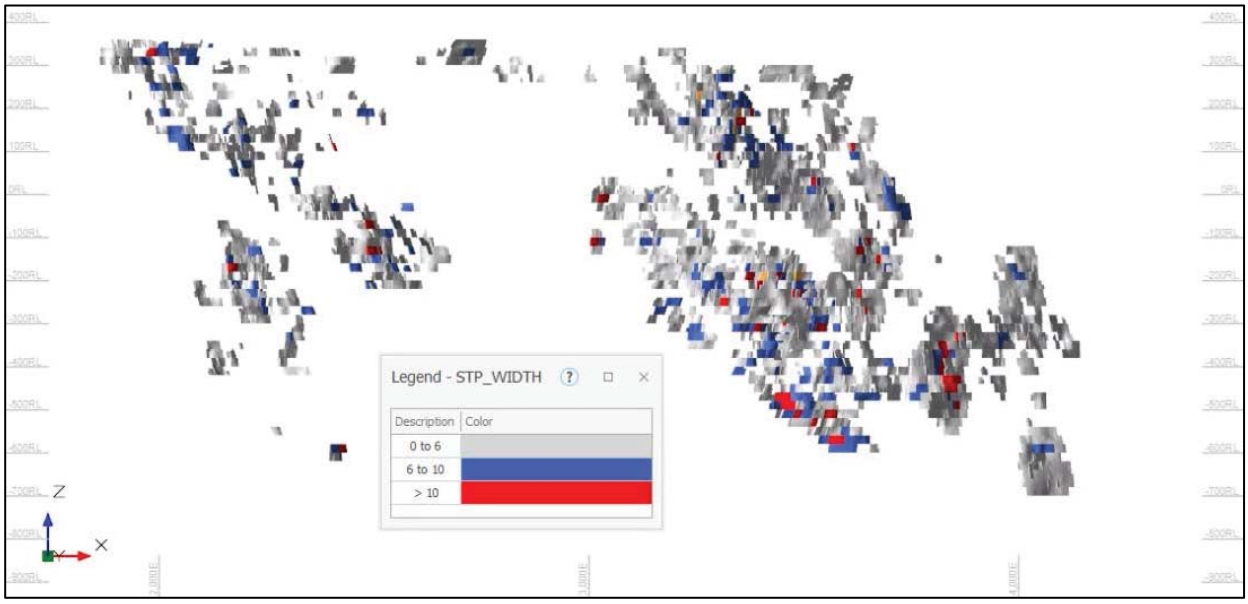



**Figure 11. Longitudinal view (looking north) of the stopes of the project, coloured per undiluted horizontal width.**

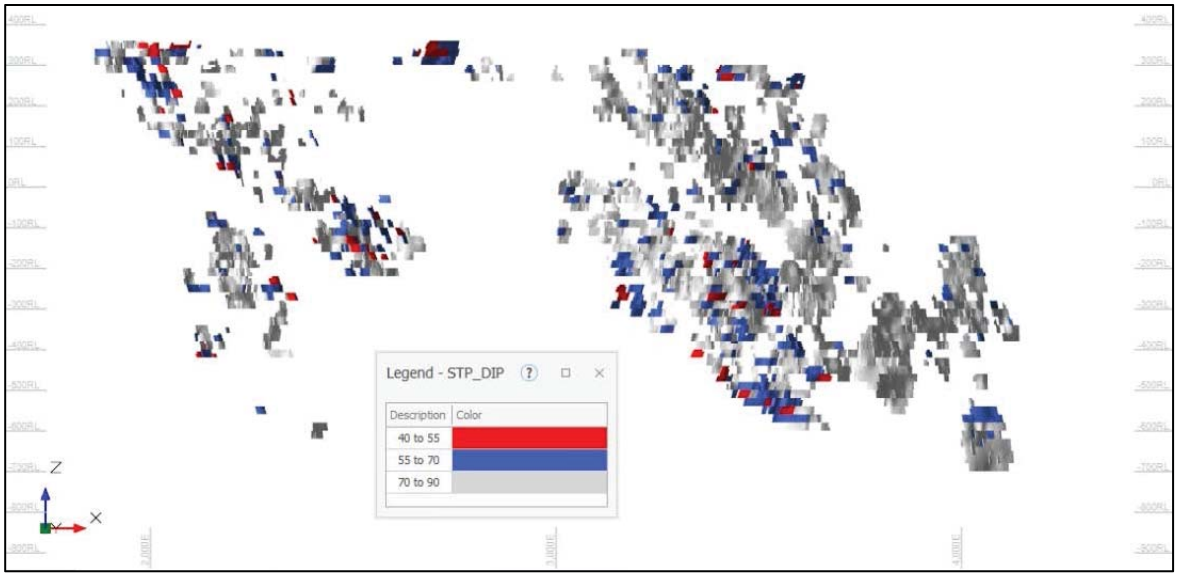



**Figure 12. Longitudinal view (looking north) of the stopes of the project, coloured per average stope dip (in degrees).**

Figure 13 shows a longitudinal view of the planned stopes, coloured per stope height. The vertical height of the stopes is planned at 20 m floor-to-floor for 92% of the stopes. The planned vertical height of the remaining stopes is 10 to 15 m floor-to-floor. Smaller stope heights were chosen based on economics – if mineralization did not extend to the next level above, the height was reduced. The mine design produced by Entech was based on a maximum strike length of 32 m.

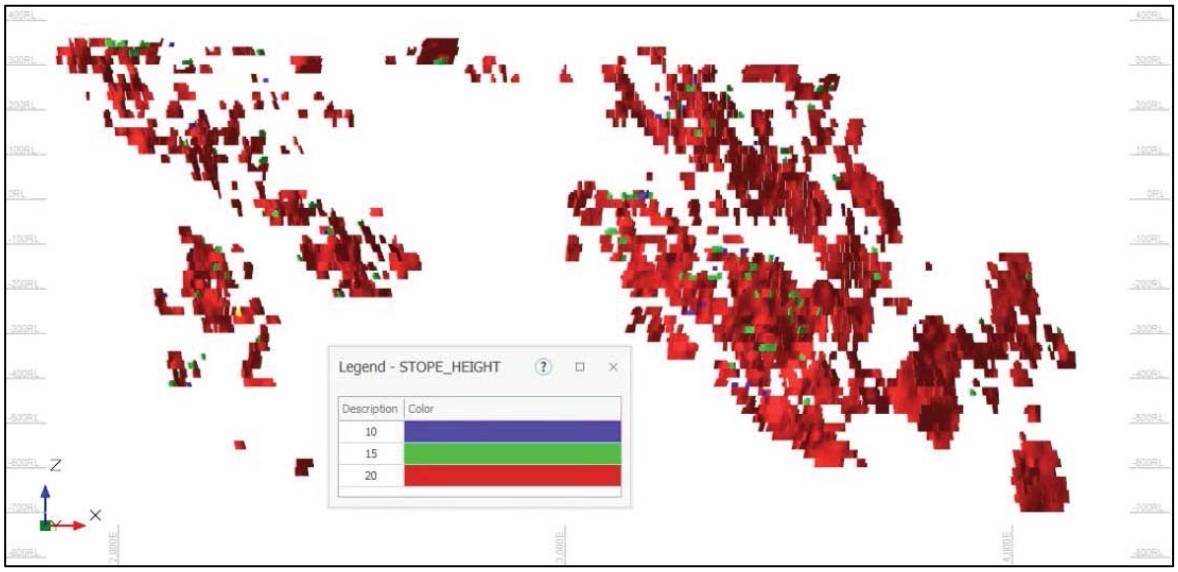



**Figure 13. Longitudinal view (looking north) of the stopes of the project, coloured per stope height.**

Maintenance excavations on Level 560 are the main large permanent infrastructure planned to be excavated underground. A preliminary design was provided by OSK on 28 September 2022.

The mine will be accessed using the existing portal and a new portal to be located closer to the Lynx deposit.

Crown pillars are planned to remain at mine closure (not mined). The stopes under the crown pillars are planned to be backfilled as tightly as possible to limit the minimise remaining voids.

# 5. GEOMECHANICAL ROCK MASS CONDITIONS

## 5.1 IN-SITU STRESS CONDITIONS

The average stress magnitudes from the 2015 update of the Canadian Shield Stress Database (Mirarco, 2015) were considered for the PEA study in the absence of site-specific data at that time. The lack of in-situ stress measurements was then flagged as a major data gap and it was recommended to conduct such measurements. Following the PEA issue, stress measurements were conducted at Windfall by Sigra Pty, Ltd (Sigra) in the Fall of 2021. The pre-mining stress field considered for the FS study is based on these in-situ measurements.

Measurements were done using the Sigra over-coring stress test tool. Two horizons were tested, at 300 m and 600 m below surface. A third horizon 900 m deep was planned but was ultimately abandoned because of excessive drilling deviation. The stress measurements are described in the Sigra report (Sigra, 2022).

Table 1 summarizes the in-situ stress tensor considered for the project, based on the stress testing results. A bilinear gradient was retained with a first segment for shallower depths (0 to 300 m) and a second segment for depths between 300 and 1,500 m. This was done to best fit the stress measurements, without exaggerating the stresses at shallow depths. The first segment was taken to be the stress gradient proposed by Mirarco (2015) for shallow depths (0-300 m). The second segment is a linear regression through the Sigra measurements at depths of 300 and 600 m. The second segment was adjusted to intercept the gradient proposed by Mirarco (2015) at 1,500 m depth. The pre-mining stress field considered for the FS is shown graphically in Figure 14 together with the Sigra measurements.

The Sigra stress measurements suggest higher stress magnitudes than what was assumed in the PEA: at 300 m depth, the major principal stress is 36 MPa, rather than 20 MPa, and at 1,000 m depth, it is 51 MPa instead of 44 MPa. The difference tends to diminish with depth because the second segment was adjusted to intercept the Mirarco gradient at a depth of 1,500 m.

**Table 1. In-situ stress conditions considered for the Windfall project FS.**

| Principal stress component | Orientation (dip/azimuth) | Magnitude gradient (MPa) | |
|---|---|---|---|
| Major principal stress $\sigma_1$ | 00° 035° | 3.55 $\sigma_3$ + 8.38 | 2.33 $\sigma_3$ + 6.75 |
| Intermediate principal stress $\sigma_2$ | 00° / 125° | 0.84 $\sigma_3$ + 29.50 | 0.63 $\sigma_3$ + 20.00 |
| Minor principal stress $\sigma_3$ | 90° / 000° | 0.026z, where z is the depth in metres | |

Dip is measured downwards from horizontal and azimuth is measured clockwise from mine grid north.

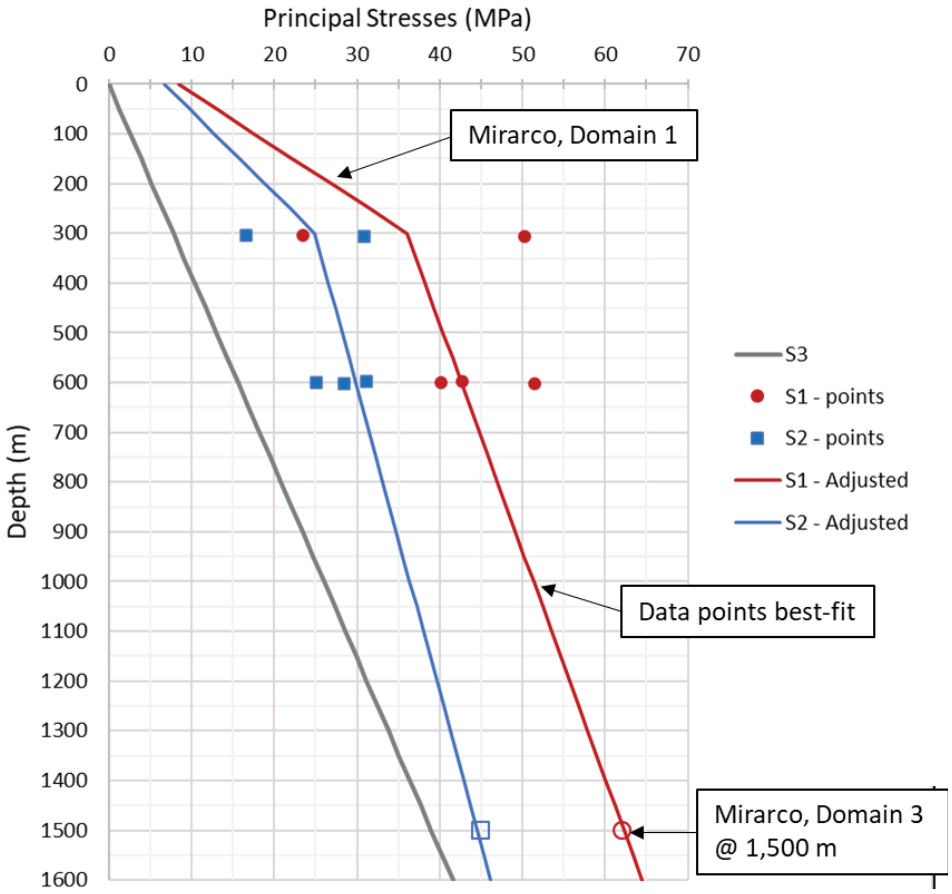



**Figure 14. Pre-mining stress field considered for the Windfall project with Sigra measured points at 300 m and 600 m depth.**

Measurements at 300 m show higher variability than those at 600 m. It is not uncommon to observe disturbed ground at shallower depths, and a clearer more undisturbed gradient at depth. In Figure 15, the depth of the Sigra measured points is compared to the planned stopes for the FS. Measurements were only possible in the upper half of the planned stopes. The planned stress

measurement at 900 m depth (which were abandoned due to excessive drilling deviation) would have better constrained the stress field at depth.

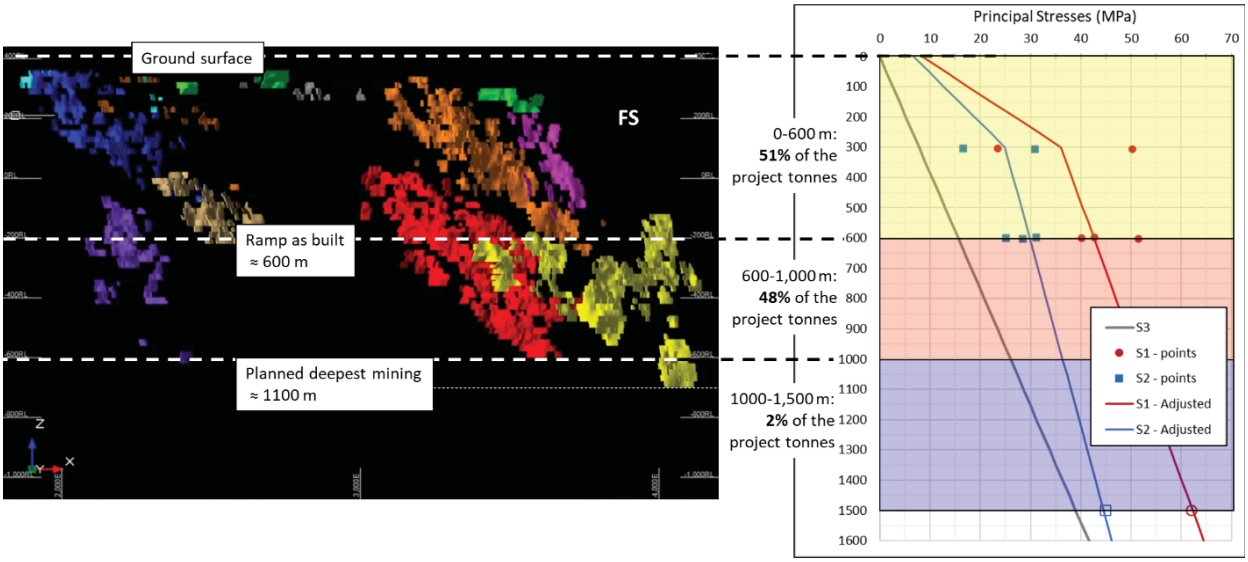



**Figure 15. Depth of Sigra measured points compared to planned stopes.**

In the absence of measurements, principal stresses are typically and conservatively rotated perpendicular to the orientation of tabular sub-vertical ore bodies. Therefore, at the PEA, the major principal stress ($\sigma_1$) was taken to be horizontal and perpendicular to the ore body (trending approximately north-northwest at 155°). The Sigra measurements suggested 035° as the mean orientation at 300 m depth. Orientation results were more scattered at 600 m depth. Based on the measurements, the major principal stress ($\sigma_1$) was taken for the FS to be horizontal and trending north-northeast (at 035°), the intermediate principal stress ($\sigma_2$) was set horizontal and perpendicular to the major principal stress, and the minor principal stress ($\sigma_3$) was considered vertical. Note that the ore body trend is approximately 065°.

## 5.2 Rock Mass Geomechanical Domains

For the purpose of geomechanical analyses and designs, the rock mass volume is typically divided into geotechnical domains with similar geological, structural and rock parameter characteristics. Generally, the main lithology units constitute the boundaries of the geotechnical domains, which are then subdivided based on structural characteristics or local variability in the rock mass properties.

The geological settings of the Windfall deposit are complex, as discussed in Section 4.1. The lithology units across the different mining zones are generally brittle, strong, hard rock masses

sparsely jointed to blocky. The volcanic rocks exhibit various intensity of foliation, but the foliation is generally strong. The rock mass quality is only significantly different, and lower, inside the boundaries of, and in proximity to, the interpreted faults.

For the 2018 PEA, Golder concluded that the different lithologies have comparable geomechanical properties and could be grouped for geomechanical assessment into a single geomechanical domain per mining zone. A2GC came to the same conclusion after the update of the rock mass characterization for the 2021 PEA. It must be recognized that this is not typical and expected to result in some level of variability being missed within these combined domains.

For the FS, the domaining approach was revised. Following discussions with OSK engineering and geology personnel, geomechanical domains were grouped by lithology, based on their geological origin, their composition (felsic or mafic) and strength testing data. Additional strength testing data was conducted (presented at section 5.4) to confirm the proposed lithology grouping. Table 2 summarizes the geomechanical domains derived for the FS geomechanical assessments.

**Table 2. Geomechanical domains considered for the FS geomechanical assessments.**

| Geomechanical Domain | Lithology |
|---|---|
| 1- Mafic rocks | V2<br>I3A<br>I4 |
| 2- Felsic intrusives | I1 Frg<br>I1P TrY<br>I1P YB<br>I1P YL<br>I2F<br>I2J<br>I2P<br>I13 |
| 3- Felsic volcanics | V1 |

It should be noted that the Red Dog dyke, classified as the I2F lithology, is part of the geomechanical domain that regroups all felsic dykes (2- Felsic intrusives). Based on the intact strength test results, this grouping was believed to be reasonable at this stage.

A review of the available orientation data indicated that the geological complexity of the deposit is observable within each domain in the orientation of the joint sets. The multiple deformation events make the identification of clearly distinguished joint sets difficult and the known major sets have a large variability. This is further discussed in Section 5.5.

The large amount of available RQD data was used in the numerical modelling analyses to capture local variability in the rock mass fracturing. This approach is detailed in Section 6.4.2.2.

The drillhole intervals where data were collected are mostly located around the ore zones, away from the fault zones, and no geomechanical laboratory samples were collected in the faults. Therefore, the faults were not considered in the grouping of the geomechanical data. The conditions in the faults were assessed from the review of the exploration drillholes RQD data and core photos (see Section 5.6).

## 5.3 AVAILABLE GEOMECHANICAL DATA

The available geomechanical data from drillholes is summarized in Table 3. The geomechanical data were collected in drillholes over four site investigation campaigns:

1) Investigation in support of the 2018 PEA performed by Golder in 2018 (Golder Associates Ltd., 2018b).
2) Subsequent investigation performed by Golder in 2019 (Golder Associates Ltd., 2020).
3) Complementary investigation in the Lynx deposit performed by A2GC in 2020 (A2GC, 2021).
4) Supplemental strength testing program directed by A2GC in 2022 to add to the geomechanical domains grouping (documented in this report).

The drillhole data have been collected along selected intervals in selected exploration drillholes, principally around the ore lenses. Detailed geomechanical core logging includes the description of the intervals (RQD, strength, etc.), and the orientation and description of the condition of every joint. Summary geomechanical core logging includes the description of the intervals, but does not include the orientation and detailed description of all joints.

A longitudinal section showing the trace of the drillholes with geotechnical data is presented in Figure 16. The drillhole names and intervals with geomechanical information mentioned in Table 3 are listed in Table 4.

The OSK site engineering team is performing geomechanical scanline mapping on a regular basis in the exploration development. A database of the mapping data was provided by OSK (dated January 2020, which included 1,863 joint measurements). The scanline mapping was mainly in the footwall waste rock (north of the deposit), as little development had been driven in the ore zones at that time.

Also, RQD is logged as part of the exploration logging. The exploration drillhole database provided by OSK (dated March 2020) included approximately 1,100,000 metres of drillhole with

RQD data. These data were used to generate RQD block models, which were in turn used as input to the numerical modelling (see Section 6.4.2.2).

**Table 3. Summary of available geotechnical data from drillholes for the Windfall deposit.**

| Type of data | Golder, 2018 | Golder, 2020 | 2020 investigation | 2022 investigation |
|---|---|---|---|---|
| Detailed geomechanical core logging | 1,118 m (3 holes) | 3,580 m (11 holes) | 1,118 m (3 holes) | – |
| Summary geomechanical core logging | 359 m (3 holes) | 359 m (8 holes) | – | – |
| Televiewer surveys | 2,371 m (6 holes) | – | – | – |
| Laboratory testing | 16 UCS[1] tests<br>9 UCSE[2] tests<br>18 TCS[3] tests<br>12 BTS[4] tests | 20 UCS tests<br>6 UCSE tests<br>12 TCS tests<br>12 BTS tests | 20 UCS tests<br>5 UCSE tests<br>30 TCS tests<br>18 BTS tests | 3 UCS tests<br>6 UCSE tests<br>28 TCS tests<br>5 BTS tests |
| Point load tests | 374 tests | 1,592 tests | 330 tests | No further testing |

[1] UCS = Unconfined compressive strength.
[2] UCSE = Unconfined compressive strength with measurements of elastic properties.
[3] TCS = Confined triaxial compressive strength.
[4] BTS = Indirect splitting tensile strength (Brazilian test).

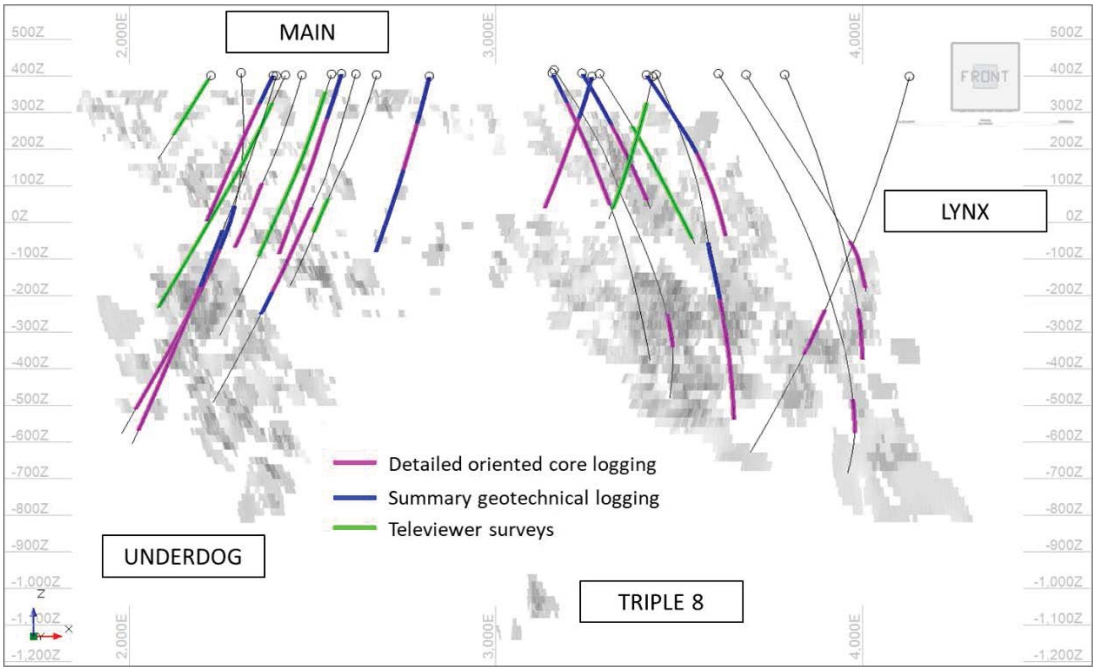



**Figure 16. Drillholes with geotechnical information (longitudinal view looking north). Stope shapes are from the December 2020 version of the mine design.**

**Table 4. Drillholes and intervals with geomechanical information.**

| Golder, 2018 | Golder, 2020 | 2020 investigation |
|---|---|---|
| **Detailed geotechnical core logging** | | |
| OSK-EAG-13-477 (672-1148) | OSK-W-17-961 (759-1185) | OSK-W-20-2256 (860-985) |
| OSK-W-17-1402 (429-720) | OSK-W-19-1181-W9 (816-1058) | OSK-W-20-2264 (680-815) |
| OSK-W-17-1413 (99-450) | OSK-W-19-1412-W3 (612-788) | OSK-W-20-2287 (1120-1245) |
| – | OSK-W-19-1835-W3 (630-1221) | – |
| – | OSK-W-19-1903 (351-564) | – |
| – | OSK-W-19-1933 (150-602) | – |
| – | OSK-W-19-1947 (302-633) | – |
| – | OSK-W-19-1952 (180-454) | – |
| – | OSK-W-19-1962 (141-455) | – |
| – | OSK-W-19-1973 (98-509) | – |
| – | OSK-W-19-1995 (150-300) | – |
| **Summary geotechnical core logging** | | |
| OSK-EAG-13-477 (488-672) | OSK-W-17-961 (564-759) | – |
| OSK-W-17-1402 (720-801) | OSK-W-19-1835-W3 (471-630) | – |
| OSK-W-17-1413 (5-99) | OSK-W-19-1933 (7-150) | – |
| – | OSK-W-19-1947 (12-302) | – |
| – | OSK-W-19-1952 (3-180) | – |
| – | OSK-W-19-1962 (19-141) | – |
| – | OSK-W-19-1973 (20-98) | – |
| – | OSK-W-19-1995 (3-564) | – |
| **Televiewer surveys** | | |
| OSK-W-16-746 (55-604) | – | – |
| OSK-W-17-786 (414-527) | – | – |
| OSK-W-17-868 (78-404) | – | – |
| OSK-W-17-880-W2 (96-843) | – | – |
| OSK-W-17-1059 (197-638) | – | – |
| OSK-W-17-1319 (12-207) | – | – |

## 5.4 INTACT ROCK STRENGTH

Laboratory tests were completed in 2018 (Golder Associates Ltd., 2018b), 2019 (Golder Associates Ltd., 2020), 2020 (A2GC, 2021) and 2022 as presented in Table 4 above. The laboratory results presented in this section are grouped by geotechnical domain, as described in Section 5.2.

The number of laboratory tests is summarized in Table 5 per geomechanical domain and failure type (see Section 5.4.1.1) and shown graphically in Figure 17.

**Table 5. Number of valid intact rock strength laboratory tests per geotechnical domain and failure type.**

| Domain | Failure type | UCS | UCSE | TCS | BTS |
|---|---|---|---|---|---|
| **1- Mafic rocks** | Intact | 1 | | 1 | 9 |
| | Both | 10 | 8 | 11 | 3 |
| | Defect | 5 | 2 | 10 | 1 |
| **2- Felsic intrusives** | Intact | 11 | 4 | 12 | 16 |
| | Both | 15 | 5 | 15 | 4 |
| | Defect | 4 | 2 | 4 | – |
| **3- Felsic volcanics** | Intact | – | 1 | 6 | 5 |
| | Both | 4 | 3 | 9 | 1 |
| | Defect | – | – | 4 | – |
| **Grand Total** | | **50** | **25** | **72** | **39** |

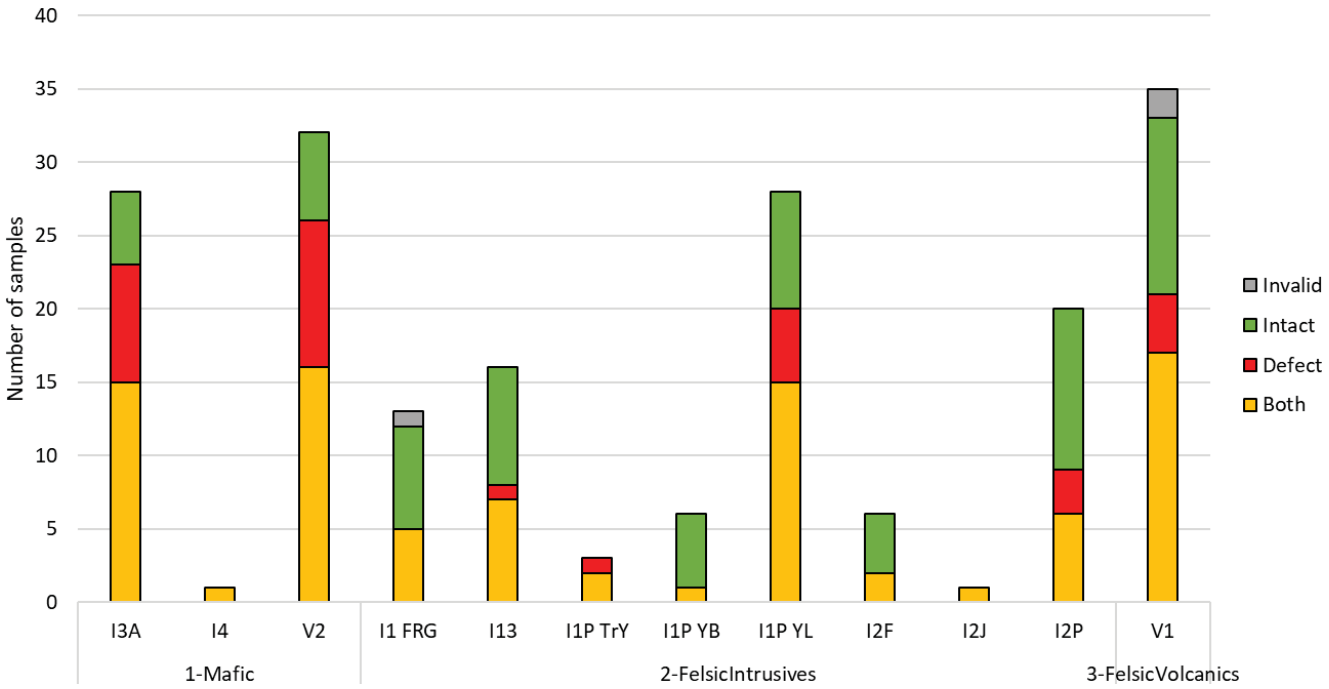



**Figure 17. Number of valid intact rock strength laboratory tests per geotechnical domain and failure type.**

### 5.4.1 Laboratory Tests

#### *5.4.1.1 Interpretation Methodology*

The following methodology was followed to for the interpretation of the laboratory data:

- Compressive strength data were obtained from NQ (47.6 mm) and NQ3 (45 mm) specimens. The compressive strength data were normalized to a constant 50 mm diameter using the following expression (Hoek & Brown, 1980):

$$\sigma_{peak,50} = \frac{\sigma_{peak}}{\left({}^{50}/_{\mathrm{d}}\right)^{0.18}} \quad \ldots \text{Eq. [1]}$$

  - Where $\sigma_{peak,50}$ ($UCS_{50}$) is the peak strength of a cylindrical specimen with diameter a d = 50 mm, $\sigma_{peak}$ is the actual peak strength value of the specimen and d is the diameter of the specimen in mm.

- The testing data were sorted by failure type:
  - Intact: a failure not involving healed discontinuities or any other structural flaw(s)
  - Combined (also labelled as 'both' in the report): a failure involving both failure through intact rock and along healed discontinuities, usually foliation planes.
  - Discrete discontinuity: a failure controlled by a structural flaw, generally a healed foliation plane.

- The BTS data were used to estimate a Direct Tensile Strength (DTS) assuming DTS ≈ 0.8 × BTS (Perras & Diederichs, 2014). The estimated DTS values were used in the Hoek-Brown strength envelope fitting process.

- Due to their limited number, breaks along discrete discontinuities only were not used to establish a failure envelope for this type of break.

#### *5.4.1.2 Peak Unconfined Compressive Strength*

The normalized unconfined peak compressive strength ($UCS_{50}$) of the intact rock units is summarized in Table 6 and the distribution of the values is shown in Figure 18.

**Table 6. Summary of $UCS_{50}$ values per domain.**

| Domain | Failure type | Number of specimens [1] | Minimum $UCS_{50}$ (MPa) | Maximum $UCS_{50}$ (MPa) | Average $UCS_{50}$ (MPa) | Std. Dev. [2] | CoV [3] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **1- Mafic rocks** | **All types** | **26** | **22** | **203** | **113** | **46** | **40%** |
| | Intact | 1 | 134 | 134 | 134 | n/a | n/a |
| | Both | 18 | 28 | 203 | 124 | 42 | 33% |
| | Defect | 7 | 22 | 147 | 83 | 48 | 58% |
| **2- Felsic intrusives** | **All types** | **41** | **61** | **365** | **156** | **60** | **38%** |
| | Intact | 15 | 79 | 365 | 196 | 69 | 35% |
| | Both | 20 | 61 | 203 | 130 | 40 | 31% |
| | Defect | 6 | 78 | 182 | 143 | 36 | 25% |
| **3- Felsic volcanics** | **All types** | **8** | **71** | **127** | **101** | **18** | **18%** |
| | Intact | 1 | 71 | 71 | 71 | n/a | n/a |
| | Both | 7 | 89 | 127 | 105 | 14 | 13% |
| | Defect | 0 | – | – | – | – | – |

[1] A minimum of 5 valid tests is needed in homogeneous rock to draw conclusions from UCS testing (Bewick et al., 2015). Groups summaries presented in the above table within which there are less than 5 specimens could be misleading.
[2] Standard deviation.
[3] Coefficient of Variation (defined as standard deviation / average).

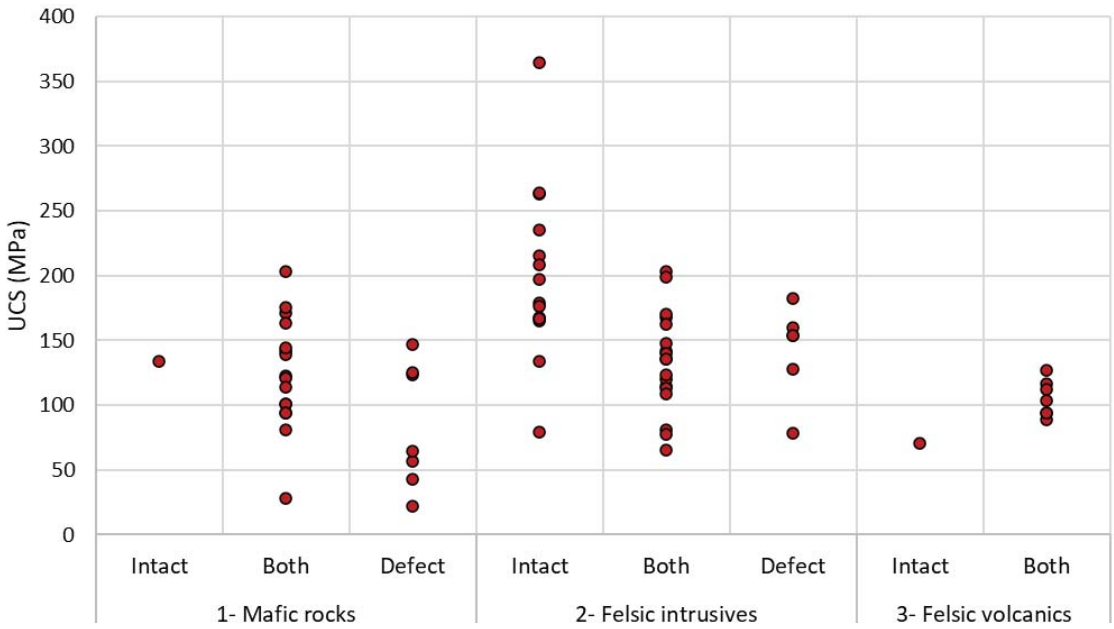



**Figure 18. Distribution of the $UCS_{50}$ values per domain and per failure type (failure types are defined in Section 5.4.1.1).**

#### *5.4.1.3 Indirect Splitting Tensile Strength*

The indirect splitting tensile strength (BTS) of the intact rock units is summarized in Table 7.

**Table 7. Summary of BTS values per domain.**

| Domain | Failure type | Number of specimens [1] | Minimum BTS (MPa) | Maximum BTS (MPa) | Average BTS (MPa) | Std. Dev. [2] | CoV [3] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **1- Mafic rocks** | All types | 13 | 1 | 19 | 10 | 4 | 44% |
| **2- Felsic intrusives** | All types | 20 | 6 | 20 | 11 | 4 | 39% |
| **3- Felsic volcanics** | All types | 7 | 4 | 13 | 7 | 3 | 42% |

[1] While no minimum number of specimens is needed in homogeneous rock to draw conclusions from BTS testing, it is considered from experience that a minimum of 5 specimens is required in homogeneous rock.
[2] Standard deviation.
[3] Coefficient of Variation (defined as standard deviation / average).

#### *5.4.1.4 Hoek-Brown Intact Rock Strength Envelopes*

Hoek-Brown intact rock strength envelopes were obtained by linear regression through the data points based on the procedure outlined by Hoek and Brown (1997). Ideally, only tests that have failed through intact rock ('Intact') would be used to determine the intact rock strength envelope. However, with the available dataset, 'Intact' tests were insufficient to derive the elastic properties and the intact rock strength envelopes with enough confidence. Therefore, the tests with combined failures ('Both') were also considered in the analysis. However, tests that had failed along pre-existing weakness planes ('Defect') were not included to derive intact strength envelopes.

The Hoek-Brown fit envelope parameters are presented in Table 8. Their graphical representation together with the data points are shown in Figure 19.

**Table 8. Mean Hoek-Brown strength parameters for intact rock, per domain.**

| Domain | Failure type | Number of TCS specimens | $\sigma_{ci}$ (MPa) | $m_i$ | $r^2$ [1] |
|---|---|---|---|---|---|
| **1- Mafic rocks** | All combined | 12 | 121 | 17.4 | 0.64 |
| **2- Felsic intrusives** | All combined | 27 | 166 | 11.9 | 0.44 |
| **3- Felsic volcanics** | All combined | 15 | 94 | 14.0 | 0.73 |

[1] Coefficient of determination

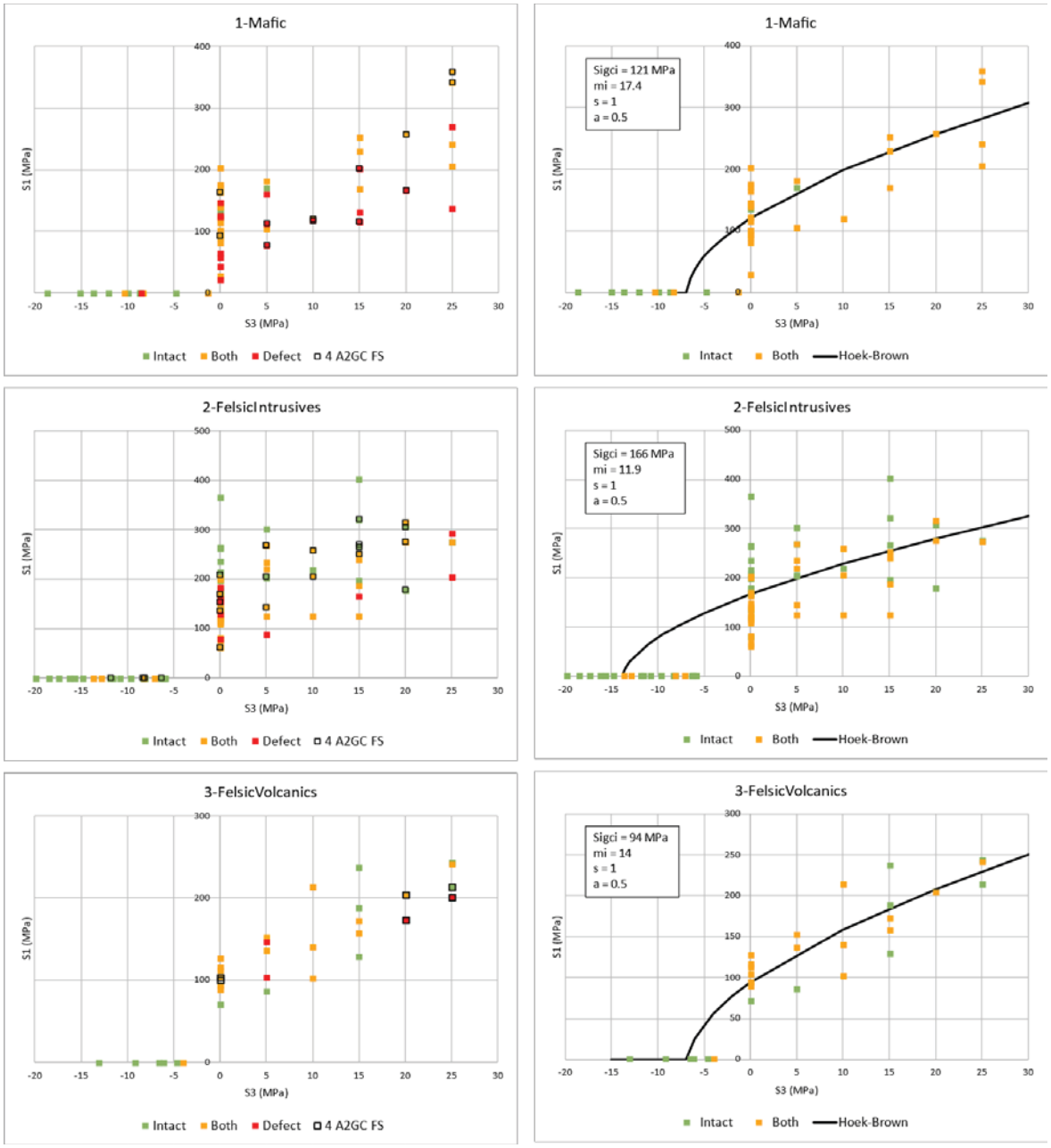



**Figure 19. Left: Data points per geomechanical domains (all failure types). Right: Fitted Hoek-Brown strength envelopes.**

### *5.4.1.5 Elastic Properties*

The elastic properties are summarized in Table 9 and Table 10. These parameters are arithmetic averages taken from the 'Intact' and 'Both' test results. Density values are summarized in Table 11.

**Table 9. Summary of Young's modulus data.**

| Domain | Number of specimens | Minimum (GPa) | Maximum (GPa) | Average (GPa) | Std. Dev. [1] | CoV [2] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **1- Mafic rocks** | 8 | 51 | 80 | 65 | 11 | 18% |
| **2- Felsic intrusives** | 9 | 40 | 72 | 60 | 10 | 16% |
| **3- Felsic volcanics** | 4 | 50 | 66 | 58 | 6 | 11% |

[1] Standard deviation.
[2] Coefficient of Variation (defined as standard deviation / average).

**Table 10. Summary of Poisson's ratio data.**

| Domain | Number of specimens | Minimum | Maximum | Average | Std. Dev. [1] | CoV [2] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **1- Mafic rocks** | 8 | 0.20 | 0.47 | 0.29 | 0.07 | 23% |
| **2- Felsic intrusives** | 9 | 0.16 | 0.47 | 0.29 | 0.08 | 28% |
| **3- Felsic volcanics** | 4 | 0.14 | 0.30 | 0.25 | 0.06 | 23% |

[1] Standard deviation.
[2] Coefficient of Variation (defined as standard deviation / average).

**Table 11. Summary of density data.**

| Domain | Number of specimens | Minimum ($kg/m^3$) | Maximum ($kg/m^3$) | Average ($kg/m^3$) | Std. Dev. [1] | CoV [2] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **1- Mafic rocks** | 61 | 2717 | 3035 | 2848 | 58 | 2% |
| **2- Felsic intrusives** | 93 | 2677 | 2869 | 2745 | 36 | 1% |
| **3- Felsic volcanics** | 35 | 2704 | 2885 | 2760 | 47 | 2% |

[1] Standard deviation.
[2] Coefficient of Variation (defined as standard deviation / average).

### 5.4.2 Point Load Tests

- **Remark:** *This sub-section (5.4.2) remains unchanged from the PEA report (A2GC, 2021). No additional point load data were collected as the dataset was considered already at FS level. Note that for the PEA study, geomechanical domains were defined based on the mining zone (Lynx, Main, Red Dog, Underdog). In the FS, the geomechanical domains were grouped by*

*lithology following discussions with OSK engineering and geology personnel. Data shown in this sub-section are presented with the PEA geomechanical domains.*

Point Load Tests (PLT) were performed during the oriented core logging process (A2GC, 2021; Golder Associates Ltd., 2018b, 2020). PLTs are a quick and low-cost method to get spatial coverage of the estimate of intact rock strength. PLTs can also provide information on rock anisotropy, which is generally difficult to capture from a limited number of laboratory UCS tests.

The majority of the breaks occurred in intact rock, which suggests low strength anisotropy among the lithology units. Most of the breaks along foliation planes are in the Lynx mining zone, whereas a greater proportion of breaks along defects were obtained in the Main/Underdog mine. Figure 20 shows the distribution of the tests per domain, type of failure and orientation to weakness planes.

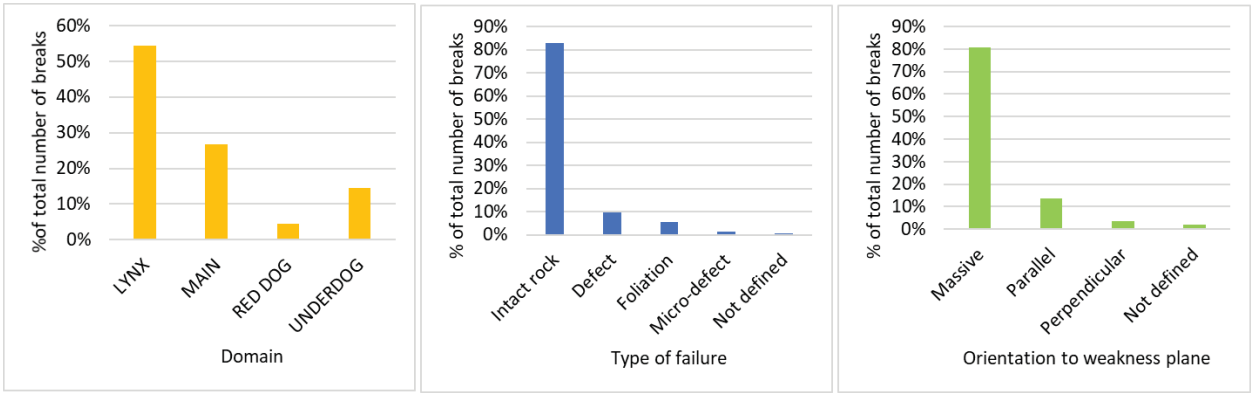



**Figure 20. Distribution of the PLT measurements per domain (left), type of failure (centre) and orientation to weakness plane (right).**

The Point Load Test index strength results normalized to 50 mm core ($Is_{50}$) are summarized in Table 12. The distribution of the $Is_{50}$ values is shown in Figure 21. The strength of the rock for failure along foliation planes and defects is between 40 and 60 % that of the intact rock failure strength. The low percentage of breaks along foliation and defects suggests that the rock is generally massive, but when foliation and defects are present, they reduce the strength of the rock mass.

**Table 12. Summary of PLT $Is_{50}$ for each geotechnical domain per type of failure.**

| Domain | Type of test | Number of breaks | Minimum (MPa) | Maximum (MPa) | Average (MPa) | Std. Dev. [1] | CoV [2] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Lynx | Massive | 1,058 | 0.2 | 14.1 | 7.1 | 2.4 | 34% |
| | Foliation/Defect | 185 | 0.2 | 10.9 | 4.6 | 2.2 | 48% |
| Main | Massive | 487 | 0.0 | 13.0 | 5.6 | 2.6 | 47% |
| | Foliation/Defect | 119 | 0.1 | 7.2 | 2.7 | 1.8 | 66% |
| Red Dog | Massive | 92 | 0.3 | 12.0 | 7.3 | 2.6 | 35% |
| | Foliation/Defect | 11 | 0.4 | 7.0 | 3.1 | 2.1 | 70% |
| Underdog | Massive | 279 | 0.1 | 12.9 | 6.4 | 2.7 | 43% |
| | Foliation/Defect | 51 | 0.2 | 7.8 | 2.4 | 1.9 | 77% |

[1] Standard deviation.
[2] Coefficient of Variation (defined as standard deviation / average).

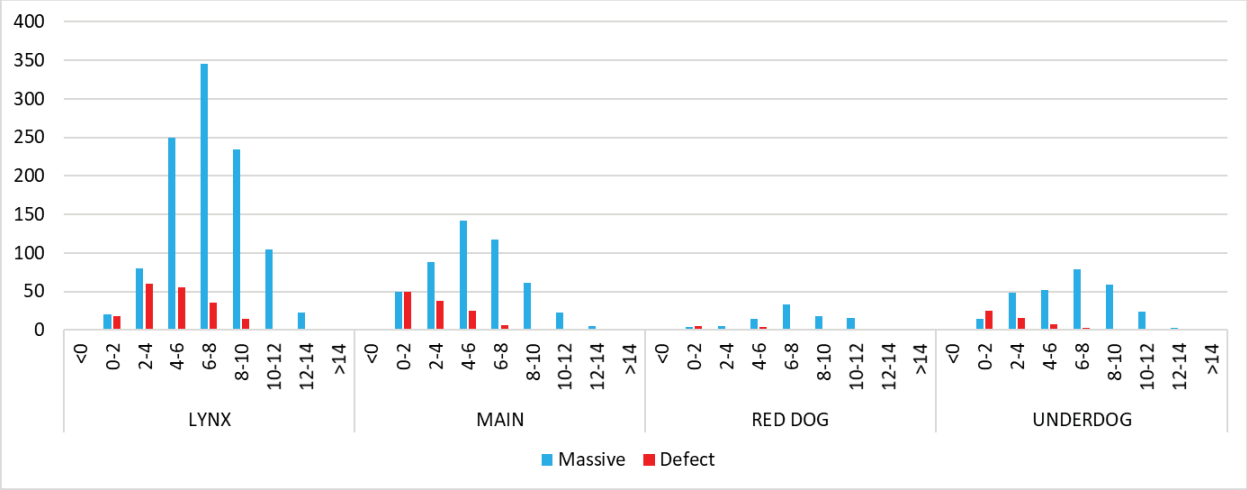



**Figure 21. Distribution of the Is50 values per type of failure.**

The point load index strength values can be correlated to $UCS_{50}$ values using the conversion factor shown in the following equation:

$$UCS_{50} = C \times Is_{50} \quad \text{… Eq. [2]}$$

The conversion factor C can be affected by characteristics such as lithological variations, alteration and geological structures. Wyllie and Mah (2004) report that C can vary between sites and rock types within a broad range from 15 to 50, and suggest that a conversion factor between 20 and 25 provides a reasonable estimate of $UCS_{50}$ for many rock types, which is also in line with the original estimates by Bieniawski (1976). A large degree of scatter is a general feature of point load test results, and large numbers of individual determinations, often in excess of 100, are required to

obtain reliable indices (Read & Stacey, 2009). An attempt was made to provide estimates of the C conversion factor using UCS and PLT tests performed on specimens from the same collected sample (pairs). Laboratory UCS tests with 'intact' and 'combined' failure types and PLTs with the 'massive' failure type were retained for the comparison of pairs. The correlation of the pairs per domain and per lithology unit showed similar trends, thus all the pairs were grouped. At this stage of the project, an overall C factor of 20 could reasonably be used for all the lithology units.

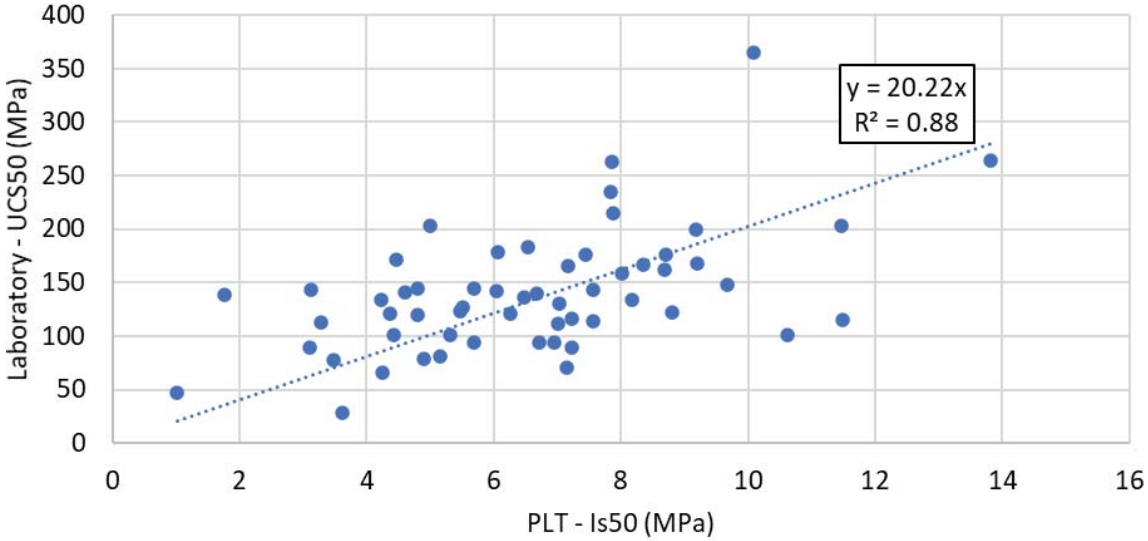



**Figure 22. Correlation between laboratory $UCS_{50}$ and PLT $Is_{50}$**

## 5.5 JOINT SETS

➢ **Remark:** *This sub-section (5.5) remains unchanged from the PEA report (A2GC, 2021). No additional structural data were collected as the dataset was considered already at FS level. Note that for the PEA study, geomechanical domains were defined based on the mining zone (Lynx, Main, Red Dog, Underdog). In the FS, the geomechanical domains were grouped by lithology following discussions with OSK engineering and geology personnel. Data shown in this sub-section are presented with the PEA geomechanical domains.*

### 5.5.1 Orientation of Joint Sets

The data on discontinuities orientation were collected from the following sources (refer to Section 5.3):

- Core orientation in 17 drillholes (A2GC, 2021; Golder Associates Ltd., 2018b, 2020)
- Televiewer surveys in six (6) drillholes (Golder Associates Ltd., 2018b)

- Scanline mapping performed by the OSK site engineering team (database dated January 2020)

During the geological description of the core, the OSK exploration geologists collected core orientation data of geological features. While the orientation data collected by the geologists focused principally on closed features associated with the mineralization (veins, pyrite stringers), it also included data on faults and shears. This data set gives good indications of the main geological trends related to the mineralization, as shown in Figure 3, which the open joint sets tend generally to align with. General stereographical projections of this data per mining zone are presented in the Appendix A of the A2GC (2021) technical report. This data set is not assessed in detail in this report but was used as the basis for the interpretation of the open joint sets. Details on the orientation data of the closed features can be found in BBA (2018) and Micon International Ltd. (2020).

The three data sources for open joint orientation (oriented core, televiewer surveys and mapping) were combined for the identification of the joint sets in each domain. It must be noted that the geological and structural settings at Windfall are complex with multiple deformation events, which makes the identification of clearly distinguished joint sets difficult. Due to the spatial variability of the deformation orientations, the stereographical projections appear "fuzzy" when looking at the data at large scale. For example, the two main deformation events D1 and D2 are difficult to differentiate as the data from the two sets appear to blend. The interpretation of the joint sets presented below includes some level of subjectivity and is not the result of an exhaustive structural geology review – still, it is considered suitable for geomechanical design purposes at this level of the project development. The following joint sets were interpreted:

- J1 set – major set:
  - Dipping east to northeast at a moderate dip.
  - Associated with the D1 deformation event (foliation).
  - Perpendicular to the ore body strike.
- J2 set – major set:
  - Dipping southeast at a moderate to steep dip.
  - Associated with the D2 deformation event.
  - Parallel to the ore body strike.
- J3 set – major set:
  - Dipping southwest to northwest at a moderate dip.
  - Associated with late hydrothermal event (observable in the orientation of the quartz veins).
- j4 set – minor set:
  - Striking east-west at a steep to sub-vertical dip.

  - Could be a local variation of the J2 set (D2 fabric).
- j5 set – minor set:
  - Sub-horizontal joints. These joints could be only local variations of the J1, J2 and J3 sets due to folding.
- j6 set – minor set:
  - Dipping west at a steep to sub-vertical dip.
  - Located in the main blind zone.
  - Could be a local variation of the J3 set, and even of the J1 set (D1 fabric).
- j7 set – minor set:
  - Dipping north at a moderate dip.
  - Observed only in the Main zone.
  - Could be a local variation of the J1 set (D1 fabric).

The mean orientation of the joint sets listed above are presented in Table 13. The joint sets are presented in stereographical projections in Figure 23.

**Table 13. Summary of mean joint set orientations. Sets listed as dip/dip direction.**

| Set name | Lynx | Main | Red Dog | Underdog | Comments |
|---|---|---|---|---|---|
| **J1** | 50 / 065 | 51 / 088 | 41 / 067 | 42 / 061 | D1 fabric (foliation) |
| **J2** | 68 / 128 | 61 / 139 | 77 / 158 | 60 / 130 | D2 fabric (mineralization) |
| **J3** | 28 / 273 | 45 / 244 | 28 / 264 | 36 / 271 | Associated with late hydrothermal event |
| **j4?** | 87 / 357 | 69 / 178 | – | 74 / 173 | Local variation of J2? |
| **j5?** | 09 / 089 | 13 / 109 | 14 / 088 | 15/096 | Local variation of J1, J2 and J3 |
| **j6?** | 70 / 266 | 80 / 264 | – | 89 / 267 | Local variation of J3? |
| **j7?** | – | 48 / 012 | – | – | Local variation of J1? |

Dip is measured downwards from horizontal and varies between 00 (horizontal) and 90º (vertical).
Dip direction varies clockwise from North (North is 000, East is 090, South is 180 and West is 270º).

The review of the previous interpretations of the available orientation data and the details of the interpretation of the joint sets are presented the Appendix A of the A2GC (2021) technical report. This Appendix also includes stereographical projections of the orientation data separated per drillhole and per lithology. Those plots are not discussed here but were used as reference during the interpretation of the joint sets. The stereographical projections presented in this report were created using Dips® and the *mplstereonet* package for Python.

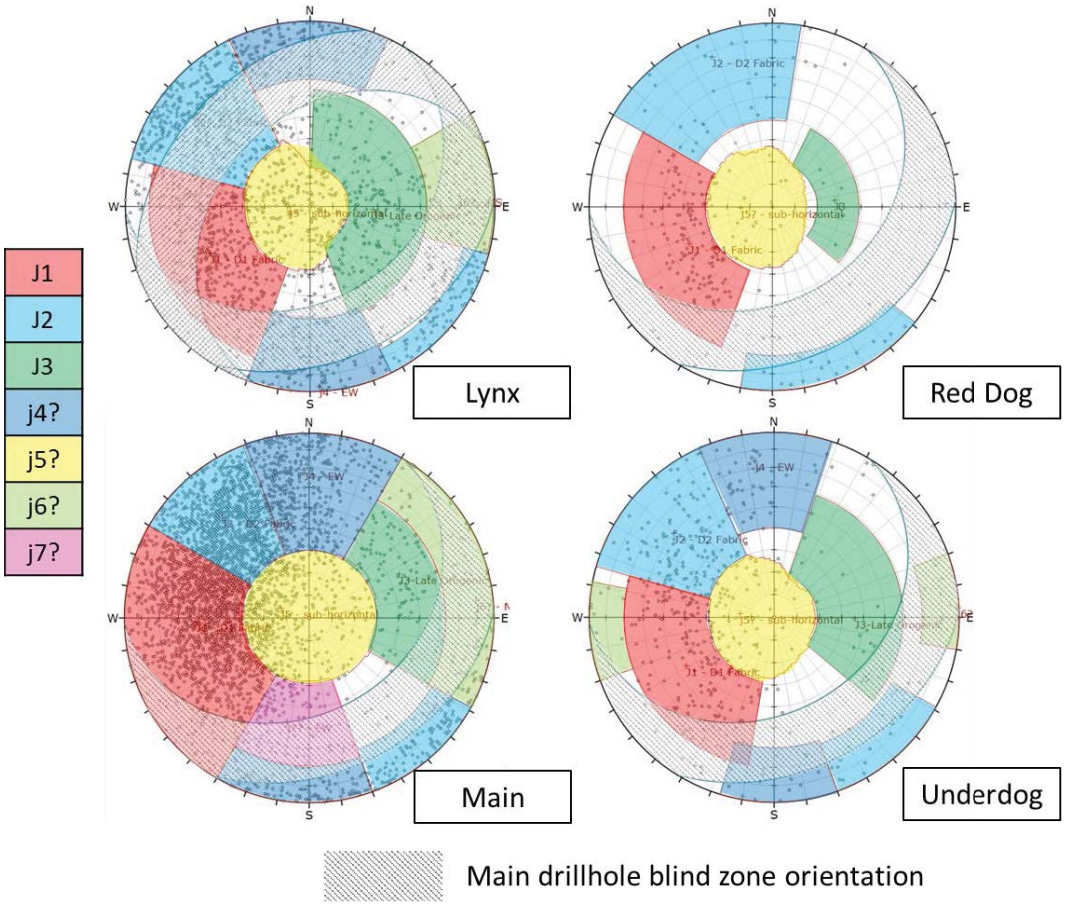



**Figure 23. Interpreted joint sets (refer to Table 13).**

It is important to note that a "blind zone" exists in each drillhole due to the hole orientation bias. Discontinuities that are oriented parallel to the drillhole axis will not often be encountered by the hole, whereas discontinuities that are oriented perpendicular to the axis will be more frequently intersected. This orientation bias results in an under-sampling of discontinuities oriented parallel to the drillhole axis. The majority of the orientation data in Main/Underdog was collected in holes aligned parallel to the exploration grid (perpendicular to the ore body), so the current orientation data can be expected to have a significant blind zone (shown in Figure 23). For the Lynx zone, data were collected in holes oriented along the exploration grid, but in opposite directions, which limits the overall blind zone to the overlap between the blind zones in both directions.

At the economical evaluation stage of a project, it is typical that drillhole blind zones affect the interpretation of the joint sets, as the available data generally come mainly from drillholes. As joint mapping is performed in the underground headings during mining, the blind zones tend to be filled by that mapping data, as shown Figure 24 for the mapping data collected in the Main zone development.

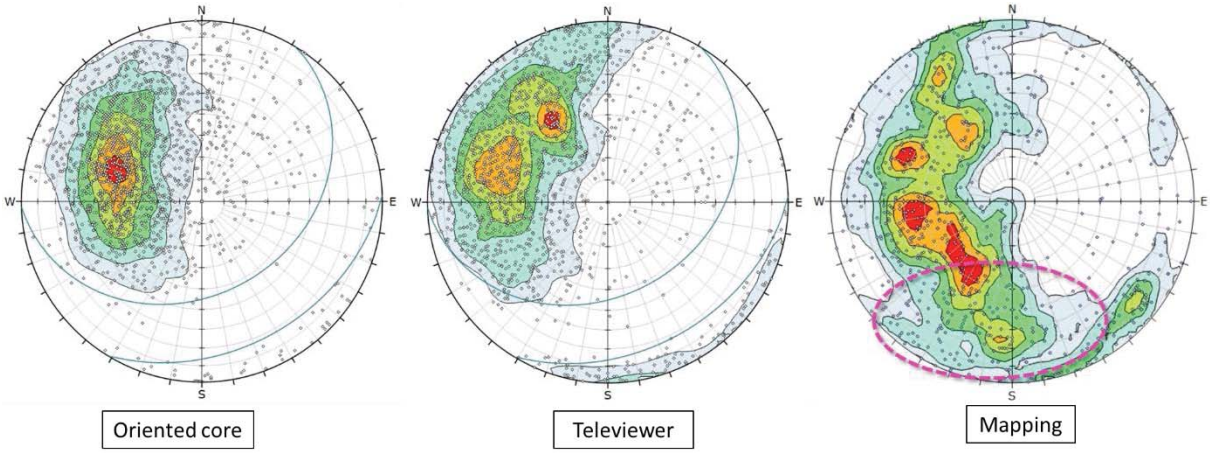



**Figure 24. Example of the Main zone data of the drillhole blind zone being filled with the development mapping data. The complementary mapping data are circled in pink.**

### 5.5.2 Joint Sets Spacing and Persistence

The mean and median discontinuity spacings per set for the various joint sets identified in Section 5.5.1 are presented in Table 14. It is important to note that the spacing per joint set was calculated only from the oriented structures within intervals of oriented core and televiewer data, which can result in optimistic values (larger spacings). The spacing values provided should be considered as indicative of the main trends within the sets, not as absolutes.

Figure 25 shows the distribution of the joints persistence from the underground mapping.

The spacing and persistence of the joints vary throughout the existing underground developments. The ground is blockier in the footwall rocks and in the Main zone. In the Lynx zone, the ground becomes more massive as one approaches the mineralized zones. The main trends of the joint sets are still visible, but the alteration appears to have “glued” the rock together. The distribution of the joint sets persistence from the mapping data is shown at Figure 25.

**Table 14. Median and mean joint set spacings per zone (assuming lognormal distribution) per type of data source.**

| Zone | Set | Mapping | | Oriented core | | Televiewer | | All sources | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | Median | Mean | Median | Mean | Median | Mean | Median | Mean |
| Lynx | J1 | 1.7 | 2.8 | 1.7 | 8.1 | 0.9 | 4.8 | 1.3 | 6.4 |
| | J2 | 1.4 | 1.8 | 1.3 | 3.9 | 0.6 | 2.7 | 0.9 | 3.4 |
| | J3 | 1.8 | 1.9 | 1.2 | 4.8 | 1.4 | 5.7 | 1.3 | 5.0 |
| | j4? | 2.4 | 4.2 | 1.9 | 6.8 | 1.2 | 6.5 | 1.6 | 6.7 |
| | j5? | – | – | 1.2 | 5.3 | 2.0 | 7.2 | 1.4 | 6.0 |
| | j6? | – | – | 1.9 | 5.1 | 5.9 | 10.1 | 2.1 | 5.6 |
| Main | J1 | 1.2 | 2.0 | 1.2 | 3.2 | 0.6 | 1.9 | 0.9 | 2.6 |
| | J2 | 1.4 | 2.8 | 1.2 | 3.3 | 0.7 | 2.3 | 1.0 | 2.9 |
| | J3 | 3.7 | 9.4 | 7.1 | 13.4 | 1.4 | 12.4 | 2.4 | 15.0 |
| | j4? | 2.2 | 3.5 | 2.4 | 6.5 | 0.9 | 3.5 | 1.5 | 4.9 |
| | j5? | 2.1 | 4.8 | 1.8 | 5.6 | 1.4 | 5.5 | 1.7 | 5.5 |
| | j6? | 1.4 | 2.1 | 13.1 | 14.4 | 1.2 | 11.7 | 1.5 | 5.7 |
| | j7? | 1.9 | 3.6 | 5.1 | 8.3 | 2.3 | 10.4 | 2.2 | 4.8 |
| Red Dog | J1 | – | – | 0.6 | 2.1 | 0.6 | 1.2 | 0.6 | 1.5 |
| | J2 | – | – | 2.0 | 4.5 | 1.7 | 4.6 | 1.9 | 4.4 |
| Under-dog | J1 | – | – | 1.4 | 4.9 | 1.0 | 2.3 | 1.4 | 4.7 |
| | J2 | – | – | 1.4 | 5.5 | 4.9 | 12.6 | 1.6 | 6.1 |
| | J3 | – | – | 2.6 | 31.6 | – | – | 2.6 | 31.6 |
| | j4? | – | – | 1.4 | 5.4 | – | – | 1.4 | 5.4 |
| | j6? | – | – | 3.7 | 17.4 | – | – | 3.7 | 17.4 |

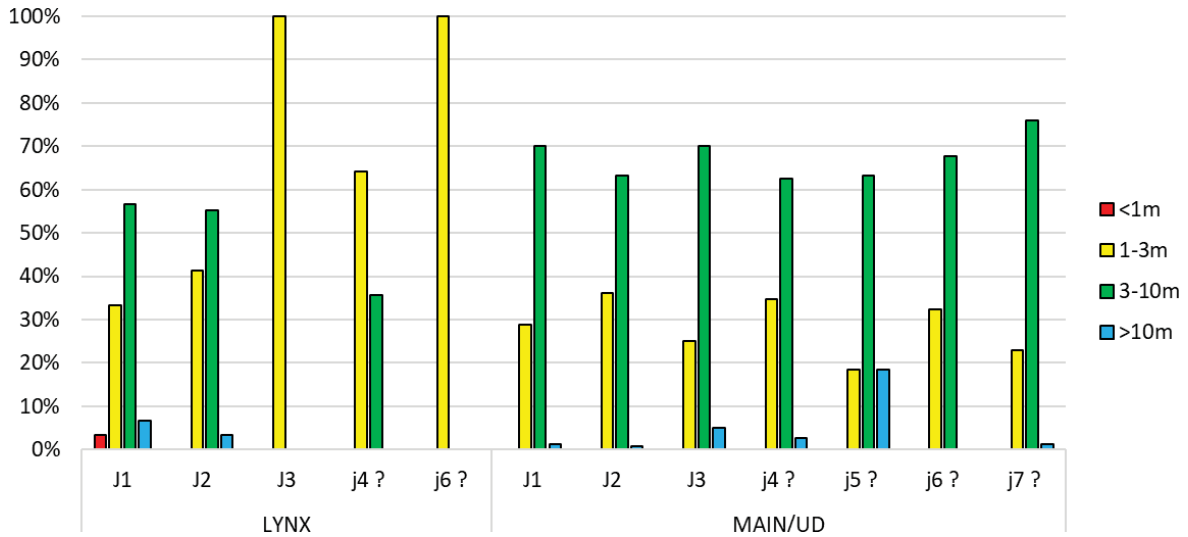



**Figure 25. Persistence (trace length) of the joint sets (according to RMR89 bins).**

### 5.5.3 Joints Surface Characteristics

The condition of the joints surface was described during the geomechanical core logging process. Figure 26 shows the distribution of the joints condition expressed in terms of the $Jcon_{89}$ rating from the RMR89 classification scheme (Bieniawski, 1989). The following remarks can be made:

- The distribution of the joints surface quality is similar between the mining zones. The joints are generally rough and altered, or with a discontinuous coating.
- The distribution of the joints surface quality per joint set suggests that the J3 set has as slightly lower quality, whereas j6 and j7 have a slightly higher quality.
- The joints in the Red Dog dyke are more altered and coated than in the mining zones (lower quality).

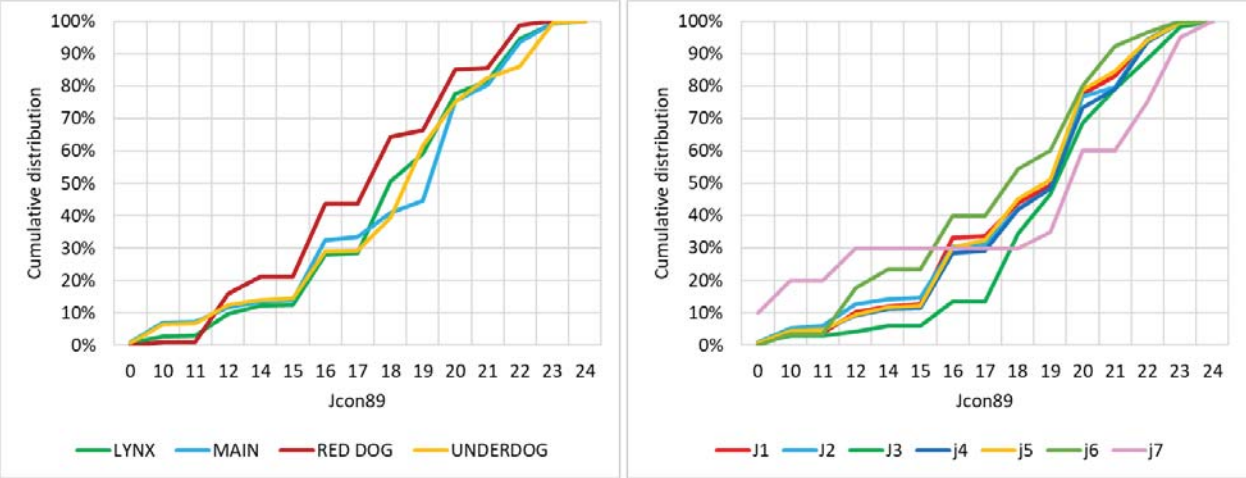



**Figure 26. Distribution of $Jcon_{89}$ values per domain (left) and per joint set (right).**

## 5.6 FAULTS

➢ **Remark:** *This sub-section (5.6) remains unchanged from the PEA report (A2GC, 2021).*

At a regional scale, several major faults and shear zones cross-cut the central portion of the Urban-Barry greenstone belt, including the east-trending Urban deformation zone to the north, the east-northeast trending Barry deformation zone to the south, and the east-northeast oriented Milner and Bank deformation zones. The Bank deformation zone is an important structural component since it is observed on the Windfall property and is truncated to the north by the Urban deformation zone (Micon International Ltd., 2020).

At the scale of the property, two main fault systems are present:

1) The Bank fault, which is associated with the D2 deformation event (Section 4.1). The Bank fault delimits the southern flank of the Lynx mining zone.
2) The late stage brittle faults associated with the D3 deformation event, which include the Romeo, Windfall and Northern faults. The Romeo fault is steeply dipping and striking north-east and divides the property between the Main/Underdog zones to the west and the Lynx zone to the east. The Romeo fault cuts across the Bank fault and offsets it about mid-point along the strike length of the property. The Romeo fault intersects stopes of the Main, Bobcat, Central and Triple 8 zones. The Windfall fault is a regional-scale structure located away from the main mining areas. The Northern fault is a deposit-scale structure generally located away from the main mining areas, but it still intersects stopes in the F-zone and is close to the northern stopes of the Underdog area.

The quality of the Bank, Romeo and Northern faults was investigated by Osisko Mining Inc. (2019, 2020). The following is summarized from their work:

- The Bank Fault is an east-northeast striking steep to moderately dipping ductile shear-fault zone with a reverse oblique movement. The structure marks the boundary between two different domains. The Windfall deposit is hosted within the footwall rocks of this structure, whereas the hanging wall is characterized by a package of gold-barren mafic-intermediate volcanic rocks with minor ultramafic and felsic intrusions. This latter package of rocks shows zones of high strain with an intense flattening fabric with a well-developed schistosity in addition to the boudinage and folding of quartz-carbonate veins, and zones of intense alteration. The contact between the slip plane along the Bank fault is difficult to define, but it is in general located at the contact between a sheared andesite and a sheared rhyolite. A zone of fair to poor RQD (75-25 %) is located within 10 to 30 m laterally of the footwall of the Bank Fault. This zone of deformation and locally poor rock quality is interpreted to be the result of rheological anisotropies that concentrated in an intense shear zone that overprinted several rock types of varying competencies. The felsic intrusions act a rigid bodies whereas the volcanic rocks behave in a more ductile manner. The competency contrast likely concentrates deformation, which later favors brittle fracturing of the highly strained rock. Areas of poor RQD associated with the Bank fault could provide conduits for water infiltration into mine workings. In general, the rocks that host most of the economic gold mineralisation in the Lynx main mineral zone are weakly fractured. It is the poorly mineralised and strongly sheared rocks within 30 m of the Bank fault contact that are of unfavorable RQD.
- The Romeo fault system is composed of a series of steeply dipping parallel fault planes that strike northeast with an interpreted reverse oblique-slip movement. These fault planes are

brittle and characterized by a low RQD (under 40%) and the presence of fault gouge. The damage zone is several metres thick and is characterized by highly fractured rocks, which may result in poor ground stability and/or provide conduits for water infiltration into the mine workings.

- The Northern fault is a deposit-scale structure that is parallel to the F-17, F-51 and Windfall North mineral zones. It is also observed to crosscut the lower northwest corner of the Underdog zone. In general, the fault has a brittle character and is commonly observed as small to large zones (1 to 30 m) of fractured rock or poor rock quality. Small intervals of fault gouge are observed locally.

Wet zones have been encountered in the Bank fault in intersecting probe holes, with inflows of up to 13 $m^3$/hour. It is currently unknown whether the fault is itself a large water conduit, or if smaller local water-bearing units lay within its corridor (A2GC, 2020a).

Figure 27, Figure 28 and Figure 29 show the location and typical quality of the Bank, Romeo and Northern faults, respectively. The Bank fault and its area of influence constitute a deformation corridor with variable rock mass quality, with most of the rock generally fair or better, but with some intervals of low quality. The Romeo and Northern faults are generally narrower (in the order of a few meters) but show lower quality where fault gouge is present. This difference in quality can be observed from the distribution of the RQD data shown in Figure 30, where the Bank fault shows higher RQD values, suggesting also that the wireframe of the Bank fault is actually larger than its low quality portion.

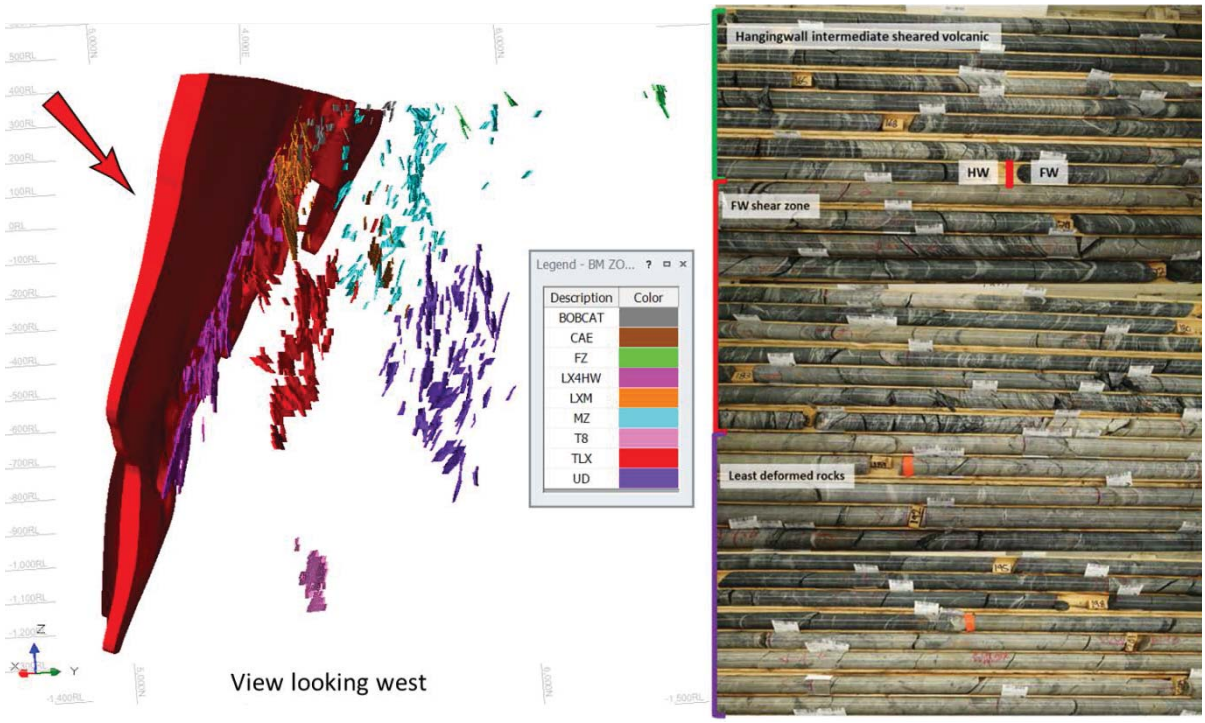



**Figure 27. Location of the Bank fault compared to the planned stopes (left). Typical quality of the Bank fault observed in drillholes (right, after Osisko Mining Inc. (2019)).**

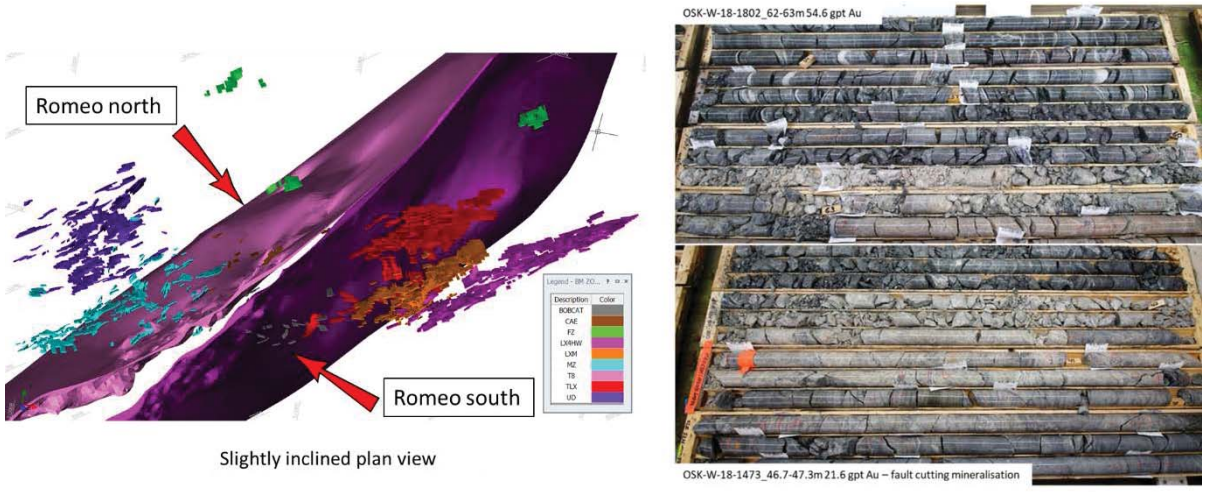



**Figure 28. Location of the Romeo faults compared to the planned stopes (left). Typical quality of the Romeo fault observed in drillholes (right, after Osisko Mining Inc. (2019)).**

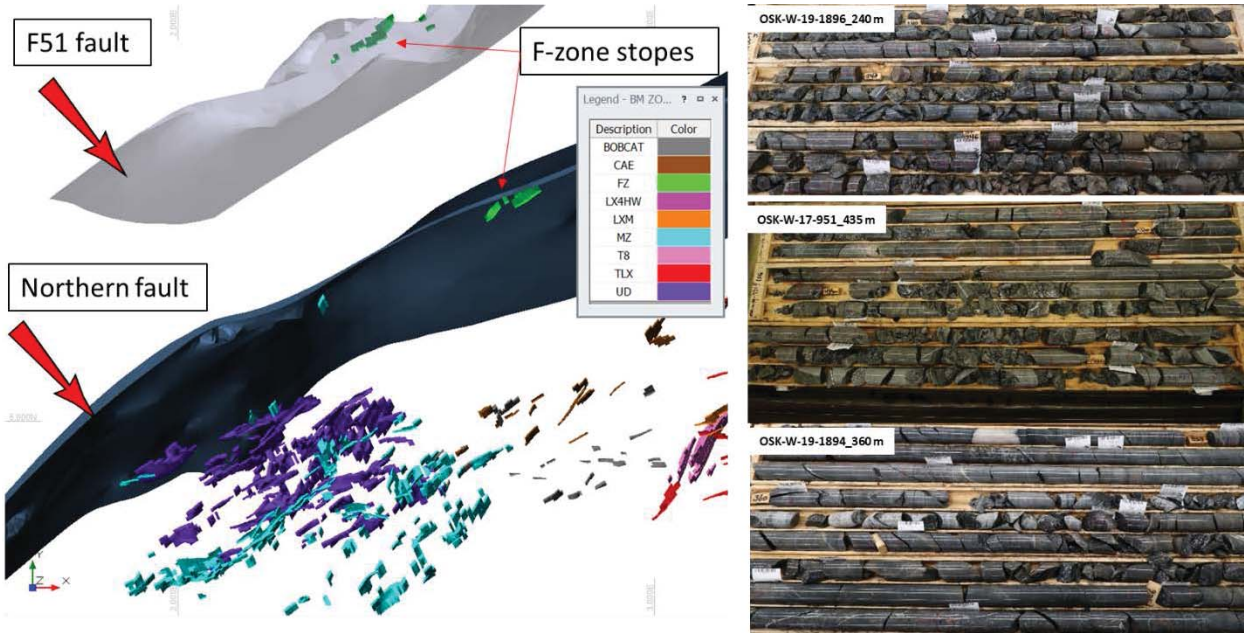



**Figure 29. Location of the Northern fault compared to the planned stopes (left). Typical quality of the Northern fault observed in drillholes (right, after Osisko Mining Inc. (2020)).**

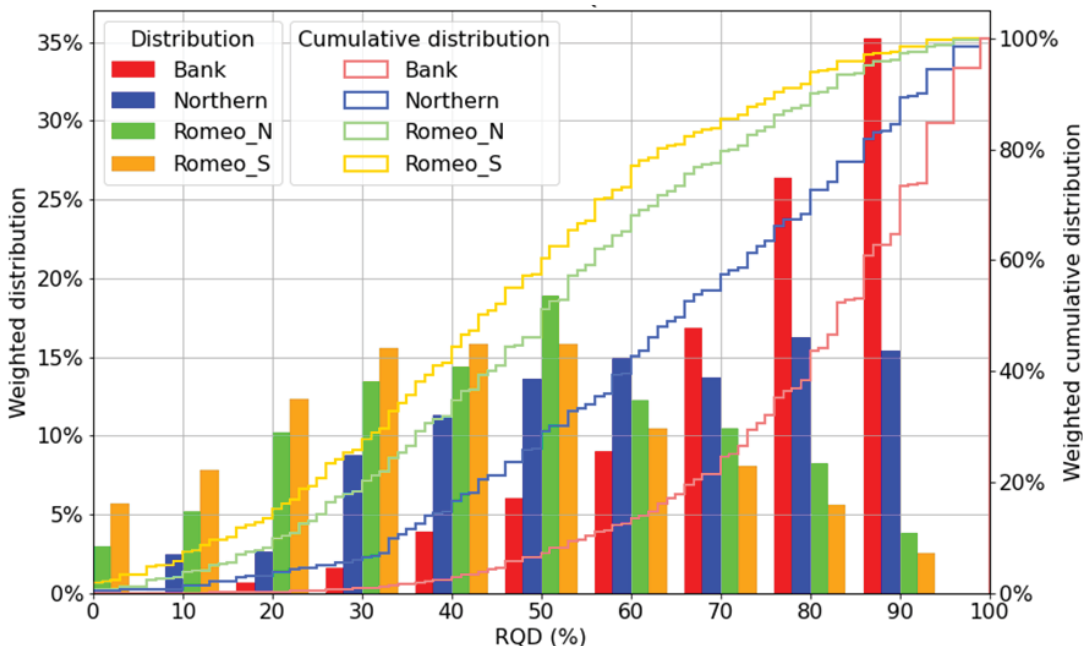



**Figure 30. Distribution of the drillhole RQD data in the Bank, Romeo and Northern faults (weighted per drillhole interval length).**

Other deposit-scale and zone-scale faults were interpreted by Osisko in and around the mining zones. These faults are considered minor faults from a geomechanical perspective due to their influence on only a limited number of stopes. The distribution of RQD data for the minor faults is shown in Figure 31. Figure 31 also includes the distribution for the Windfall fault, which is located away from the current planned stoping areas. The minor faults are briefly described below, summarized from (Osisko Mining Inc., 2020):

- F-11: the F-11 fault is a deposit-scale structure parallel to the F-11 mineral zone. This structure is interpreted from drillhole data and is dominantly modelled based on low RQD values and thin local fault gouge intervals. This structure does not appear to control gold mineralization and is interpreted to be a late brittle structure that overprints it.
- F-51: the F-51 fault is a deposit-scale structure that truncates the down plunge extent of the F-51 mineral zone. This structure is also interpreted from drillhole data and dominantly modelled based on low RQD values and thin local fault gouge intervals. This structure also does not appear to control gold mineralization and is interpreted to be a late brittle structure that overprints it.
- SH-01: the SH-01 fault is a deposit-scale structure and is observed cutting oblique to the Main Zone at a moderate dipping angle. This structure is post-mineralization in timing as identified by broken intervals of mineralized drill core. It abuts against the Romeo North fault to the south and outcrops at surface proximal to the Mallard zone. This structure is seen truncating mineralization in Zone 27 and in Caribou, and also truncates the two main vertical shear-fault zones in these mineral zones (the Zone 27 and the Caribou faults, described below).
- Zone 7 and Caribou faults: the Zone 27 and Caribou faults are deposit-scale structures that are subparallel to some of the mineralization, and Zone 27 and Caribou zones, respectively. The Zone 27 fault is the top and the Caribou fault is the bottom of the same structure truncated and displaced by the SH-01 fault. The two faults are sub-vertical and are characterized by intervals of broken core and fault gouge.
- SH-02: the SH-02 fault is a deposit-scale structure observed cutting oblique to the Main zone at a shallow dipping angle. This structure is interpreted from drillhole data and is dominantly modelled from logged fault intervals described as broken core and/or fault gouge, or can be solely based on low RQD values, generally under 50 %.
- Lynx Main faults: the Lynx Main faults include the UG-2, UG-4 and SV-311 faults. These faults are characterized by thin intervals of broken core associated with fault gouge that ranges from 0.5 to 3 cm in thickness. In general, all faults have the same character but vary slightly in orientation. These faults were reported to be water-bearing structures.

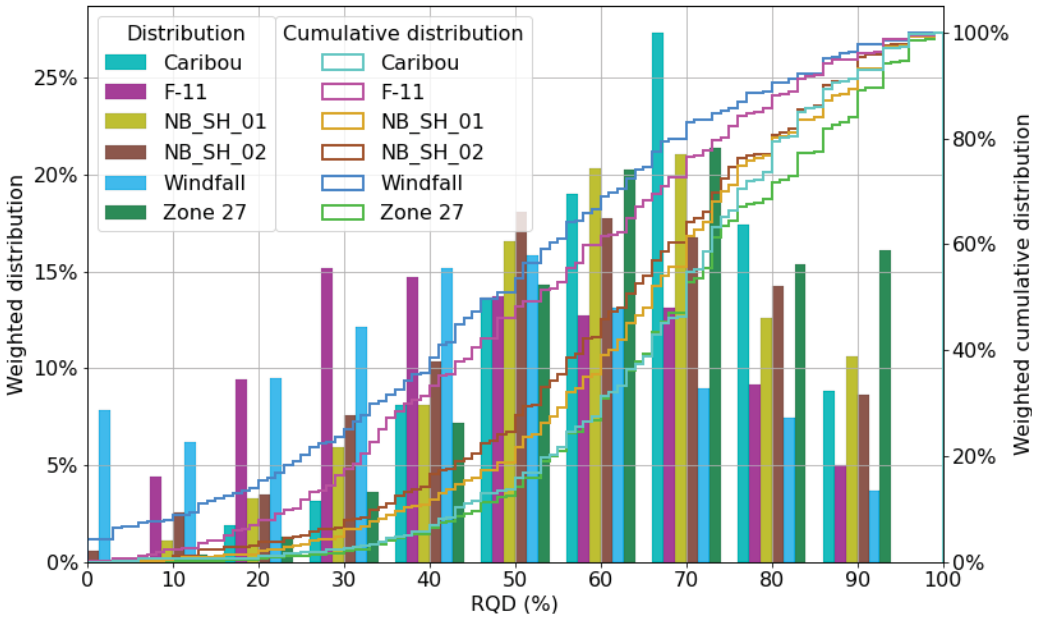



**Figure 31. Distribution of the drillhole RQD data in the Windfall fault and other minor interpreted faults (weighted per drillhole interval length).**

## 5.7 ROCK MASS CLASSIFICATION

➢ **Remark:** *This sub-section (5.7) remains unchanged from the PEA report (A2GC, 2021). No additional rock mass classification data were collected as the dataset was considered already at FS level. Note that for the PEA study, geomechanical domains were defined based on the mining zone (Lynx, Main, Red Dog, Underdog). In the FS, the geomechanical domains were grouped by lithology following discussions with OSK engineering and geology personnel. Data shown in this sub-section are presented with the PEA geomechanical domains.*

Rock mass quality classification was performed with three classification methods: the *Q*, GSI and RMR systems. The results of the *Q*-system were used in the empirical analyses for the dimensioning of the stopes and crown pillars. The GSI values were used as input to the numerical modelling work. The RMR values are presented for reference.

The rock mass classification results are presented in terms of 30$^{th}$ and 50$^{th}$ percentile of the distribution of the ratings weighted per drillhole interval length. These percentiles, which can be considered on the conservative side, are commonly used for projects at the economic studies stage of development.

It is important to note that certain parameters of the rock mass classification methods vary according to the design (type, size, orientation and depth of the workings). That should be kept in

mind if the values presented in the following sections are used in the future for the design of workings not covered in this report.

### 5.7.1 NGI *Q*-System

The Norwegian Geotechnical Institute (NGI) Tunneling Quality *Q*-system index (Barton, 1974) incorporates six different rock-related parameters for the classification of the overall rock mass quality. The *Q* index is calculated with the following relation:

$$Q = (RQD / Jn) \times (Jr / Ja) \times (Jw / SRF) \quad \text{… Eq. [3]}$$

Where:

- RQD is the Rock Quality Designation of the rock mass (Deere & Deere, 1988; Deere et al., 1967);
- $J_n$ is a value that describes the number of joint sets in the rock mass;
- $J_r$ is a measure of the joint roughness;
- $J_a$ is a measure of the degree of alteration along the discontinuities;
- $J_w$ is a measure of the groundwater conditions; and,
- *SRF* is the Stress Reduction Factor, applied to reflect the stress conditions at the site.

The first quotient (RQD/*Jn*) represents the structure of the rock mass and is a crude measure of the block size. The second quotient (*Jr*/*Ja*) estimates the frictional characteristics of the joint walls or filling materials. The third coefficient (*Jw*/*SRF*) is an empirical factor, which is related to the "active stress." A simplification commonly applied is the modified Tunneling Quality index *Q'*, also an index of overall rock mass quality, but without the active stresses and water condition terms. *Q'* is defined as follows:

$$Q' = (RQD / Jn) \times (Jr / Ja) \quad \text{… Eq. [4]}$$

*Q* and *Q'* values are expressed on a logarithmic scale. Table 15 shows the rock mass quality classes according to the *Q*-system.

**Table 15. NGI *Q*-system rock mass quality classes.**

| Range of *Q* values | Rock mass quality |
|---|---|
| 0.001 to 0.1 | Exceptionally to Extremely Poor |
| 0.1 to 1 | Very Poor |
| 1 to 4 | Poor |
| 4 to 10 | Fair |
| 10 to 40 | Good |
| 40 to 100 | Very Good |
| 100 to 1000 | Extremely to Exceptionally Good |

A *Q'* value was calculated for each drillhole interval (typically 3 m) considering:

- The *Jn* values logged per interval, with the minimum *Jn* value set at 6 (two sets + random joints).
- The average joint condition (*Jr*/*Ja* ratio) on the interval.

Table 16 presents the 30$^{th}$ and 50$^{th}$ percentile of the distribution of the *Q'* ratings, weighted per drillhole interval length. The rock mass is classified as 'Good,' except for the lower bound of the Red Dog dyke.

**Table 16. Summary of *Q'* values per domain.**

| Domain | 30$^{th}$ percentile | 50$^{th}$ percentile |
|---|---|---|
| **Lynx** | 13 | 23 |
| **Main** | 12 | 16 |
| **Red Dog** | 8 | 11 |
| **Underdog** | 12 | 16 |

### 5.7.2 GSI Index

Hoek (1994) and Hoek et al. (1995) introduced the Geological Strength Index (GSI) as a tool for collecting field information for incorporation into the Hoek-Brown failure criterion for rock masses. The GSI classification was created to address the two principal factors considered to have the most significant effects on the mechanical properties of a hard competent jointed rock mass: its structure (or blockiness) and the condition of its joints (Hoek & Brown, 2018).

GSI values are required to develop the Hoek-Brown strength envelopes of the rock mass units, which are used as an input to numerical modelling. The GSI has been initially developed

considering GSI ≈ $RMR_{76}$ or GSI ≈ $RMR_{89}$ – 5. However, Hoek (2007) considered that those relations have proven unreliable and recommended to estimate GSI directly from dedicated charts.

The GSI was evaluated for every geotechnical drill core interval (typically one 3 m run) using the equation developed by Hoek et al. (2013) for the quantification of the GSI, using the average joint condition on the interval, as follows:

$$GSI = 1.5 \times Jcond89 + RQD/2 \quad \text{… Eq. [5]}$$

Table 17 shows the 30th and 50th percentile of the distribution of the GSI ratings, weighted per drillhole interval length.

**Table 17. Summary of GSI values per domain.**

| Domain | 30th percentile | 50th percentile |
|---|---|---|
| **Lynx** | 76 | 79 |
| **Main** | 74 | 77 |
| **Red Dog** | 74 | 76 |
| **Underdog** | 72 | 75 |

### 5.7.3 Rock Mass Rating ($RMR_{89}$)

The Rock Mass Rating (RMR) system (Bieniawski, 1976, 1989) classifies the rock mass quality by assigning ratings to the following parameters: UCS, number of discontinuities per metre, condition of the discontinuities and groundwater conditions. The RMR system classifies the rock mass quality on a scale from 0 to 100, where 0 is the worst quality and 100 the best quality. Table 18 shows the rock mass quality classes according to the RMR system.

**Table 18. RMR system rock mass quality classes.**

| RMR range | Rock mass quality |
|---|---|
| 0 to 20 | Very Poor rock |
| 20 to 40 | Poor rock |
| 40 to 60 | Fair rock |
| 60 to 80 | Good rock |
| 80 to 100 | Very Good rock |

The RMR ratings presented in this report were calculated using the 1989 version (Bieniawski, 1989), referred as $RMR_{89}$. The $RMR_{89}$ values presented herein are not explicitly used in any analysis conducted within the work reported in this document, but are provided for reference.

RQD was considered as an input parameter in the two original versions of the classification system, but the author now recommends not to use RQD anymore due to limitations and inconsistencies, and instead replace the previous RQD and fracture spacing ratings by a rating of discontinuities per metre (Lowson & Bieniawski, 2013; Pells et al., 2017). This approach was used for the calculation of the $RMR_{89}$ ratings.

A $RMR_{89}$ value was calculated for each drillhole interval (typically 3 m) considering:

- The rock mass strength estimate (R-index, Barton (1978)) logged per interval.
- The average joint condition rating along the interval.
- Dry conditions, thus values presented below are indicated as $RMR_{89}$**'** values.

Table 19 shows the 30th and 50th percentiles of the distribution of the $RMR_{89}$' ratings, weighted per drillhole interval length. The rock mass can be classified as 'Good' to 'Very Good.'

**Table 19. Summary of RMR89' values per domain.**

| Domain | 30th percentile | 50th percentile |
|---|---|---|
| **Lynx** | 77 | 82 |
| **Main** | 72 | 76 |
| **Red Dog** | 79 | 81 |
| **Underdog** | 73 | 76 |

## 5.8 DATA GAPS

The gaps in the geomechanical data identified during the update of the rock mass characterization are summarized in Table 20.

**Table 20. Geomechanical rock mass characterization data gaps.**

| Component | Gaps |
|---|---|
| Spatial coverage of the data | The top half of the planned mine layout has good coverage from the drillholes and the underground mapping, but the Underdog zone has limited coverage and no data are available below a depth of 1,000 m. The rock mass conditions in the areas without coverage are inferred. |

| Component | Gaps |
|---|---|
| Definition of geomechanical domains | The domaining approach was revised and is considered acceptable for the current stage of development of the project. Following discussions with OSK engineering and geology personnel on site, geomechanical domains were grouped by lithology, based on their geological origin, their composition (felsic or mafic) and strength testing data. The current lithology grouping should be revised, and refined if necessary, as more information is collected before or during production. |
| In-situ stresses | The pre-mining stress field was identified as a major data gap for the project at the PEA level study. Following the issue of the PEA, stress measurements were conducted at Windfall, hence improving the knowledge on the magnitude and the orientation of the in-situ stress field. However, measurements could only be completed at 300 m and 600 m depth, leaving a data gap at depth. Furthermore, the orientation data were scattered, particularly at 600 m depth. Efforts should be made to validate the measured stress field through field observations, and, if possible, additional stress measurements should be conducted at depth. |
| Intact rock properties | The different lithology units have been grouped into three geomechanical domains, and intact rock properties were derived per domain. The fitting of the intact rock strength envelopes is satisfactory, but could be revised with more laboratory strength testing data. Supplemental testing data could also help refining the geomechanical domains definition. |
| Quality of the rock mass in the faults | There is currently only a general understanding of the quality of the faults based on core photographs and exploration RQD data. The rock mass quality inside the interpreted fault wireframes is variable. Detailed local characterization should be performed when underground development crosses faults.<br><br>The current 3D wireframe of the Bank fault is a large corridor, but the work by Osisko Mining Inc. (2019) suggests that the conditions are worse in the first 10 to 30 m north of the fault contact and that the fault contact is itself difficult to define. A better definition and understanding in 3D of the zones with lower quality would be beneficial for the detailed planning of each stope. |
| Joints | There is a blind zone in the orientation data, as most of the joint orientation data come from drillholes oriented along the same azimuth. However, this blind zone starts to be filled by the underground joint mapping.<br><br>The complex geological settings make the clear determination of distinct joint sets difficult. The interpretation of the joint sets presented in this report includes some level of subjectivity and is not from an exhaustive structural geology review – still, it is considered suitable for geomechanical design at this level of the project development. As more |

| Component | Gaps |
|---|---|
| | joint mapping data are collected, the data set should be divided more locally to be able to account for local variations. |
| Hydrogeological conditions | There is a limited understanding of the quantities of groundwater inflows that will have to be managed underground when production will start, especially coming from the Bank fault. Golder performed a hydrogeological study in 2018 (Golder Associates Ltd., 2018a), but it was only covering the dewatering of the exploration ramp and development headings located south of the Bank fault. Low to moderate water inflows are generally not a concern for stope stability during mining, but inflows can slow down the development of the accesses, create problems during drilling and loading, and reduce backfill quality, in addition to the water management requirements. |

# 6. GEOMECHANICAL ASSESSMENTS

The details of the geomechanical assessments performed are presented in this section. The geomechanical recommendations and guidelines are grouped in Section 7.

## 6.1 DEFINITIONS

**Remark:** *This sub-section (6.1) remains unchanged from the PEA report (A2GC, 2021).*

The terms related to the stope geometry and dilution used in this report are defined in Figure 32.

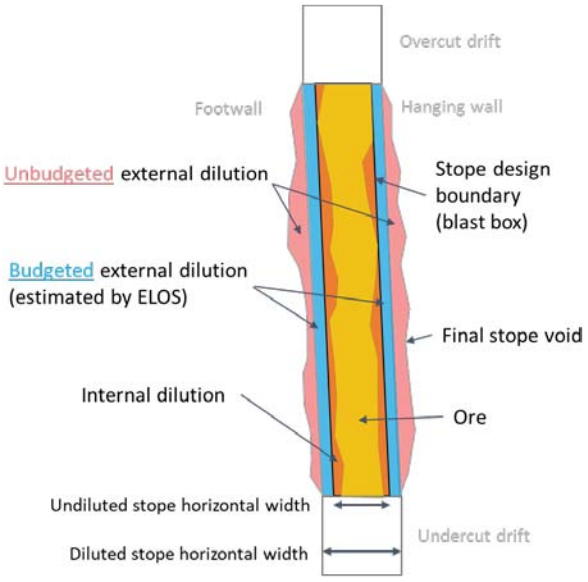



**Figure 32. Definitions for stopes and dilution (schematic section, not to scale).**

The terms related to the geometry of the pillars used in this report are defined at Figure 33.

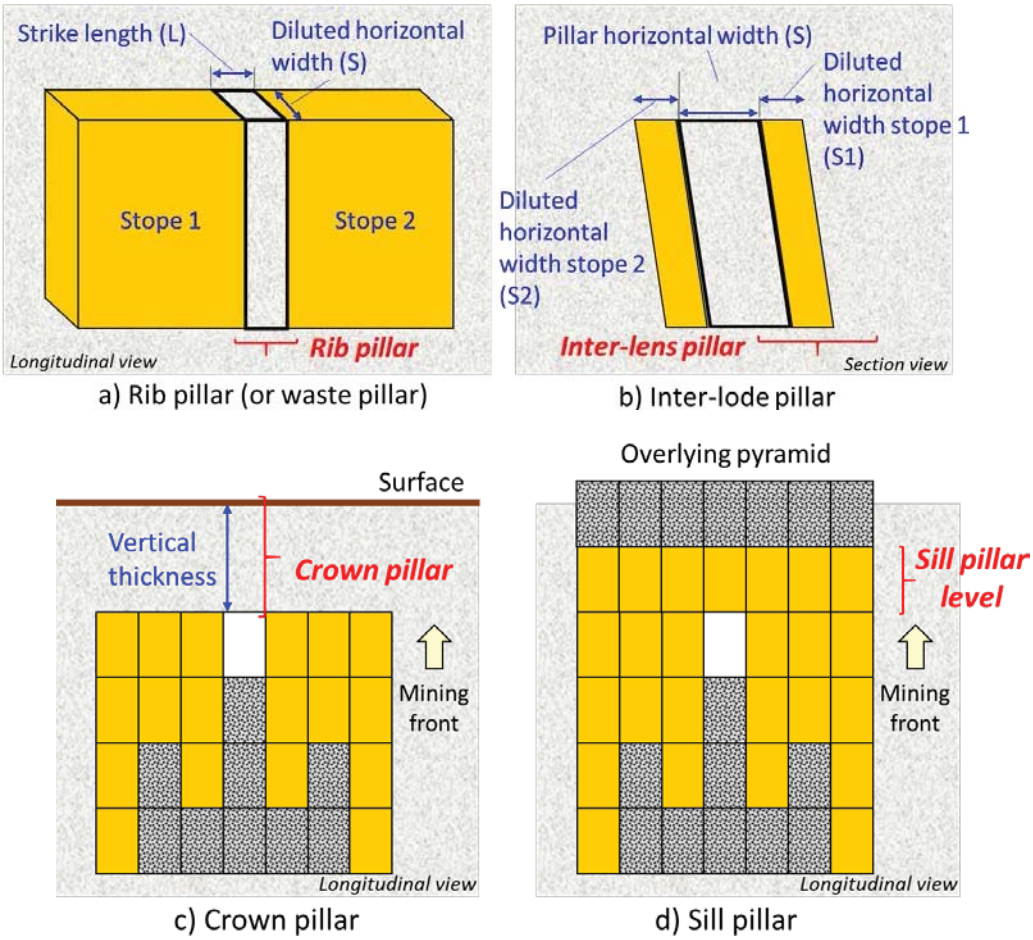



**Figure 33. Definitions for pillars.**

Pillar geometry is generally described in terms of its width-to-height ratio (W:H), where the height is the dimension along which the major stress is applied. The W:H ratio is expressed as follows for various types of pillars:

- Rib and waste pillars: Strike length / diluted horizontal stope width.
- Inter-lode pillars: Pillar horizontal width / stope strike length.
- Crown pillars: Pillar vertical thickness / diluted horizontal stope width.
- Sill pillars: Pillar vertical thickness (level height) / diluted horizontal stope width.
- Floor pillars (when mining a stope with more than one blast, for example): pillar vertical thickness / span (smallest dimension between stope strike length or diluted horizontal stope width).

## 6.2 EMPIRICAL EVALUATION OF STOPE DIMENSIONS AND EXPECTED DILUTION

➢ **Remark:** *This sub-section (6.2) remains unchanged from the PEA report (A2GC, 2021). It was not considered necessary to update the empirical analyses (only the Mathew's A factor could have changed based on the local stress measurements). The stope dimensions proposed in the FS mining sequence (Entech) are based on the outcome of the PEA geomechanical assessments.*

The stope dimensions were first evaluated using empirical methods to provide a starting point for the mine design.

### 6.2.1 The Stability Graph Method

Dimensions for open stopes were estimated based on the empirical Stability Graph method developed by Mathews et al. (1981), and updated by Potvin (1988) and Nickson (1992), amongst others. All versions of the Stability Graph plot the Hydraulic Radius (HR) of a stope surface versus its Modified Stability Number (N'). The HR, a representation of the dimensions and geometry of the surface being examined, is defined as the ratio of its area over its diameter. N', a representation of the intrinsic stability of the surface being examined, is estimated by the following equation:

$$N' = Q' \times A \times B \times C \qquad \ldots \text{Eq. [6]}$$

Where:

- *Q'* is the modified NGI-*Q* rock mass classification value (NGI, 2015).
- A is the 'rock stress factor,' with values between 0.1 and 1.0. It accounts for the influence of ground stresses on stability.
- B is the 'joint orientation adjustment factor,' with values between 0.2 and 1.0. It accounts for the orientation of the most critical joint set (the one most conducive to instability) relative to the orientation of the excavation surface being assessed.
- C is the 'gravity adjustment factor,' with values between 2 to 8. It accounts for the mode of failure of the surface being examined (gravity fall, slabbing or sliding).

The Stability Graph method examines the stability of one stope surface at a time. If the entire stope is to be investigated, five different analyses are required (for the back, hanging wall, footwall and two end-walls). The limitations of the method are presented in Section 6.2.6.

It is important to note that the Stability Graph method was initially developed for wide steeply dipping ore bodies at depths below 1,000 m. Using this method at low depth for a relatively narrow ore body is an extrapolation of the method, used in lack of a better industry-recognized empirical

method. The application of the method in such conditions has often shown that the method works only marginally well for this type of ore bodies (Suorineni, 2014). Stewart (2005) did a review of the applicability of the Stability Graph and Equivalent Linear Overbreak/Slough (ELOS) empirical methods for narrow vein deposits (vein widths between 1 and 3 m). Stewart found that there was considerable uncertainty associated with the accuracy of existing stability charts when applied to narrow vein stability predictions, especially in the way dilution is considered. As narrow vein stope dilution economics are more sensitive to overbreak than large open stopes, the subjectivity of the stability category in the stability charts is an important limitation of the method when applied to narrow vein mines. This, and the limitations stated in Section 6.2.6, should be considered when reviewing the results.

### 6.2.2 Stability Acceptance Criteria

The criteria used to assess stable stope dimensions are listed below and are shown on the Stability Graph in Figure 34.

- For the back: above the limit between 'Unsupported Transition' and 'Stable with Support' (solid red line in Figure 34).
- For the hanging wall (HW) and footwall (FW): above the middle line of the 'Unsupported Transition' zone (dashed red line in Figure 34).

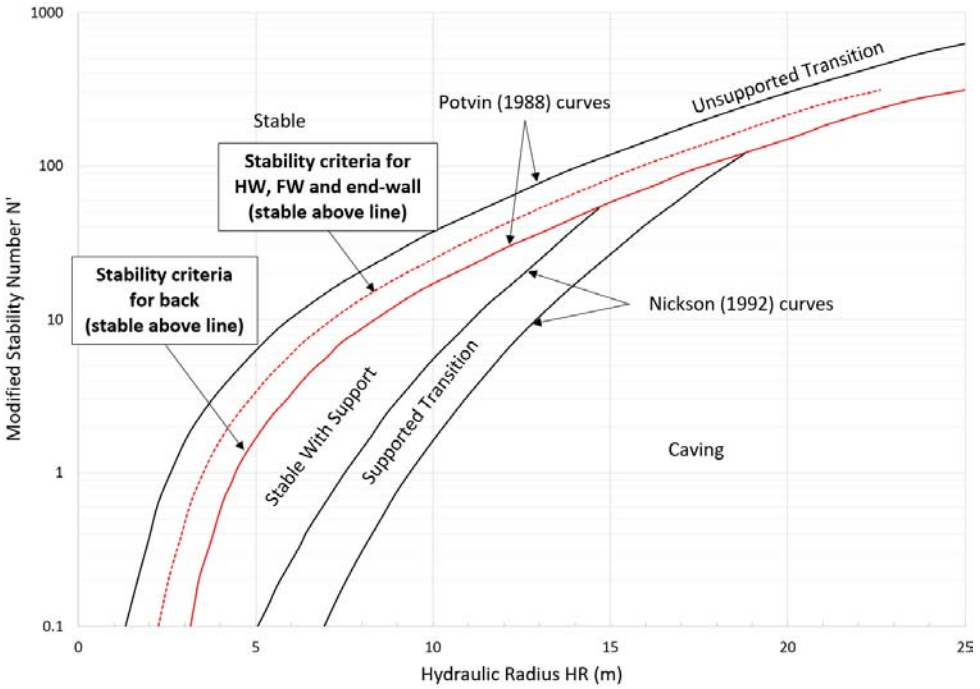



**Figure 34. Stability criteria for the HW, FW and back shown on the Stability Graph – Version of Nickson (1992).**

### 6.2.3 Inputs to the Stability Graph Method

The following were considered for stope geometry, based upon preliminary MSO stope shapes provided by Entech in December 2020:

- Dimensions that are fixed by the deposit geometry:
  - Undiluted horizontal width of 3 m, 5 m, 8 m, 10 m, 15 m, 20 m and 25 m.
  - Stope dip between 55, 65 and 75°.
- Dimensions to derive from the analyses:
  - Stope height between levels (floor-to-floor): 20 and 25 m, with 4.0 m-high overcut access.
- Stope strike length (E-W): 20 to 40 m

The following were assumed for the calculations of N':

- For the *Q'* values, the 30$^{th}$ percentile of the cases considering the *Jn* values logged per interval (with the minimum *Jn* value set at 6) and the average joint conditions on the interval were considered for the analyses (Table 16).
- Factor A
  - Two different approaches were used for Factor A:
    - For the anticipated low stress conditions in the upper part of the mine, it was considered that the rock mass around the stopes will be in relaxation. The A factor was set at 0.8 to account for the influence of the relaxation (tensile stresses), based on the approaches proposed by Diederichs (2003) and Stewart (2005).
    - For stopes at depth, the A factor was calculated from the analytical approach proposed by Mathews et al. (1981) based on the in-situ stresses presented in Section 5.1 for depths of 400, 800, 1,200 and 1,500 m.
- Factor B
  - Factor B was evaluated using the Hutchinson and Diederichs (1996) chart.
  - The mean joint set orientations were considered of the three main sets (Section 5.5.1).
  - A stope dip angle of 80° with a dip direction of 150° was considered (no variation on the dip and dip direction of the stopes was examined).
- Factor C
  - Factor C was evaluated with the Potvin (1988) charts.
  - Gravity failure was considered for the hanging walls and backs.
  - A C-value of 8 was considered the footwall (Clark, 1998).
  - A sliding failures was considered for the end walls (worst case with sliding on set J3).

The results of the analyses are presented in Section 6.2.5.

### 6.2.4 Empirical Estimation of Stope Dilution

The unplanned (external) dilution for hanging walls and footwalls was estimated empirically using the ELOS method proposed by Clark (1998). ELOS is equivalent to the average depth of overbreak measured relative to the planned (drilled-off) stope boundary. The ELOS dilution chart is shown in Figure 35.

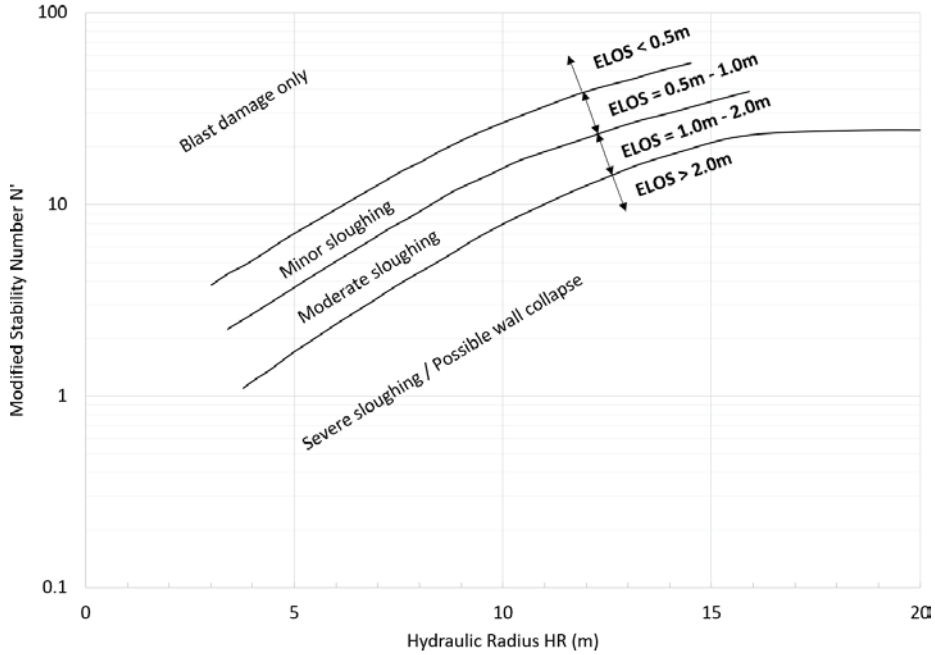



**Figure 35. ELOS chart (after Clark (1998)).**

The ELOS method (developed by Clark (1998)) considers the following assumptions for the calculation of N':

- A = 1.0 for hanging wall and footwall
- B = 0.3 for hanging wall and footwall
- For hanging wall, C = 8 – 6 × cos (surface dip)
- For footwall, C = 8

However, considering the level of the study, the ELOS values were estimated using the N' values calculated for the Stability Graph method (Section 6.2.3), which provided more conservative results. The results of this analysis are presented in Section 6.2.5 and the limitations of the method are presented in Section 6.2.6.

### 6.2.5 Results

The possible combinations of the retained inputs (12,000 combinations) were reviewed and filtered based on the stability criteria presented in Section 6.2.2 and ELOS values. The plots of the possible combinations are shown in Figure 36 and Figure 37, for the two approaches for the evaluation of the stress factor A. The combinations on the Stability Graph are coloured by ELOS bin values for the hanging walls and footwalls.

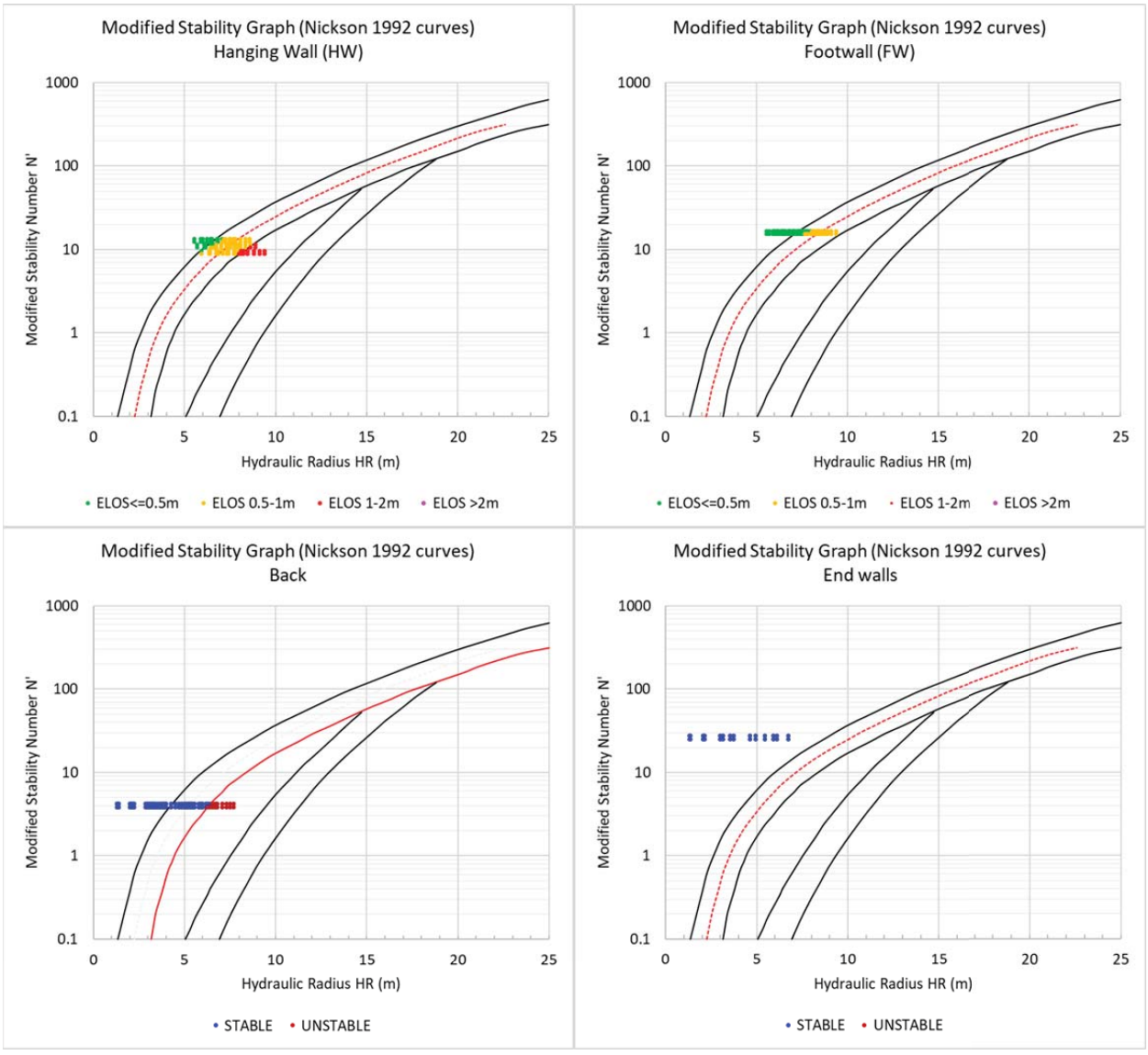



**Figure 36. Plot of the combinations analyzed using the Stability Graph method assuming A = 0.8 to account for stress relaxation. The possible combinations for the hanging walls and footwalls are coloured by associated ELOS values.**

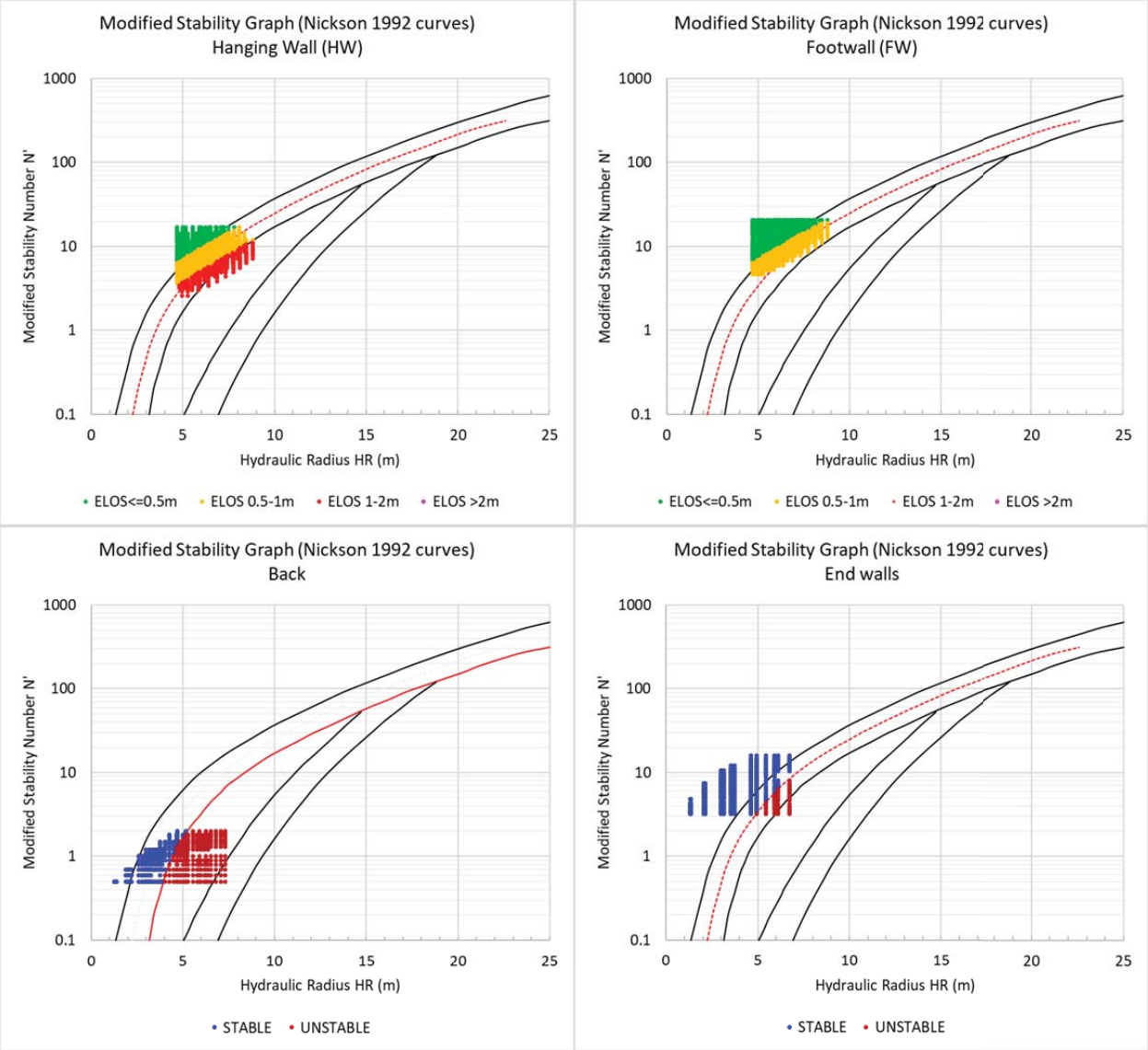



**Figure 37. Plot of the combinations analyzed using the Stability Graph method with the A factor calculated based on Mathews et al. (1981). The possible combinations for the hanging walls and footwalls are coloured by associated ELOS values.**

The breakdown of cases below the stability criteria was reviewed to establish which parameter limits stable stope dimensions the most. It is clear from these graphs that the critical surface for the stope dimensions is the hanging wall. The stability of the back is also a limitation for stopes with large horizontal widths. The recommendations for stope dimensions and dilution estimates are presented in Section 7.2.

### 6.2.6 Limitations of the Empirical Methods for Stope Dimensioning and Dilution Estimates

The following limitations must be kept in mind when reviewing the results presented in Section 6.2.5:

- Both the Stability Graph and ELOS approaches are empirical methods based on experience and case studies, and, as a result, do not explicitly account for all the parameters known to affect the stability and dilution of stope surfaces. Stability Graph results are also sensitive to the version used, and even more so to the design criterion retained (e.g., 'Stable Without Support,' 'Stable With Support,' threshold within an individual zone, or transition between zones).
- Some dilution may nonetheless be encountered even for stopes that plot within the stable zone of the Stability Graph. Dilution may originate from the formation of unstable blocks or wedges that will fall into the stope with blasting, or later, depending on the length of time the stope remains open, or from rock mass damage originating from poor drilling and blasting practices.
- Both methods rely on the NGI-*Q* rating to account for rock mass quality, and hence suffer from its intrinsic limitations.
- Both methods examine stopes in isolation and poorly account for the stress interactions and redistributions that occur around mining fronts, which can have a major effect on stability.
- The conclusions reached are for generic conditions whereby the mechanical properties (e.g., UCS) are considered homogenous and isotropic. They do not account for possible strength variations within a given lithological unit, nor for geological structures such as faults, dykes or weak contacts, or different conditions near fold hinge systems.
- No stress measurements were available for the site at the time of these analyses.
- No variation was considered for joint set dip and dip direction angles.
- No variation was considered for stope dip direction angles.
- No potential blast-induced damage was considered, which may affect the behaviour of the excavations and pillars.
- No hydrology/hydrogeology-related effects (e.g., pore pressures) were considered.
- These limitations were nevertheless well recognized from the start, and the empirical analyses were only meant to provide a starting point for stope dimensions for mine design.

## 6.3 EMPIRICAL EVALUATION OF CROWN PILLAR THICKNESS

➢ **Remark:** *This sub-section (6.3) remains unchanged from the PEA report (A2GC, 2021). It was not considered necessary to update the empirical analyses. The crown pillar dimensions proposed in the FS mining sequence (Entech) are based on the outcome of the PEA geomechanical assessments.*

### 6.3.1 Empirical Scaled Crown Span Method

Crown pillars are planned to be remaining at mine closure (not mined). The stopes under the crown pillars are planned to be backfilled as tightly as possible to limit the remaining voids.

The minimum crown pillars thickness was evaluated using the empirical Scaled Crown Span Method (Carter, 1992, 2014) for steeply dipping stopes. The method requires the 'scaled stope span' (Cs) to be plotted against the rock mass quality (NGI-*Q* system) to determine the crown pillar probability of failure. The 'scaled stope span' (Cs) is determined using the following equation:

$$C_s = S\left(\frac{\gamma}{T(1+S_R)(1-0.4\cos\theta)}\right)^{0.5} \quad \text{… Eq. [7]}$$

Where:

- S is the crown pillar span (horizontal width, in m);
- γ is the specific gravity (dimensionless, but same numerical value as the rock mass unit weight, t/m$^3$ in our case);
- T is the vertical thickness of the crown pillar (m);
- θ is the ore body dip (degrees down from the horizontal);
- $S_R$ is the span ratio, defined as S/L; and,
- L is the strike length of the stope (m).

Considering 1) that the stopes under the crown pillars will be backfilled and 2) the future land usage, the stability criterion considered is to have a crown pillar probability of failure (PoF) of less than 1.5% (Class F in Table 21) at mine closure.

**Table 21. Acceptable risk exposure guidelines – comparative significance of crown pillar failure (after Carter (2014)).**

| Class | Probability of Failure % | Minimum Factor of Safety | Maximum Scaled Span, Cs (= Sc) | ESR (Barton et al. 1974) | Design Guidelines for Pillar Acceptability/Serviceable Life of Crown Pillar | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | | Expectancy | Years | Public Access | Regulatory position on closure | Operating Surveillance Required |
| A | 50 – 100 | <1 | $11.31Q^{0.44}$ | >5 | Effectively zero | < 0.5 | Forbidden | Totally unacceptable | Ineffective |
| B | 20 – 50 | 1.0 | $3.58Q^{0.44}$ | 3 | Very, very short-term (temporary mining purposes only ; unacceptable risk of failure for temporary civil tunnel portals | 1.0 | Forcibly Prevented | Not acceptable | Continuous sophisticated monitoring |
| C | 10 – 20 | 1.2 | $2.74Q^{0.44}$ | 1.6 | Very short-term (quasi-temporary stope crowns ; undesirable risk of failure for temporary civil works) | 2 – 5 | Actively prevented | High level of concern | Continuous monitoring with instruments |
| D | 5 – 10 | 1.5 | $2.33Q^{0.44}$ | 1.4 | Short-term (semi-temporary crowns, e.g.under non-sensitive mine infrastructure) | 5 – 10 | Prevented | Moderate level of concern | Continuous simple monitoring |
| E | 1.5 – 5 | 1.8 | $1.84Q^{0.44}$ | 1.3 | Medium-term (semi-permanent crowns, possibly under structures) | 15–20 | Discouraged | Low to moderate level of concern | Conscious superficial monitoring |
| F | 0.5 – 1.5 | 2 | $1.12Q^{0.44}$ | 1 | Long-term (quasi-permanent crowns, civil portals, near-surface sewer tunnels) | 50–100 | Allowed | Of limited concern | Incidental superficial monitoring |
| G | <0.5 | >>2 | $0.69\ Q^{0.44}$ | 0.8 | Very long-term (permanent crowns over civil tunnels) | >100 | Free | Of no concern | None required |

### 6.3.2 Inputs to the Scaled Span Method

The following inputs were considered, based on the review of the stopes within 100 m of the ground surface.

- Stope geometry:
  - Diluted horizontal spans: 4 to 6 m;
  - Strike lengths: 20 m, 30 m (assuming one stope) and 60 m (upper bound case of two adjacent stopes);
  - Dip angles: 55, 65 and 75°; and,
  - Overburden thicknesses: 5, 10 and 30 m (Figure 38).
- Rock mass quality (NGI-*Q*)
  - *Q'*: 8 and 12 (Section 5.7.1);
  - SRF: 1.0 (medium stress, favourable stress condition) and 2.5 (low stress, near surface, open joints); and,
  - *Jw*: 1.00 (dry excavations or minor inflow [humid or a few drips]) and 0.66 (medium inflow, occasional outwash of joint fillings [many drips / "rain"]).
- Rock density of 3.0 tonnes/m$^3$ and overburden density of 2.0 tonnes/m$^3$.

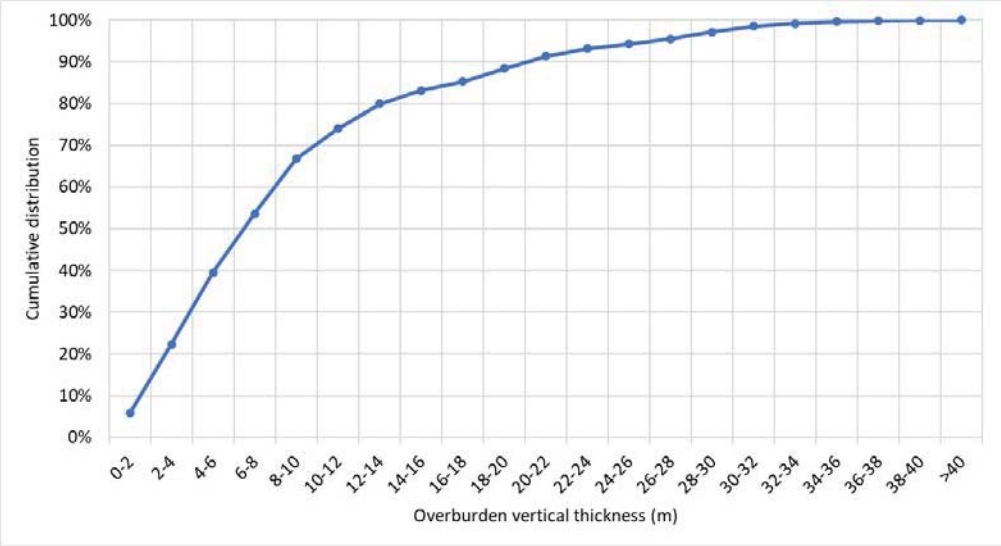



**Figure 38. Distribution of overburden vertical thickness based on the exploration drillhole database (March 2020).**

### 6.3.3 Results

The possible combinations of the inputs in Section 6.3.2 were analysed and filtered based on a stability criterion of having a probability of failure (PoF) ≤ 1.5%. The plot of the possible combinations is shown in Figure 39.

Based on these results, the minimum crown pillar vertical rock thickness (excluding any overburden) recommended for the economical evaluation of the project is as follows:

- 30 m for stopes with a diluted horizontal width less than or equal to 6 m
- 40 m for stopes with a diluted horizontal width between 6 and 9 m (more details in Section 7.3.3).

The combinations inside the pink rectangle in Figure 39 are for a 30 m-thick crown pillar. Combinations that include a *SRF* (strength reduction factor) of 2.5 for spans > 4 m have a PoF over 1.5% (combinations coloured in orange), which suggests that crown pillars in complete relaxation will not respect the PoF criterion.

Assessments of the stress conditions in the pillars are presented in Section 6.4.5.

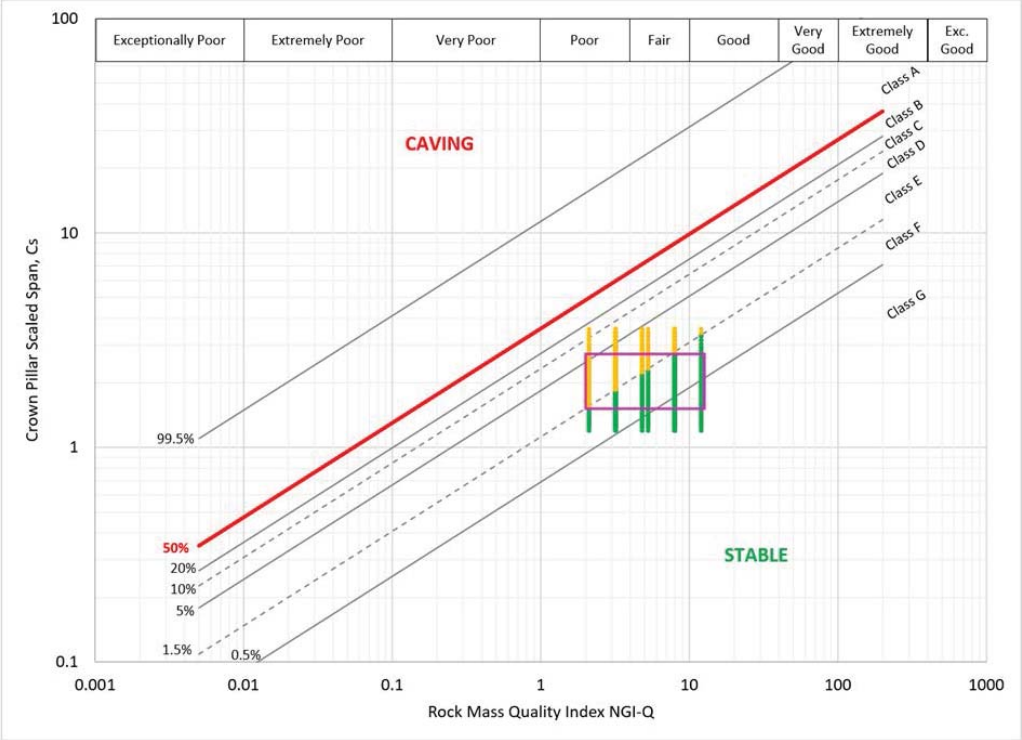



**Figure 39. Plot of all the combinations analysed for the Scaled Crown Span method (input presented in Section 6.3.2). The combinations are coloured in green if the probability of failure is less than the stability criterion (PoF ≤ 1.5%.) and in orange if greater. The combinations inside the pink rectangle are for a 30 m-thick crown pillar.**

### 6.3.4 Limitations of the Empirical Method for Dimensioning Crown Pillars

When reviewing the results presented in Section 6.3.3, the following limitations must be kept in mind:

- The Scaled Span method relies on the NGI-*Q* rating for the estimation of the rock mass quality/strength, and, hence, suffers from its intrinsic limitations.
- The conclusions reached are for generic conditions whereby the mechanical properties (e.g., UCS) are considered homogenous and isotropic. They do not account for possible strength variations within lithological units, or the presence of geological structures such as faults, dykes and/or weak contacts, all of which could affect crown pillar stability.
- No potential blast-induced damage was considered, which may affect the behaviour of the excavations and crown pillars.
- The conclusions do not account for the presence of hydraulic connections with surface lakes or other bodies of water.

## 6.4 NUMERICAL STABILITY ASSESSMENTS

Mine-scale models were built and ran using *FLAC3D*™. The objective was to simulate the proposed mining sequence to capture the mining-induced stress, deformation and yielding changes in the rock mass as the sequence unfolds, in order to perform a geomechanical risk assessment and develop a risk profile of the proposed mine design.

### 6.4.1 Choice of the Modelling Software and Limitations

The numerical modelling simulations presented in this report were all completed using *FLAC3D* (Fast Lagrangian Analysis of Continua in 3 Dimensions) version 7.00 (Itasca, 2019), a software package developed and commercialised by Itasca Consulting Group, Inc. (Itasca). *FLAC3D* is an advanced explicit three-dimensional finite-difference program for continuum mechanics engineering applications. The basis for this program is the numerical formulation used by the two-dimensional program *FLAC*™ (Itasca, 2019). *FLAC3D* extends the analysis capabilities of *FLAC* into three dimensions, simulating the behaviour of three-dimensional structures made of soil, rock or other materials that undergo plastic flow once their yield limits are reached. Materials are represented by polyhedral elements within a three-dimensional grid. Each element behaves according to a prescribed linear or non-linear (inelastic) stress-strain law in response to applied forces or boundary restraints. Because no matrices are formed, large three-dimensional calculations can be achieved with reasonable memory requirements.

*FLAC3D* was selected for this project for its ability to represent materials with non-linear (plastic) constitutive behaviours and the accompanying *FISH*™ and Python programming languages that allow the user to modify the *FLAC3D* functionalities, as well as create new ones. The ability to represent materials using plastic constitutive models is essential for rock masses as it allows the model to reproduce changes in their behaviour as they fracture and lose strength. *FLAC3D* being a continuum-based code, it is not designed to explicitly model failure that occurs along discrete structural features or geological discontinuities. A discontinuum formulation would be required for this type of analysis (e.g., *3DEC*™ or *PFC3D*™). Hence, the models presented in this report do not account for wedge failures and/or rock mass failures that would result from adversely oriented, well-defined persistent joint sets.

### 6.4.2 Construction of the Mine Models

#### *6.4.2.1 Geometry of the Models*

Considering the large lateral extent of the Windfall deposit, a coarse mine-wide model including all the mining zones was first run to establish whether stress interactions can be expected between

the mining zones. It was found that the Lynx zone is sufficiently remote to not interact with the Main and Underdog zones. However, a stress interaction was observed through the Red Dog dyke between the Main and Underdog zones. Therefore, the project was separated in two main mine models: one for the Lynx mining zone and one for the Main and Underdog mining zones. The separation in two models with smaller spatial dimensions allowed to increase the number of numerical zones within each model (i.e., maintain a finer densification, associated with more precise numerical results). The details of the models are presented in Table 22 and the models are shown in Figure 40. The F-zones were not modelled as they are near surface and not expected to develop stress-related issues.

**Table 22. Geometry of the *FLAC3D* models.**

| Item | Coarse mine wide | Lynx | Main/Underdog |
|---|---|---|---|
| Number of numerical zones | 3,768,523 | 7,272,347 | 3,799,220 |
| Length along the *x*-axis | 13,312 m | 6,656 m | 6,656 m |
| Length along the *y*-axis | 13,824 m | 5,120 m | 5,120 m |
| Length along the *z*-axis | 1,536 m | 1,536 m | 1,280 m |
| Dimensions of the smallest numerical zone | 2 m × 2 m × 4 m ($x \times y \times z$) | 1 m × 1 m × 2 m ($x \times y \times z$) | 1 m × 1 m × 2 m ($x \times y \times z$) |
| Dimensions of the largest numerical zone | 256 m × 256 m × 256 m ($x \times y \times z$) | 256 m × 256 m × 256 m ($x \times y \times z$) | 256 m × 256 m × 256 m ($x \times y \times z$) |

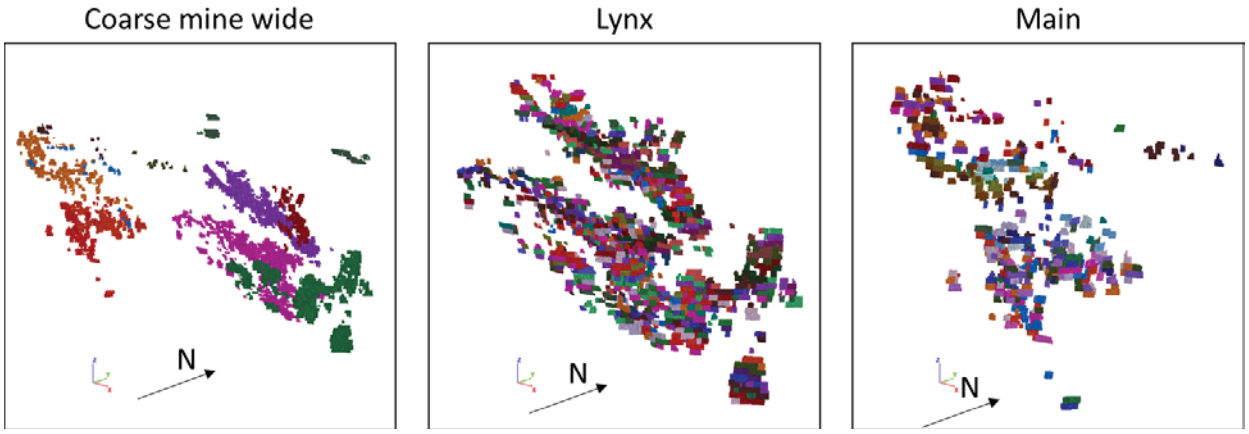



**Figure 40. Isometric views of the three numerical models.**

The smallest numerical zone size was assigned to volumes within and immediately around planned stopes and in faults zones near the planned stopes. As the stopes are generally narrow, the numerical zones needed to be relatively small to provide significant results. Non-cubic zones (twice as high as wide) were implemented to reduce the number of zones in the model and create models that were practical to run within decent timelines (4-5 days). The number of numerical zones in the two main models stands at the limit of what is doable with current state-of-the art hardware, so the size of the zones cannot practically be further reduced without separating each model into sub-models.

The topography of the project was not included in the models to accelerate processing time. As the topography is generally flat, it was considered that this simplification would not affect the results. The bedrock surface was fixed at an elevation of 400 m above sea level.

#### *6.4.2.2 Mechanical Properties*

The strength properties used for the numerical simulations are summarized in Table 23. The following remarks can be made:

- The intact rock properties are those presented in Section 5.4.
- Rock mass properties for the faults were assigned based on the review of the geotechnical logging data, core photos and experience gained during the PEA. No additional characterization work was done during the FS for the faults.
- The rock mass strength parameters were calculated using the equations of the generalized Hoek-Brown criterion for the estimation of the rock mass strength (Hoek, 1994).
- The GSI values given in Section 5.7.2 were presented with the PEA geomechanical domains. GSI values given in Table 23 below were grouped according to the FS geomechanical domains. There were no additional characterization data collected during the FS – the existing data were simply re-organized into different domains.
- The default domain (outside of the lithological model) was set to '1-Mafic rocks.'

The rock mass strength properties summarized in Table 23 are base case properties, which were subsequently modified by using a block model of the RQD data collected along the exploration and geotechnical holes on more than 1,700,000 metres of core. Even though the rock mass quality is generally 'Good' throughout the deposit outside of the interpreted fault zones, this approach allowed to better capture the variability and spatial distribution of the rock mass quality. This approach also allowed to better capture the variability of the rock mass quality within the faults, especially the Bank fault.

The RQD block model was updated in May 2022 by the Osisko resources geologists using an inverse distance square interpolation method. One block model covers the entire Windfall deposit and includes sixteen (16) interpreted faults (Osisko Mining Inc., 2022). An RQD value was assigned to each numerical zone within the *FLAC3D* model using the nearest-neighbour interpolation method. Figure 41 shows the distribution of the RQD values within the block model.

**Table 23. Mechanical properties implemented in *FLAC3D.***

| Domain | Peak strength parameters of the intact rock | | | | | GSI | Rock mass parameters | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | UCS (MPa) | $E_i$ (GPa) | Poisson's ratio | Density (kg/m$^3$) | mi | | $E_{rm}$ (GPa) | mb | s | a |
| **1- Mafic rocks** | 121 | 65 | 0.29 | 2,850 | 17.4 | 78 | 56 | 7.9 | 0.087 | 0.5 |
| **2- Felsic intrusives** | 166 | 60 | 0.29 | 2,745 | 11.9 | 77 | 51 | 5.3 | 0.078 | 0.5 |
| **3- Felsic volcanics** | 94 | 58 | 0.25 | 2,760 | 14.0 | 79 | 51 | 6.6 | 0.097 | 0.5 |
| **Faults** | 100 | 67 | 0.24 | 2,770 | 6.0 | 60 | 35 | 1.4 | 0.012 | 0.5 |

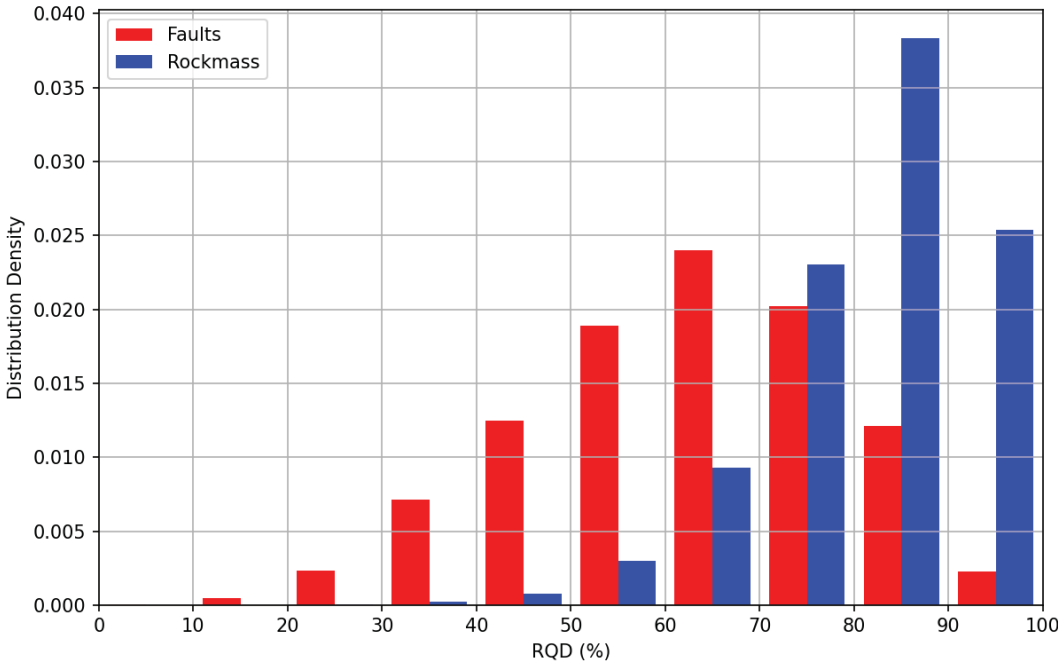



**Figure 41. Distribution of the RQD data in the block model per domain.**

A GSI value was calculated for each numerical zone using Eq. [5] (see Section 5.7.2) with the RQD value from the block models at that location and a $Jcon_{89}$ value determined from Table 24. The $Jcon_{89}$ values in Table 24 were determined per domain and RQD bins from the review of the

geotechnical core logging data. Rock mass zones with higher fracturing (lower RQD values) are generally associated with lower rock mass strength and weaker joint conditions. $Jcon_{89}$ values given in Table 24 were obtained with the PEA geomechanical domains. They were used in the FS without any modification, meaning that the $Jcon_{89}$ values were assigned per mining zone in the *FLAC3D* model. Numerical zones outside the boundaries of the RQD block models were assigned the properties listed in Table 23.

**Table 24. $Jcon_{89}$ per domain and RQD bins.**

| RQD bin | $Jcon_{89}$ per domain | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| | Lynx | Main | Underdog | Red Dog | Faults |
| 0-25 | 10 | 10 | 10 | 10 | 10 |
| 25-50 | 12 | 10 | 10 | 12 | 10 |
| 50-75 | 14 | 15 | 13 | 14 | 10 |
| 75-90 | 17 | 15 | 13 | 14 | 10 |
| 90-100 | 20 | 17 | 16 | 17 | 10 |

When the stress state reaches the rock mass failure envelope, best practice modelling consists in downgrading the failure envelope from peak strength to residual strength. This is referred to as softening and is illustrated in Figure 43a. Residual properties are computed for each numerical zone, based on the rock mass strength envelope. A Hoek-Brown residual curve is fitted through two points, shown on Figure 42.

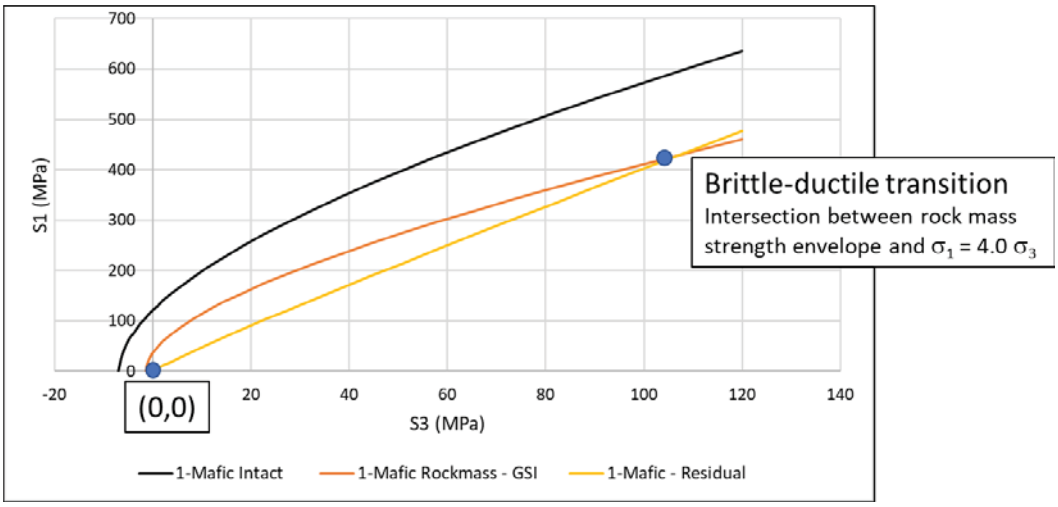



**Figure 42. Definition of the rock mass residual (post-peak) envelope.**

The softening consists in defining a relation between the strength envelope parameters and the cumulative plastic (irreversible) strain ($\varepsilon_p$). This will define how 'quickly' the material properties

will drop from peak to residual. A brittle material will reach its residual value at a small plastic strain (small $\varepsilon_p$), whereas a ductile material will reach its residual value at a higher plastic strain (larger $\varepsilon_p$), as illustrated in Figure 43b.

A common modelling practice is to use Lorig's equation to estimate the critical strain (Lorig, 2013). This equation is reproduced below:

$$\varepsilon_{crt} = 0.125 \times \left(\frac{100 - GSI}{100}\right) \times \frac{1}{d} \qquad \ldots \text{Eq. [8]}$$

Where d is the characteristic dimension of a numerical zone (in meters). It is believed that the rock mass at Windfall is brittle. The brittle behaviour is reproduced in the *FLAC3D* model by a non-linear softening curve, following which the strength parameters drop 'quickly' right after reaching the peak. The softening curve then flattens to reach the residual value at the critical plastic strain given by Lorig's equation (Eq. [8]). This is illustrated in Figure 43c.

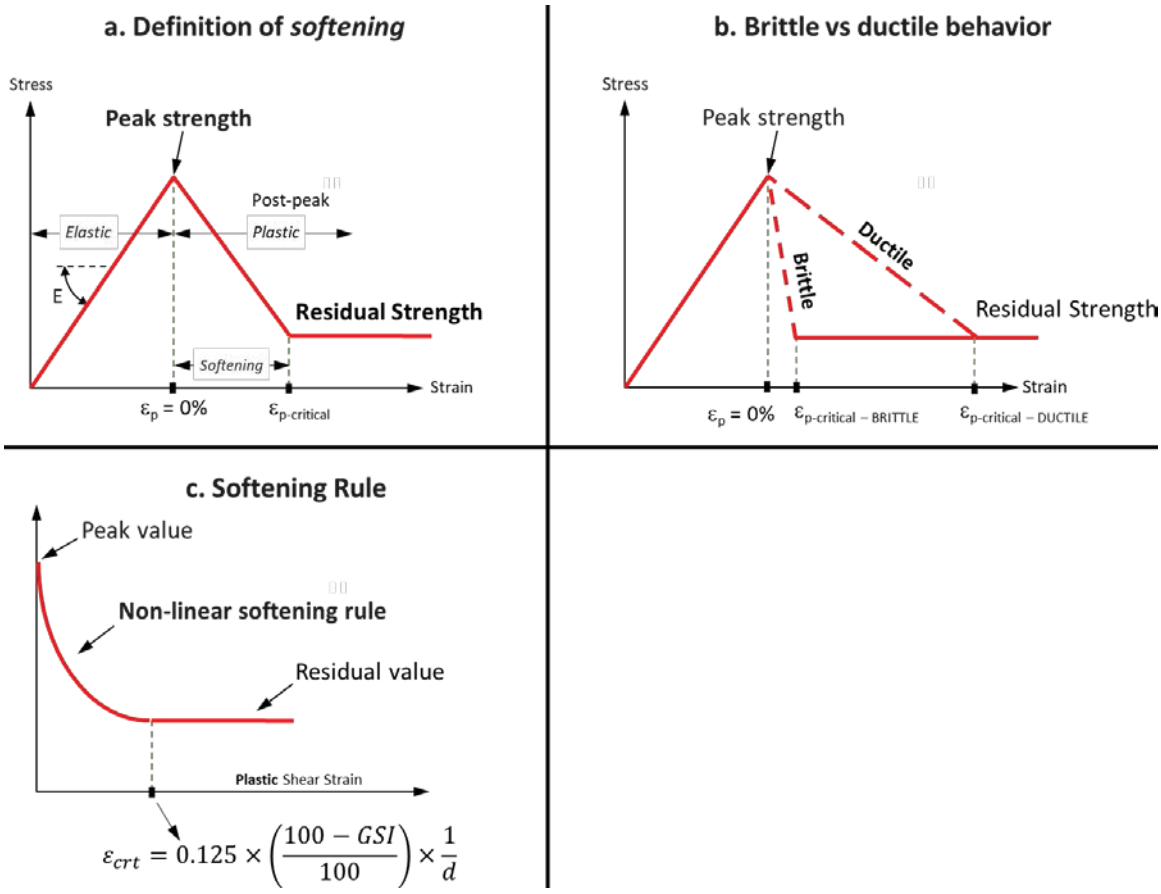



**Figure 43. Softening rule – Stress-strain plots for a given confinement level.**

The backfill material was modelled as a strain-softening Mohr-Coulomb material. The mechanical properties implemented in *FLAC3D* are listed in Table 25 and are based on the minimum strength requirements discussed in Section 7.9. For simplification, all the stopes were assumed to be backfilled with paste backfill. For mine-scale models, the strength of the backfill material does not significant affect the results.

**Table 25. Paste mechanical properties implemented in the *FLAC3D* model.**

| Type of properties | Property | Value |
|---|---|---|
| Elastic | Density (kg/m$^3$) | 2,000 |
| | Young's modulus (kPa) | 200 |
| | Poisson's ratio | 0.30 |
| Peak | Friction angle (º) | 30 |
| | Cohesion (kPa) | 50 |
| | Tension (kPa) | 18 |
| Residual | Friction angle (º) | 35 |
| | Cohesion (kPa) | 0 |
| | Tension (kPa) | 0 |

#### *6.4.2.3 Initial Stress Conditions*

The in-situ stress regime implemented in the *FLAC3D* model is the one presented in Table 1 (please refer to Section 5.1).

#### *6.4.2.4 Mining Sequence*

The mining sequence, discussed in Section 4.2, was implemented in the *FLAC3D* models by grouping the individual mining stages within each quarter into one numerical stage – this allowed to reduce the computational time and the storage size of the result files. Therefore, Lynx and Main/Underdog models were mined in 48 and 37 numerical stages, respectively. The distribution of the tonnes mined per quarter for each model is presented in Figure 44.

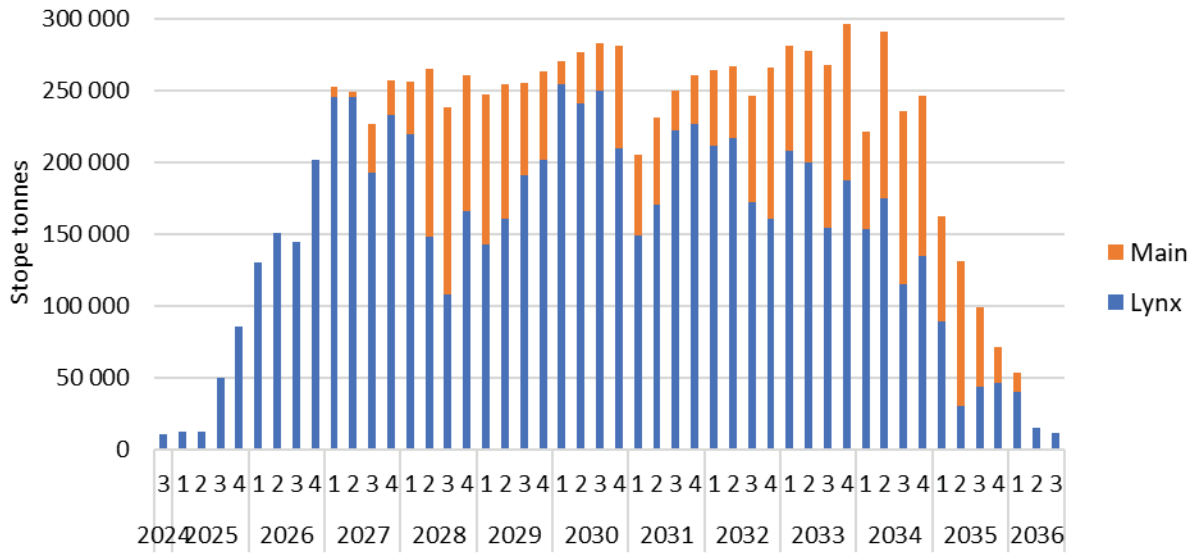



**Figure 44. Distribution of tonnes mined per quarter in each of the mines model (excludes the tonnes from the stope accesses).**

## 6.4.3 Geomechanical Risk Assessment

### *6.4.3.1 Risk of Mining Stopes Under High-Stress Conditions*

The assessment of high stress mining conditions is meant to evaluate how challenging mining a given stope can be expected to be. Stopes excavated in highly stressed areas are likely to generate some local seismicity, require more rehabilitation and/or be affected by drilling challenges, in turn potentially causing production uncertainties and risks, such as schedule delays, rework, and possibly some ore losses in the worst cases.

High stress conditions during mining were inferred from the *FLAC3D* modelling results in terms of the stress levels within the numerical zones of each stope. The global level of stress in each stope was thus derived just prior to mining it, to estimate how highly stressed it will be at the moment it will be recovered. Each numerical zone within each stope in the model was assigned a *Low*, *Moderate* or *High* risk rating, based upon its deviatoric stress magnitude normalized by the local UCS (using the $[\sigma_1 - \sigma_3] / \text{UCS}$ formula) just prior to mining. A global risk rating was then assigned to each stope based on the percentage of its numerical zones having been assigned a *Low*, *Moderate* and *High* risk rating. The criteria shown in Table 26 were applied to determine the risk rating for each numerical zone within the stopes (based on Cotesta et al. (2014)). Other authors (e.g., Board et al. (2001)) have suggested lower category thresholds, but those in Table 26, being higher, provide in our view a more realistic and reliable risk profile.

**Table 26. Definition of risk categories for high stress conditions (after Cotesta et al. (2014)).**

| Risk category | Criterion |
|---|---|
| Low | $(\sigma_1 - \sigma_3) / UCS < 0.5$ |
| Moderate | $0.5 \leq (\sigma_1 - \sigma_3) / UCS < 0.7$ |
| High | $(\sigma_1 - \sigma_3) / UCS \geq 0.7$ |

The distribution of the high stress rating in the numerical zones per level for the Lynx and Main/Underdog models are shown in Figure 45 and Figure 46, respectively.

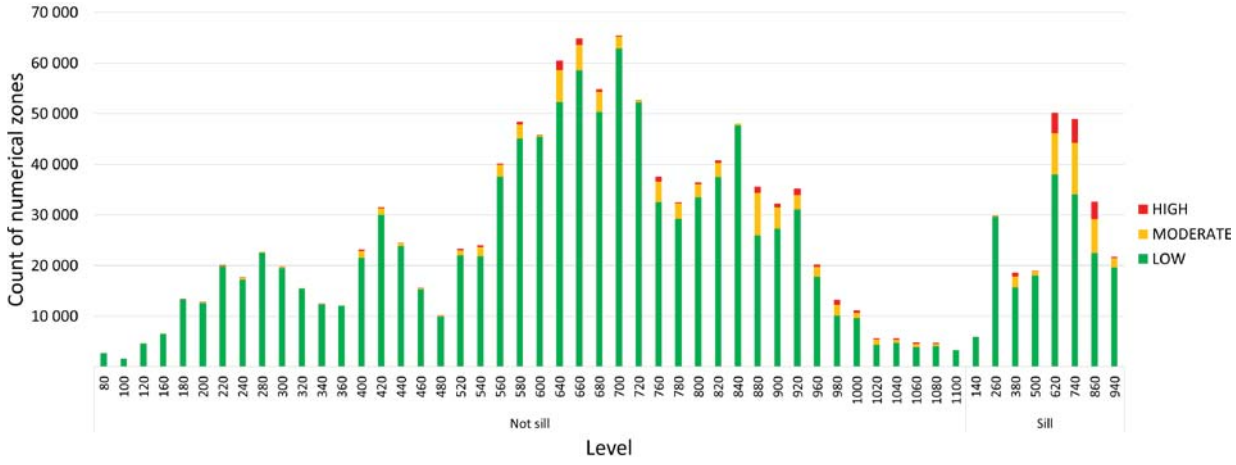



**Figure 45. Distribution of the high stress rating in the stope numerical zones per level in the Lynx mine model.**

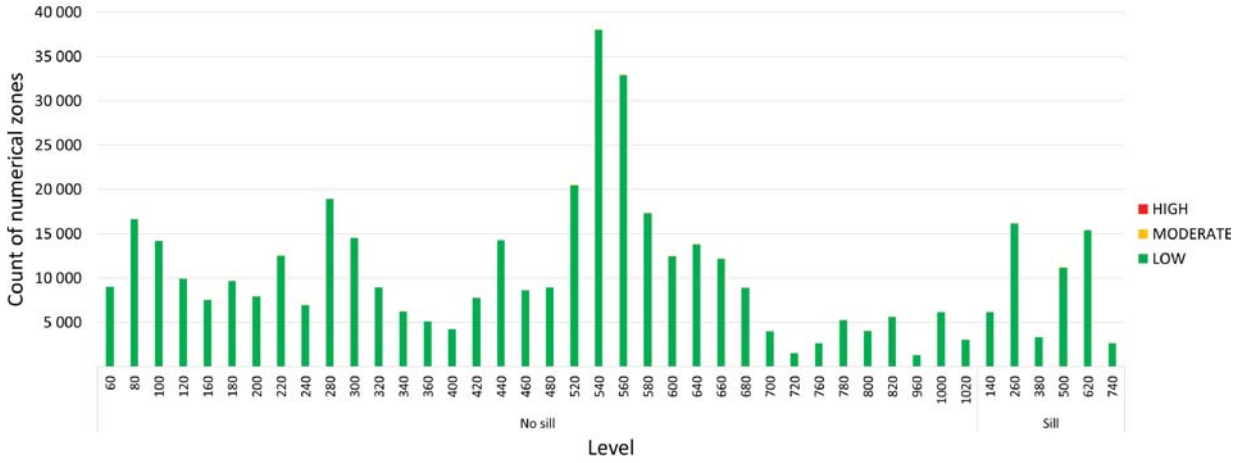



**Figure 46. Distribution of the high stress rating in the stope numerical zones per level in the Main/Underdog mine model.**

For each stope, the percentage of numerical zones rated *Low*, *Moderate* and *High* were computed, and a global stope high stress hazard rating was assigned based on the decision tree shown in Figure 47.

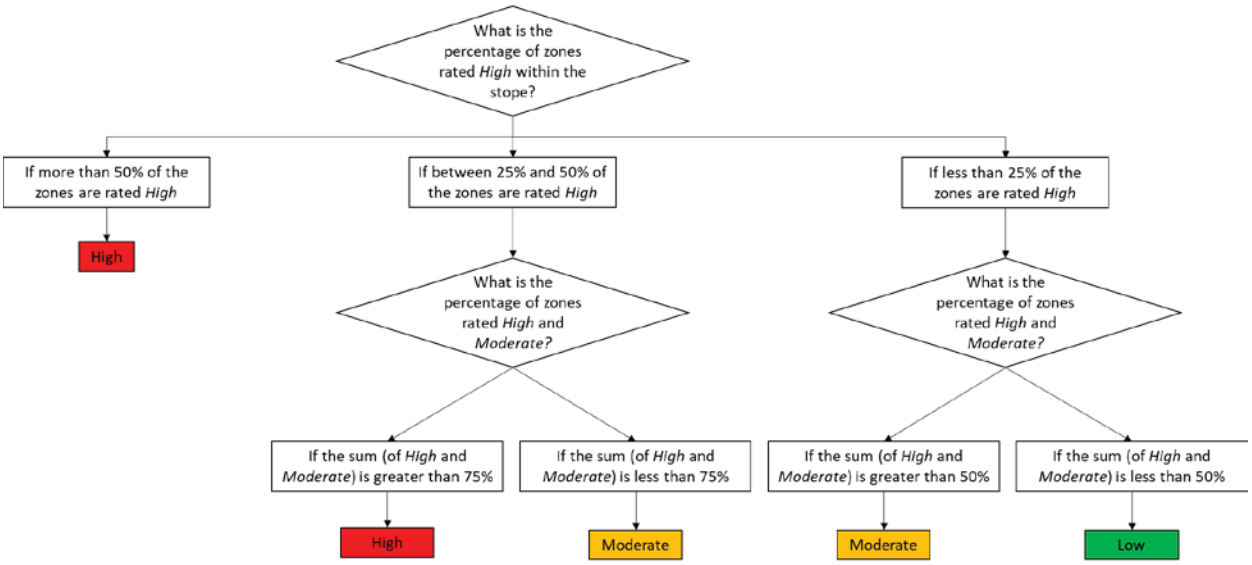



**Figure 47. Decision tree used to establish the global stope high stress hazard rating categories.**

The risk profile obtained from the evaluation of the high stress hazard for the Lynx mine model is presented per level and per quarter in Figure 48 and Figure 49, respectively, in terms of the number of tonnes mined under each category (*Low*, *Moderate* or *High*). The total number of stopes in each risk category is shown in Table 27.

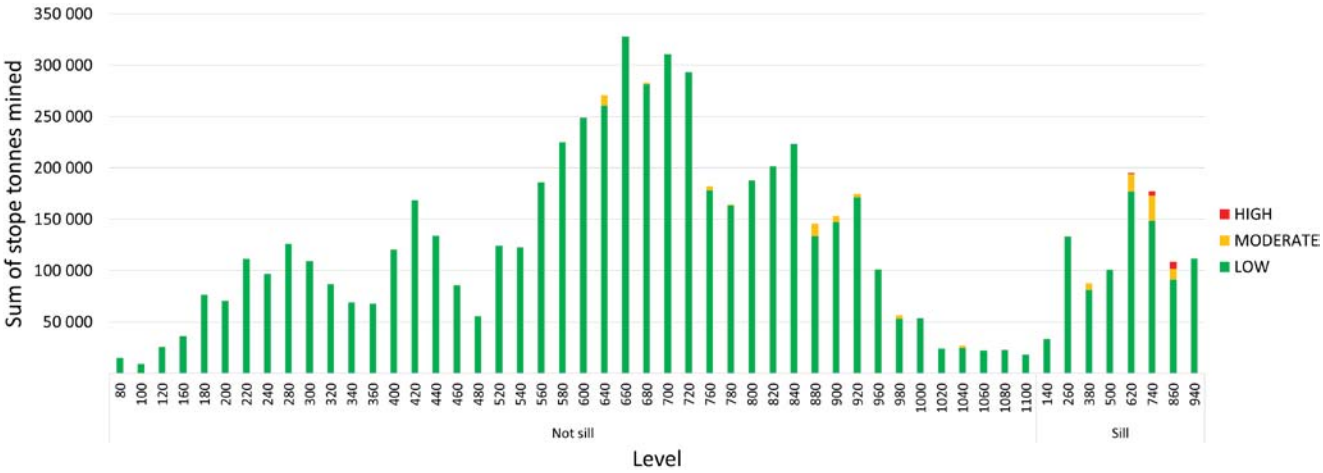



**Figure 48. Risk profile for stope high stress mining conditions for the Lynx mine model – per level.**

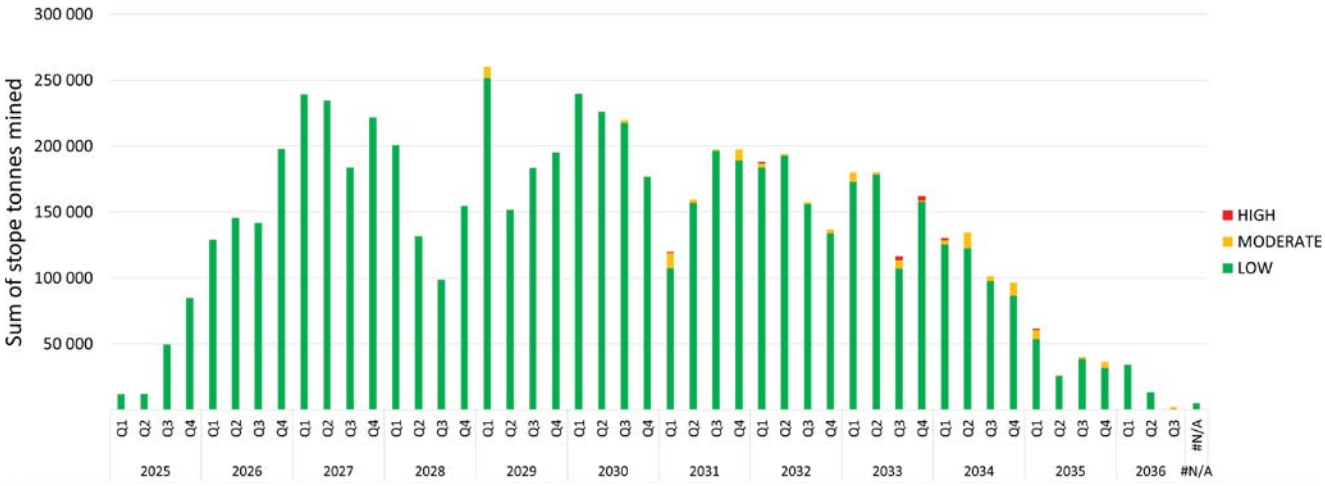



**Figure 49. Risk profile for stope high stress mining conditions for the Lynx mine model – per quarter.**

**Table 27. Number of stopes per high stress hazard category for the Lynx mine model.**

| High stress stope hazard category | Number of stopes on sill pillar levels | Number of stopes not on sill pillar levels |
|---|---|---|
| **Low** | 188 | 1,097 |
| **Moderate** | 26 | 17 |
| **High** | 7 | 0 |

The assessment of the stoping high stress hazard suggests that high stress conditions in stopes will be encountered mainly in sill pillar levels at the Lynx mine.

For the Main/Underdog model, all the stopes were in the '*Low*' stress hazard category. A mine-scale overview of the global stope stress rating is presented in Figure 50.

These results suggest that, although challenges can be expected in the deeper sill pillar levels at the Lynx mine, the proposed bottom-up sequence is not presenting a major stress management concern for the project.

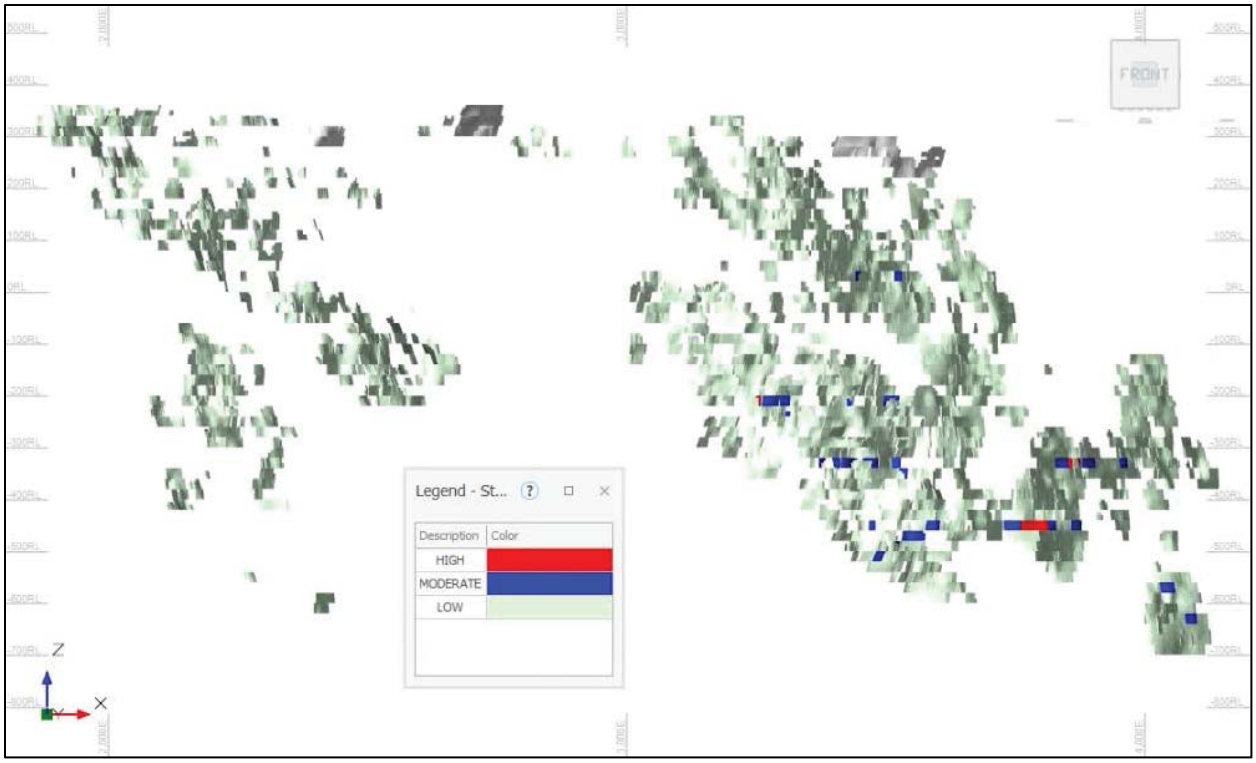
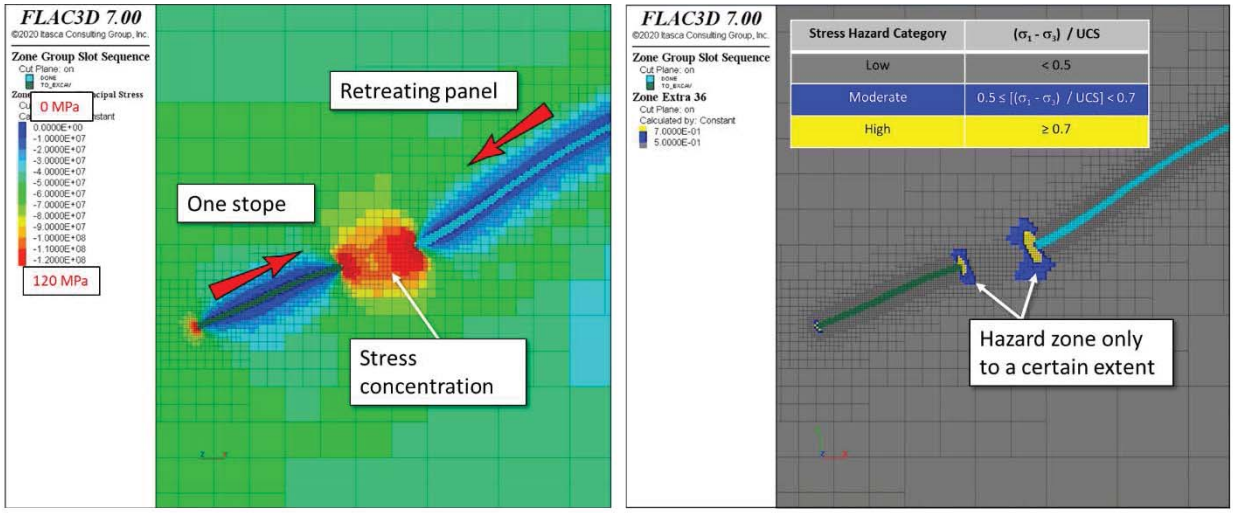



**Figure 50. Mine-scale overview of the global stope stress rating.**

Two aspects are important to note when reviewing the high stress conditions assessment presented above:

1. Even if the rating of a given stope is *Low* based upon the decision tree shown in Figure 47, a limited volume of that stope still can sit in high stress conditions, as can be seen in Figure 45 and Figure 46 from the occurrence of local numerical zones attributed *Moderate* and *High* risk categories.

   As the stopes are generally narrow and long, their high stress front extends only a limited distance into the adjacent stope during longitudinal retreat, as shown in the example in Figure 51.




Lynx - Plan view (L111) – Sigma 1 | Lynx - Plan view (L111) – Deviatoric stress/UCS

**Figure 51. Example of the extent of high stresses pushed from one stope to another for long narrow stopes.**

2. The high stress hazard assessments discussed in this section are for the mining of the stopes themselves. High stress conditions can be expected during development outside the stopes, and particularly in accesses located in converging mining fronts and waste pillars. Those are discussed in sections 6.4.4 and 6.4.5, respectively.

A sensitivity analysis of the global stope high stress hazard rating process, shown in Figure 47, was done. The UCS values used in the analyses were reduced. This has the effect of considering a numerical zone under 'high stress' at a smaller deviatoric stress value. Instead of using the average UCS value per geomechanical domain, only 75% of the average UCS value was used.

The conclusion was that the stope risk ratings are sensitive to the UCS value used in the analyses, but not overly so. Consequently, the average UCS was retained. Results of this sensitivity analysis are shown in Figure 52, where the number of stopes rated *High*, *Moderate* and *Low* are shown in a barycentric plot. Such plot allows to represent on the same graph all stopes with their percentage of numerical zones rated *High*, *Moderate* and *Low*. A colour code indicating the global stope rating is overlain on this plot.

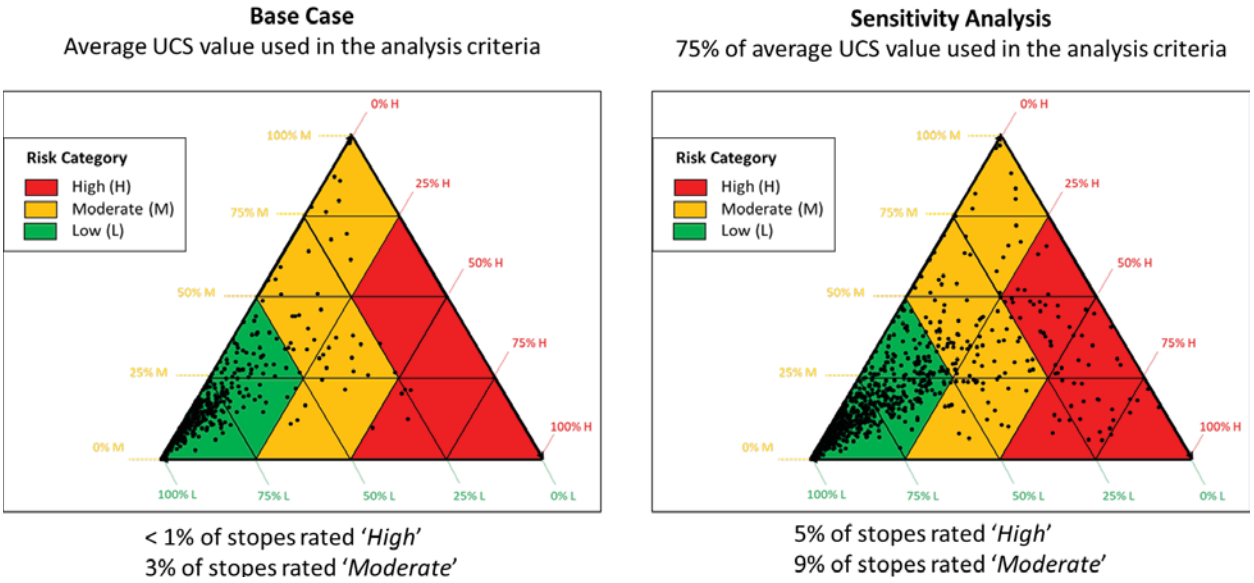



**Figure 52. Barycentric representation of the global stope stress rating. Left: Base case. Right: Sensitivity analysis with 75% of the UCS average value.**

A sensitivity analysis of the pre-mining stress tensor orientation described in Section 5.1 was also conducted. The orientation of the major principal stress ($\sigma_1$) was taken to be horizontal and perpendicular to the ore body (trending approximately north-northwest at 155°). This orientation was the one implemented in the PEA analyses, at the time when there were no local stress measurements.

The conclusion was that the stope risk ratings are sensitive to the pre-mining stress tensor orientation, but again not overly so. Consequently, the major principal stress was kept horizontal trending north-northeast (at 035°) as suggested by the stress measurements. Results of this sensitivity analysis are shown in Figure 53, where the barycentric representations of the base case and those of the sensitivity analysis are compared.

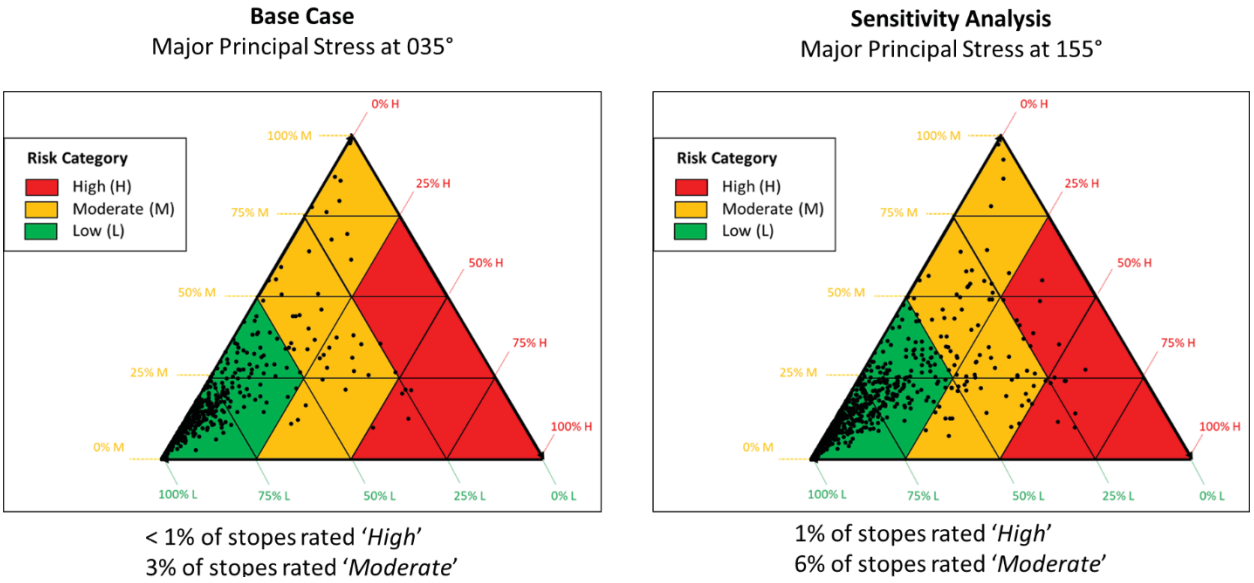



**Figure 53. Barycentric representation of the global stope stress rating. Left: Base case considering $\sigma_1$ trending at 035° (at an angle with the ore body strike). Right: Sensitivity analysis considering $\sigma_1$ trending at 155° (perpendicular to the ore body strike).**

### *6.4.3.2 Risk of Mining Stopes Under Residual Conditions*

Due to the geometry of the deposit (narrow stopes, panels distant from each other) and the good quality of the rock, it is not anticipated that mining will occur in residual rock mass conditions (highly damaged ground far into post-peak conditions).

The level of stress-induced damage can be evaluated in the numerical models with the *Softening Index* of a given strength parameter, as follows:

$$Softening\ Index = \left(\frac{Current\ value - Residual\ value}{Peak\ value - Residual\ value}\right) \quad \text{… Eq. [9]}$$

The *Softening Index* is hence a value between 0 and 1. It equals 1 if the zone is intact (pre-peak), and it equals 0 if the zone has reached its residual properties. The *Softening Index* concept is illustrated in Figure 54.

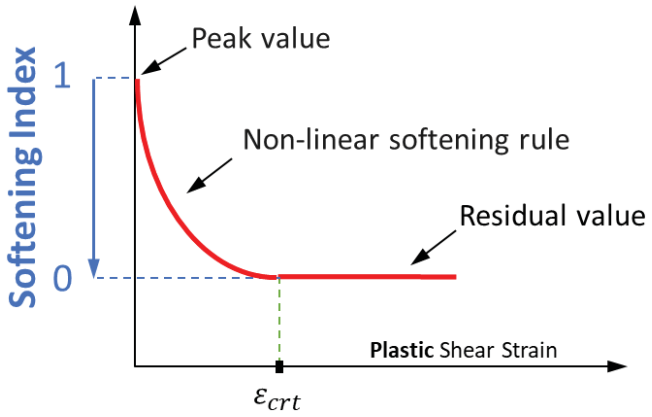



**Figure 54. Schematic representation of the *Softening Index.***

To be considered damaged, a numerical zone in the model needs to meet two criteria: 1) the *Softening Index* has to be below 0.2; and, 2) the minor principal stress $\sigma_3$ magnitude has to be less than 1 MPa. These criteria were derived by A2GC based on previous projects.

For the two models (Lynx and Main/Underdog), all stopes have less than 5% of their volume considered damaged according to the two above criteria. This supports the assumption that mining is not expected to occur under residual rock mass conditions in these ore bodies.

#### *6.4.3.3 External Stope Dilution Potential*

The high-stress mining conditions assessment discussed in Section 6.4.3.1 was meant to evaluate how challenging a stope can be expected to be – as a result, pre-mining conditions (just prior to excavation) were evaluated. The evaluation of the external dilution risk presented in this section addresses the behaviour of a stope once blasted, during and after mucking operations.

The factors influencing external dilution are discussed in Section 7.2.1. From a stress perspective, two mechanisms can lead to external dilution:

- ***Stress relaxation.*** Low stress conditions or deconfinement have the potential to destabilize stope surfaces – including hanging walls and footwalls –, and particularly in rock masses of fair to poor quality, and/or subjected to persistent structures (e.g., blocky formations).
- ***Stress-induced damage.*** Ground in backs, hanging walls and footwalls that were damaged by stress concentrations during adjacent mining can fail and cause dilution.

The dilution will depend on the local dimensions and geometry of the stopes, as well as their orientation relative to the orientation and spacing of the joint sets and the discrete structural features in their vicinity. Mining operations (undercutting of the stopes, drilling and blasting practices, speed of mining and backfilling) can be expected to have a greater influence than the

rock mass quality itself. It is important to note that *FLAC3D*, being a continuum formulation, was not designed to examine the structural behaviour of rock masses. However, the method and criteria used and presented in this section provide a good appreciation of the level of dilution that can be anticipated, but the results should not be considered as absolute.

The dilution potential was evaluated in the hanging wall and footwall of each stope. For scripting purposes in *FLAC3D*, a "possible dilution" group of numerical zones (search volume) was defined for each stope. That search volume included the hanging wall and footwall areas (it excluded the end walls and the back), and included only waste rock material (it excluded paste backfill and ore). Figure 55 shows an example.

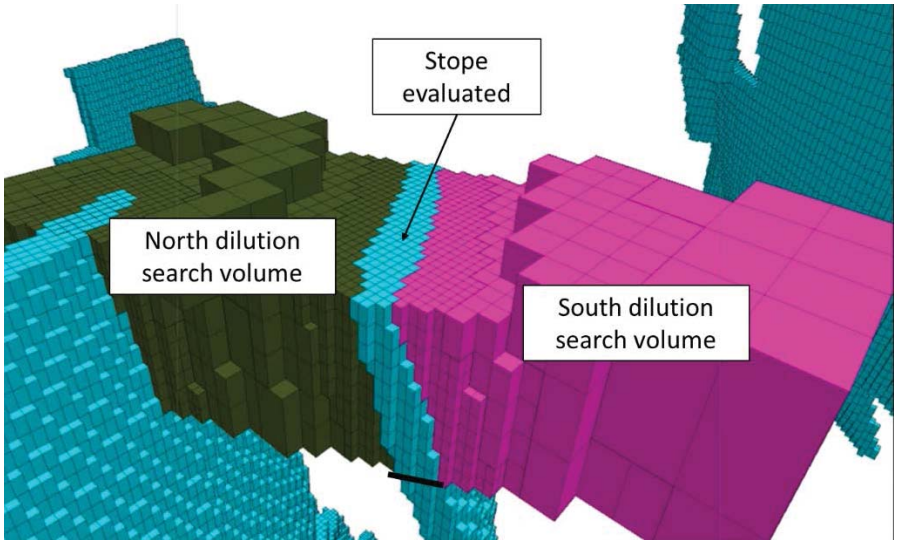



**Figure 55. Example of "possible dilution" search volumes around a single stope.**

The numerical zones located within the search volumes and meeting one of the following criteria were counted as dilution:

1) Zones with a *Softening Index* < 1.0 (near intact): dilution from relaxation when $\sigma_3 < 0$ MPa (in tension).
2) Zones with a *Softening Index* ≤ 0.2 (damaged): dilution from stress damage when $\sigma_3 < 500$ kPa.

The definition of the *Softening Index* was presented in Section 6.4.3.2.

The "potential for external dilution" profiles obtained for the Lynx and Main/Underdog models are shown in Figure 56 and Figure 57, respectively.

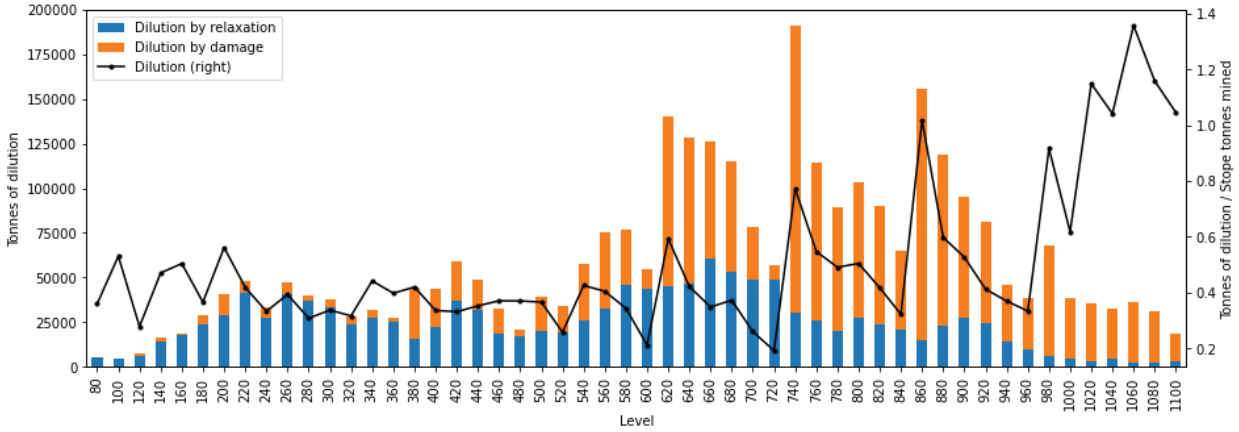



**Figure 56. "Potential for external dilution" profile per level for the Lynx mine model.**

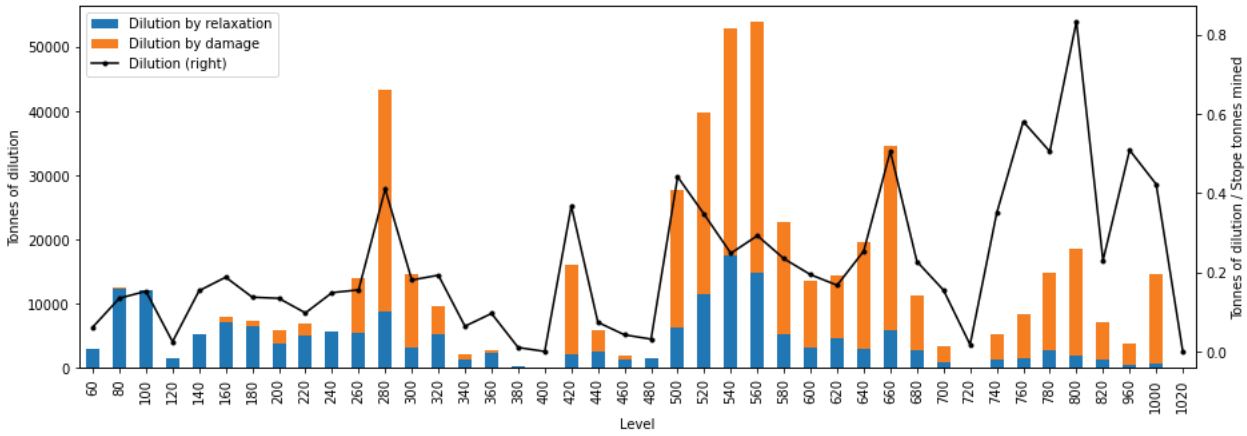



**Figure 57 "Potential for external dilution" profile per level for the Main/Underdog mine model.**

The following can be observed:

- More dilution is to be expected in the Lynx mining zone, compared to the Main and Underdog mining zones. Note that the scales of Figure 56 and Figure 57 are quite different.
- In the Lynx mining zone, the relaxation and stress damage mechanisms overlap between 200 and 1,000 m. Between 200 and 600 m, relaxation is the dominant mechanism. Between 600 and 1,000 m, stress damage becomes the dominant mechanism. Deeper than 1,000 m, stress damage can be expected to be the main source of dilution.
- In the Main and Underdog mining zones, stress damage is the dominant mechanism from 500 m down. A peak is also observed at 280 m depth, likely be related to stoping geometry.

An ELOS value was calculated for each wall of each stope (volume of dilution in that wall / average area of that wall). The distribution of the total stope ELOS is shown in Figure 58 (sum of both hanging wall and footwall ELOS values).

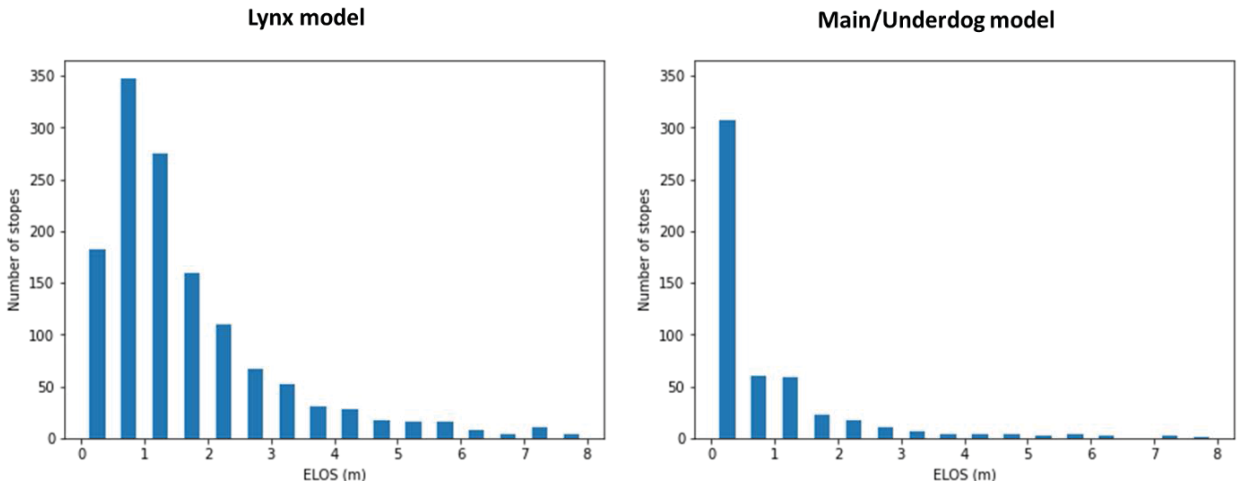



**Figure 58. Distribution of total stope ELOS (hanging wall plus footwall).**

The spatial distribution of the ELOS values is presented in Figure 59. For visual clarity, ELOS values are grouped into bins: < 1 m, 1.0 to 1.5 m, 1.5 to 2.0 m, > 2 m. It should be reminded that the ELOS values presented are for the hanging wall and the footwall considered together. Three (3) zones with higher dilution estimates were identified in the Lynx mining zone – these sit in the lower levels (below L680).

A sensitivity analysis was conducted on the softening index threshold value used to define dilution from stress damage. Instead of using a value of 0.20, a value of 0.15 was used instead. This means that to be considered as dilution from stress damage, a numerical zone had to be "more damaged," with its mechanical properties closer to their residual values. It was found that the threshold value did have a noticeable effect on the predicted external dilution volumes.

To help guiding the choice of softening index threshold value, a limited calibration exercise was conducted. It consisted in comparing predicted and actual dilution in a test stope on L600. The test stope (L02-600-CH-3161-3485) was toured on 28 September 2022 by the authors, during the QP visit. The calibration exercise was limited for the following reasons:

- The calibration exercise could be performed only on one (1) stope, which had a small strike length (15 m). Dilution in stopes with smaller strike lengths is usually lower.
- Very limited dilution was observed in that stope. (Calibration is generally best performed on "failed" cases with significant malfunctions, instead of "good" cases where nothing special happened.)

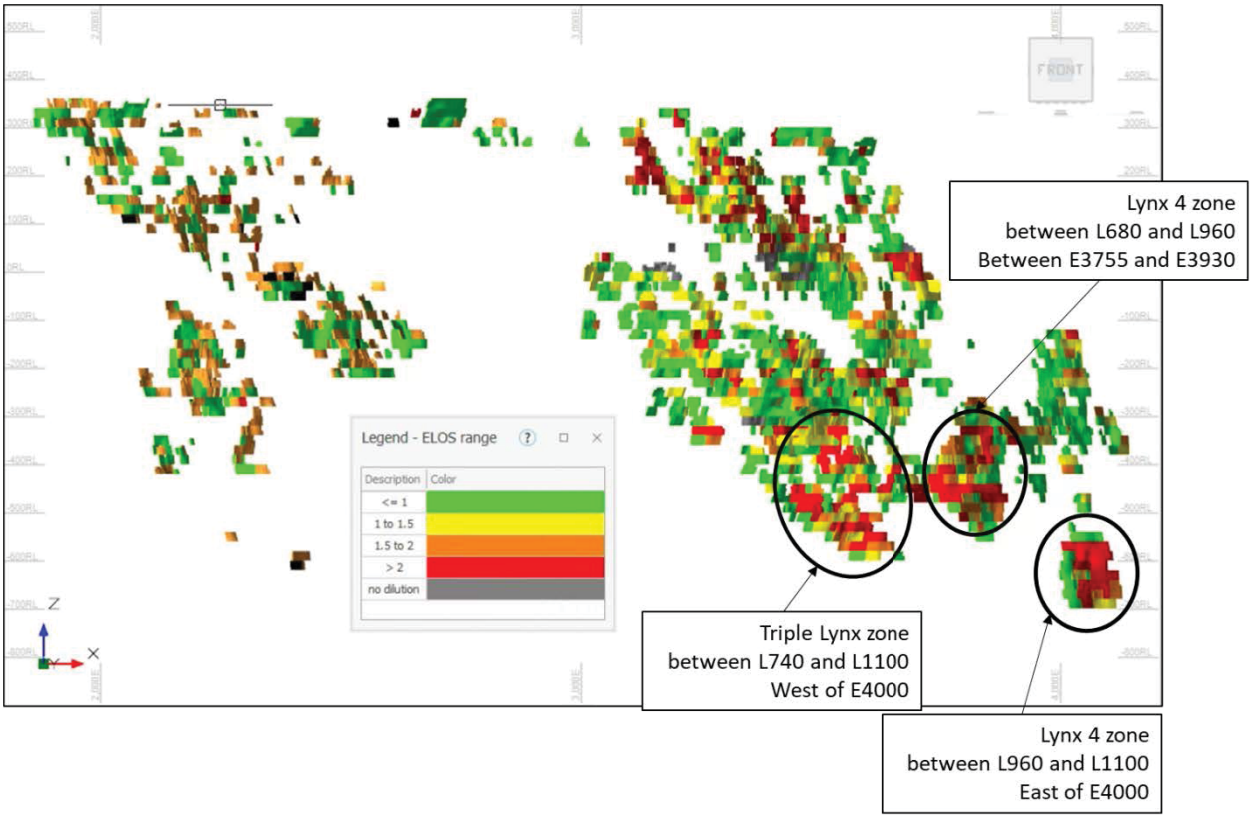



**Figure 59. Spatial distribution of ELOS values.**

The modelling results showed very limited dilution in that stope, which matched field observations. Because of the limited dilution predicted (and observed), the calibration exercise did not allow the confirmation or rejection of a softening threshold value smaller than 0.20. Using a value of 0.15 or 0.20 had no effect on the calibration case results – results with both values were acceptable – although there is an effect on the dilution estimate at the mine scale when there is more rock mass failure.

ELOS values retained for mine planning purposes are given in Table 28. Using a softening threshold value of 0.20 is more conservative.

As already mentioned in Section 6.4.2.4, the mining sequence was implemented in the *FLAC3D* models by grouping the individual mining stages within each quarter into one numerical stage, which allowed to reduce the computational time and the size of the result files. This approach tends to overestimate dilution. A sensitivity run was conducted to assess the effect of this approach. Stopes within the Lynx 4 zone between L960 and L1100 (area with the highest dilution estimates) were mined individually. The overall ELOS estimate for this zone was 3.9 m for the base case (average ELOS of all stopes of the area) – it dropped to 2.6 m for the sensitivity run

(33% less). This highlights the effect of the strike length on the dilution estimates. When production will start at Windfall, if high dilution levels are experienced, reducing the strike length should be rapidly considered as a mitigating measure.

**Table 28. Summary of ELOS estimates.**

| | Mining zone | Softening threshold value = 0.15 | Softening threshold value = 0.20 |
|---|---|---|---|
| Lynx | Default values | HW = 0.5 m<br>FW = 0.5 m | HW = 0.75 m<br>FW = 0.75 m |
| | Triple Lynx Zone, between L740 and L1000, west of mine coordinates E4000 (14% of the project stopes) | HW = 0.75 m<br>FW = 0.75 m | HW = 1.0 m<br>FW = 1.0 m |
| | Lynx 4 Zone, between L680 and L960, between mine coordinates E3755 and E3930 (7% of the project stopes) | HW = 1.0 m<br>FW = 1.0 m | HW = 1.5 m<br>FW = 1.5 m |
| | Lynx 4 Zone, between L960 and L1100, east of mine coordinates E4000 (2% of the project stopes) | HW = 1.25 m<br>FW = 1.25 m | HW = 1.5 m<br>FW = 1.5 m |
| Main and Underdog | Default values | HW = 0.5 m<br>FW = 0.5 m | HW = 0.5 m<br>FW = 0.5 m |

It was observed that the intrinsic geometry of the ore body (with multiple thin ore lenses either sub-parallel or splayed) contributes to the dilution estimate. As shown in Figure 60, the rock mass around mined ore lenses is usually failed over a certain distance.

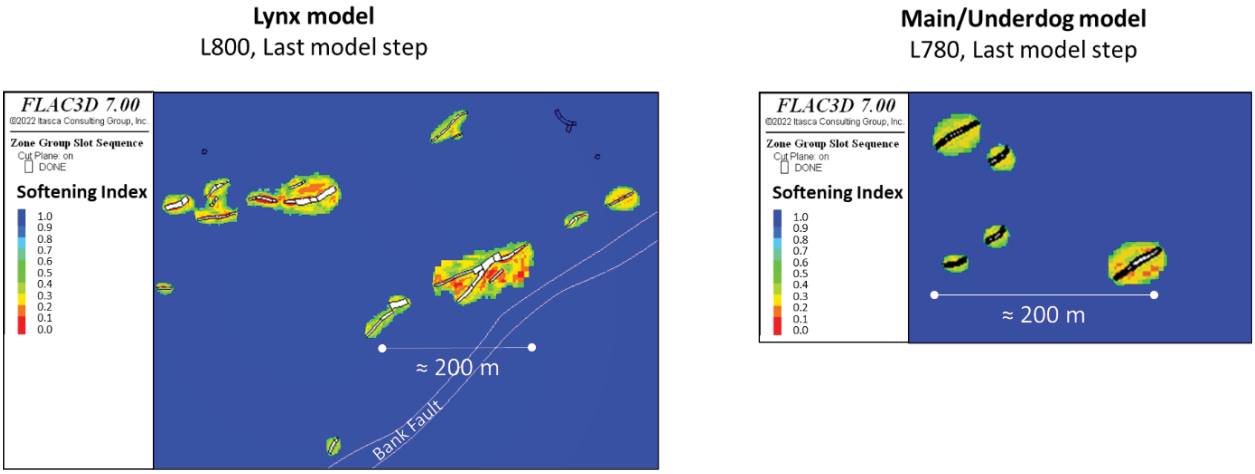



**Figure 60. Plan views of softening index around mined stopes. Left: Area with several ore lenses interacting. Right: Area with fewer ore lenses interacting.**

Where two (or more) ore lenses come in proximity to each other, the mining-induced failed zones build up and interact. Inter-lens pillars will fail as the result of a connexion between the two mining-induced failure fronts. Furthermore, the softening index will be lower in the interaction area (i.e., the rock mass will more closely approach its residual properties). This causes dilution estimates to be generally higher in areas with multiple ore lenses. This explains the lower dilution estimates in the Main and Underdog model where the planned mining sequence includes more isolated stopes, compared to the Lynx model.

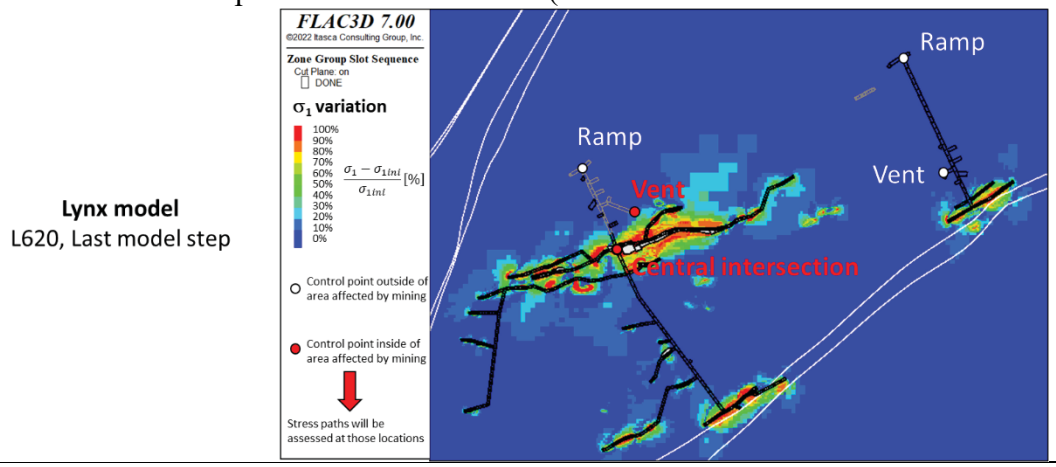
### 6.4.4 Stability of Accesses

The stability of the accesses was investigated through the examination of pre-set control points inserted throughout the *FLAC3D* models. Development was not explicitly added in the model as physical voids. Therefore, this analysis does not take into account the stress redistribution due to the geometry of each underground infrastructure. This approach was retained with the objective of reducing the size of the model. The analysis methodology described below was followed:

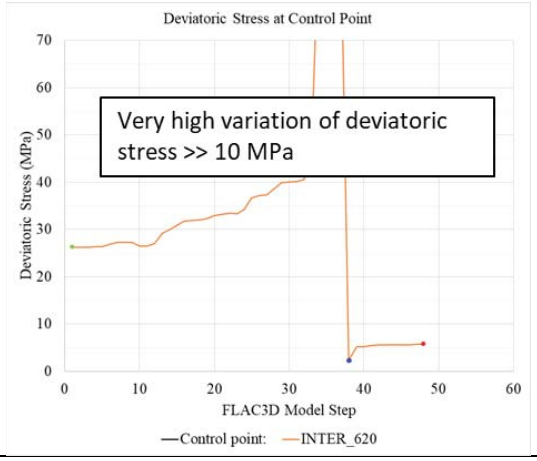
- Control points were selected along ramps (at their closest point to the stopes), in intersections of central accesses located in converging mining fronts and in ventilation raises at each level, for both Lynx and Main/Underdog models. These control points were selected to examine certain typical situations – they do not exhaustively cover all possible situations.
- For all those control points, it was first verified whether the infrastructure stood within or outside the area affected by mining (from a stress change perspective). Volumes within which the major principal stress magnitude changed by more than 10% of its original value were considered affected by mining. This criterion was visually assessed on plan views extracted from the *FLAC3D* models.
- For those infrastructures located inside these volumes of influence (91 control points in total), major and minor principal stress ($\sigma_1$ and $\sigma_3$) magnitudes were extracted at each step of the simulations. The main assessment criteria were the variation in deviatoric stress (the difference between the major and the minor principal stress magnitudes) and the loss of confinement.
  - To minimize damage around the development, a variation in deviatoric stress of less than 10 MPa was considered acceptable; and,
  - Confinement was considered sufficient when the minor principal stress remains above 2 MPa.

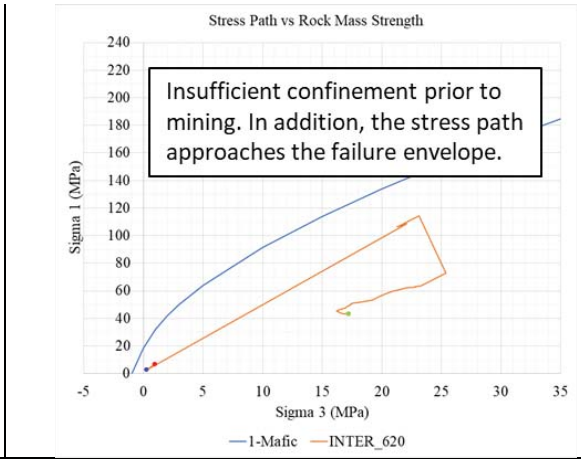
With this methodology, if adverse conditions are encountered, the effect of the development excavation themselves can only worsen the situation. An example of the analysis methodology is shown in Figure 61.

a. $\sigma_1$ variation at control point locations on L620 (Plan view extracted from *FLAC3D* model).

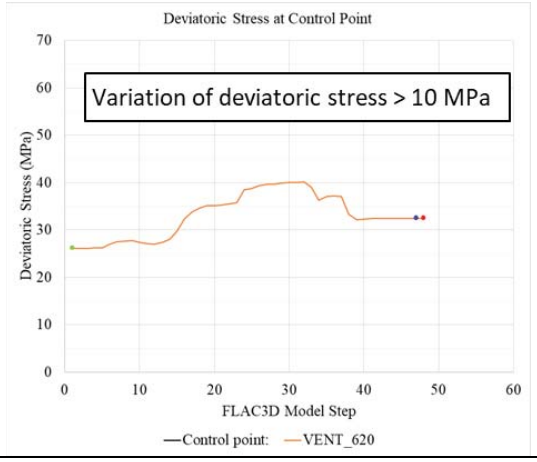



b. Deviatoric stress variation and $\sigma_1 - \sigma_3$ stress path at the location of the central intersection on L620.




c. Deviatoric stress variation and $\sigma_1 - \sigma_3$ stress path at the location of ventilation raise on L620.



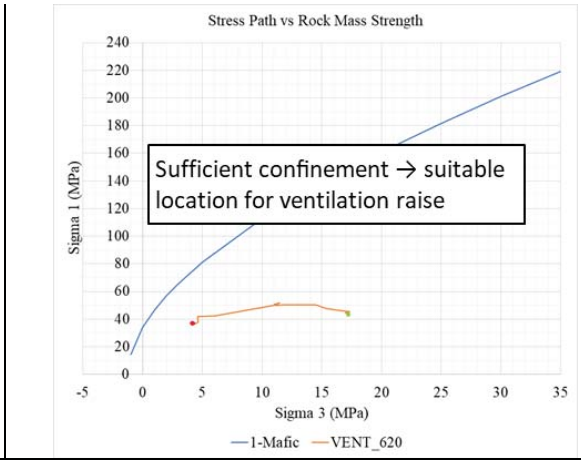




**Figure 61. Example of the analysis methodology for infrastructure location assessment.**

The following observations were made based on the review of the stress path plots at the selected control points:

- The ramps are located outside the volume affected by mining on all levels. No stress related issues are therefore expected in the ramps.
  - In the Main and Underdog zones, the ramp and level accesses are located in the hanging wall of the deposit (south).
  - In the Lynx zone, accesses are located in the footwall (north) of the Lynx Main zone (LXM) down to L560. Below, the ramp splits in two, with the western ramp located in the footwall (north) of the Triple Lynx zone, and the eastern ramp located in the footwall (north) of the Lynx-4 zone.
- Most of the ventilation raises are anticipated to be located outside the volumes affected by mining. For those few levels where the ventilation raises are within the volume affected by mining, the damage criteria (variation in deviatoric stress > 10 MPa and confinement < 2 MPa) should not be met and therefore the ventilation raises are not expected to be subjected to stress-induced damage.
- A challenge related to a longitudinal retreat mining sequence is that the central intersection towards which mining retreats is increasingly affected by converging mining while still being needed until the last stope on the level is mined. Most central intersections are located within the volume affected by mining, and a few central intersections did not meet the assessment criteria. The following levels are concerned:
  - Zone 27: L220 and L240
  - Lynx (LXM): between L200 and L240
  - Triple Lynx (TLX): between L540 and L780
  - Lynx 4: between L980 and L1080

  These situations are not a major concern – they could likely be mitigated with increased ground support requirements being planned at these locations. Extensometers should also be installed and monitored in those intersections affected by the largest stress variations. Rehabilitation will likely be needed to maintain the intersection before mucking the last stope at the location of the intersection.

### 6.4.5 Stability of Large Infrastructures

The mining-induced stress variations at the location of the proposed garage location on L560 were investigated following the same methodology as for the accesses (see Section 6.4.4). To minimize stress damage, an infrastructure should ideally be located outside the volume affected by mining (i.e., the volume within which the major principal stress magnitude changed by more than 10% of

its original value). It was found that the garage at L560 is located outside the affected volume, as shown in Figure 62. Consequently, it should be located sufficiently far away from stoping zones to not to be expected to experience mining-induced stress changes.

It should be noted that although the planned location of the garage is not in poor ground conditions, it is located close to the Romeo Fault, which is a sector of poor ground conditions. Therefore, it is important not to move the garage further away from the stopes (i.e., to the north-west) as it could abut the Romeo Fault.

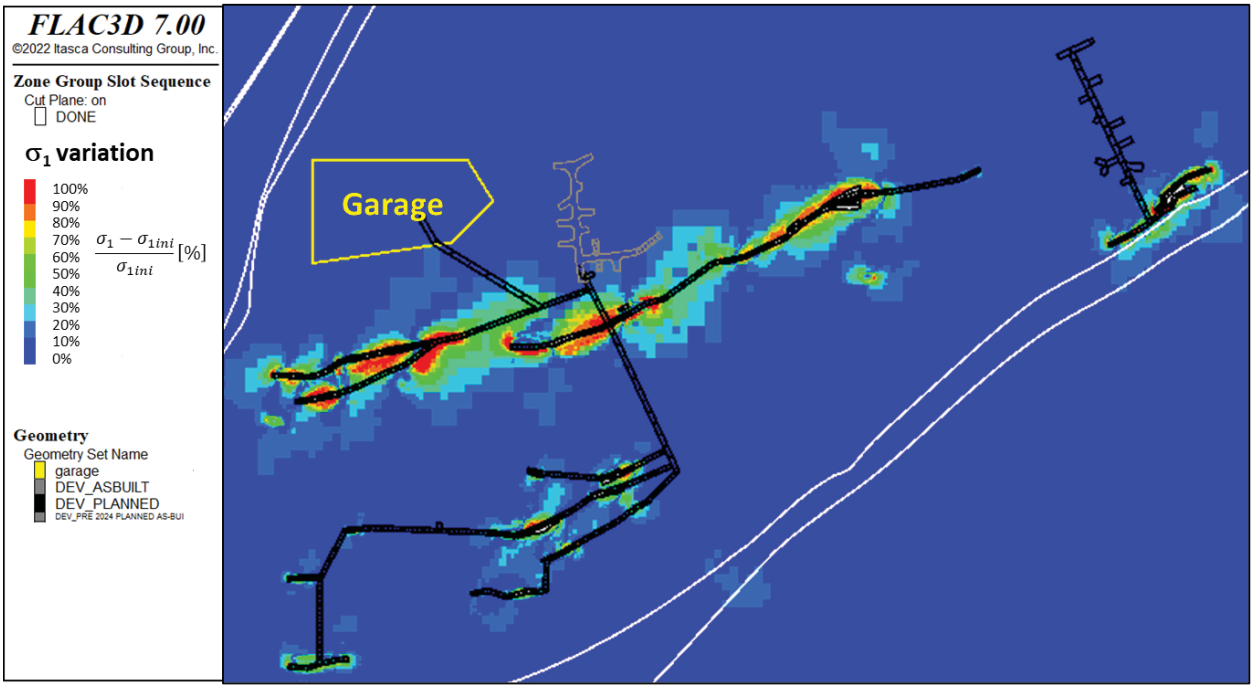



**Figure 62. Plan view the major principal stress at the last model step showing the location of the garage on L560.**

### 6.4.6 Pillars Stability

The stability of the pillars (waste rib pillars, inter-lens pillars and crown pillars) was assessed through the examination of selected sections cut through the *FLAC3D* models. As for the control points, the sections were selected to highlight certain typical situations and do not exhaustively cover all the mine.

### *6.4.6.1 Waste Rib Pillars*

Rib pillars are not planned to be left in place with the contemplated mining method. However, waste rib pillars could be left in place where the mineralization is not continuous. Multiple instances of waste rib pillars are encountered in the proposed stope layout.

High stresses, as per the criteria described in Section 6.4.3.1 as per Cotesta et al. (2014), were observed in waste rib pillars. The small rib pillars (with a strike length smaller than 10 m) are assumed to be artefacts of the MSO process and are likely to be mined part of the adjacent stope(s), i.e., combined with adjacent stopes. However, should they be left in place, they will represent risks for seismicity. Figure 63 shows an example of high stresses in waste rib pillars. In most of the highly stressed pillars observed, the rock mass is forecasted to remain intact (enabling stress accumulation). Such situation (rib pillars highly stressed) was not observed in the Main and Underdog model, probably because of the planned mining sequence in which there are less stopes, and therefore less stress interaction between stopes.

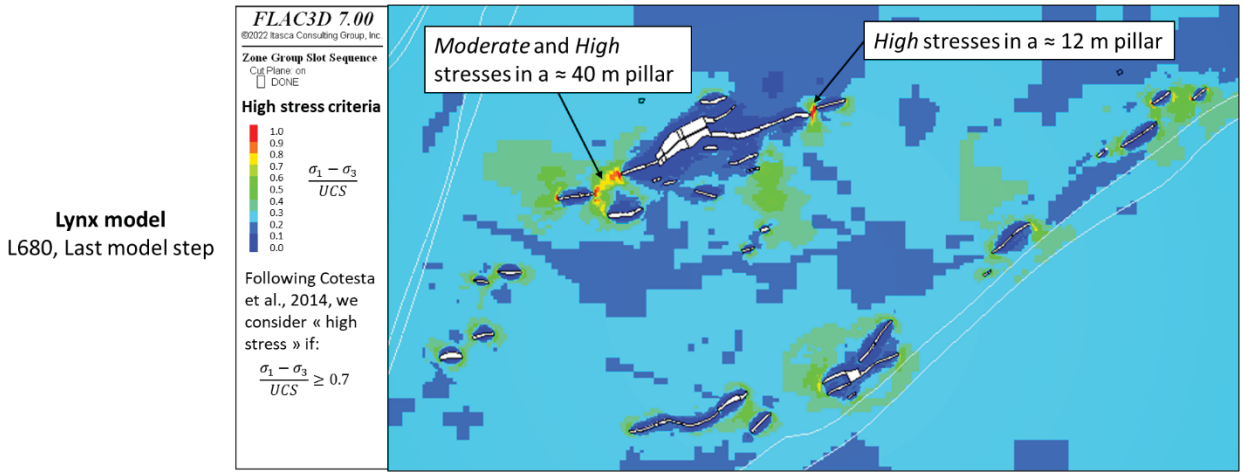



**Figure 63. High stresses in waste rib pillars – example from the Lynx mining zone on L680.**

The model was also interrogated for larger scale barrier pillars (i.e., pillars between mining zones). For example, it was verified whether stresses were accumulating in the pillar between the Lynx 4 and Triple Lynx Zone, as shown in Figure 64. No high stresses accumulation at that large scale was observed.

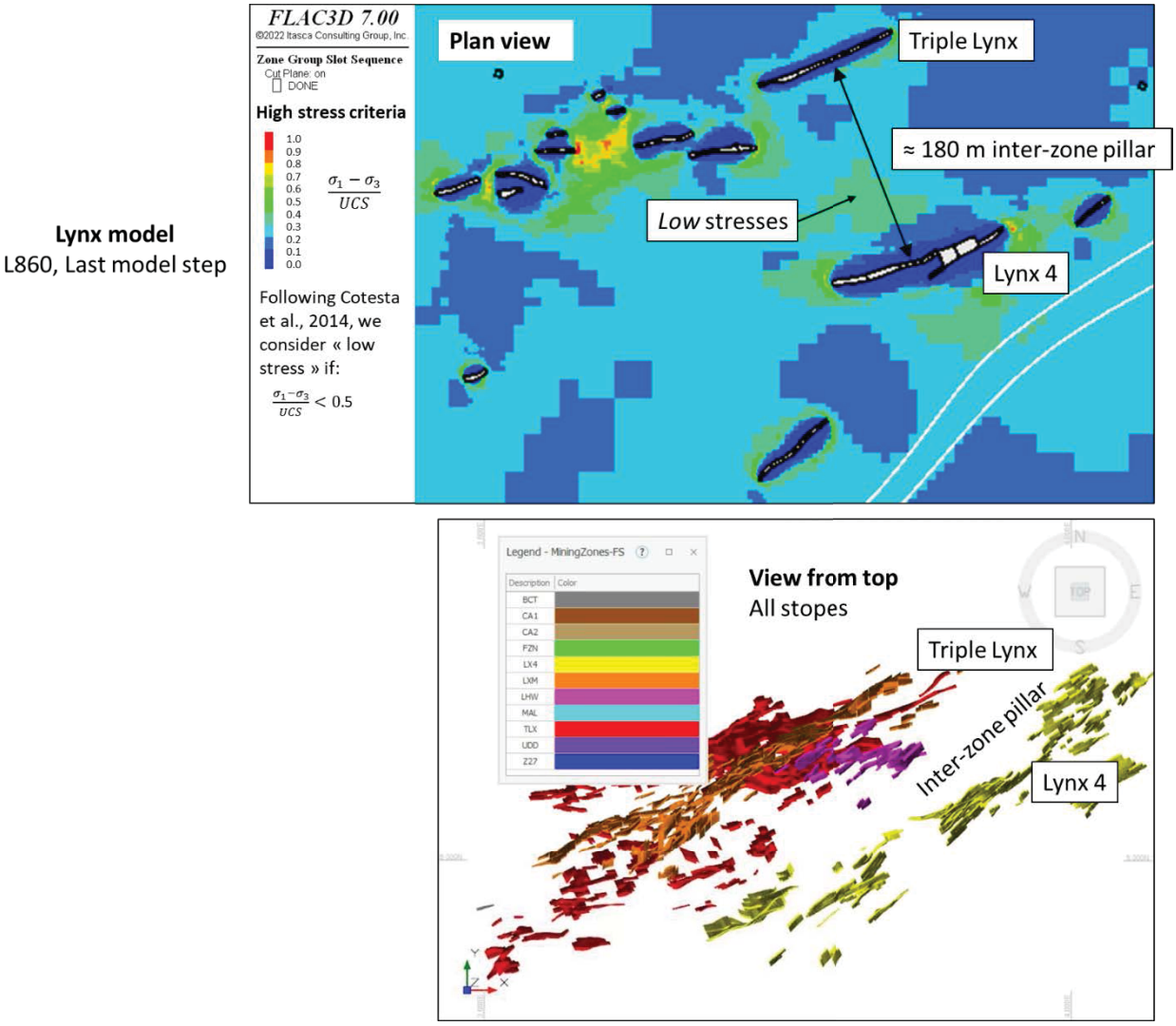



**Figure 64. Low stresses in large-scale rib pillars (inter-zone) – Example between Lynx 4 and Triple Lynx from the Lynx model on L860.**

### *6.4.6.2 Inter-Lens Pillars*

A waste pillar between two ore-bearing mining lenses is defined as an "inter-lens" pillar. Ore lenses tend to generally be away from each other across the mining zones, but some lenses are locally in close proximity, creating inter-lens pillars of potential concern. The stability of the inter-lens pillars will be largely controlled by spacing, persistence and inter-locking of the blocks because these volumes of rock will generally be in a relaxation state. However, with increasing depth and extraction ratio, stresses could concentrate in these pillars, potentially leading to seismic activity and even rockbursting if the pillars do not yield. Note that the modelling results showed

that the inter-lens pillars planned in the FS sequence should fail, and therefore not carry stress, instead causing stability issues (external dilution). Figure 65 shows an example where a portion of the inter-lens pillar is first loaded by the mining of the adjacent stope before dropping into relaxation. Note that such "stress cycles" can be quite adverse depending on the experienced magnitude of the increase, then decrease in stress.

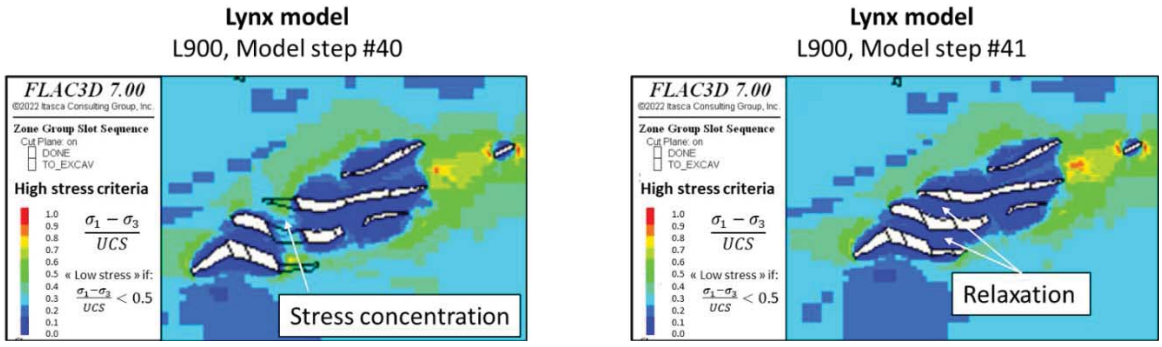



**Figure 65. Example of an inter-lens pillar being first loaded and then dropping into relaxation.**

Modelling results show that larger inter-lens pillars (i.e., with a horizontal width in the north-south direction at least twice the horizontal width of the widest of the two lodes) do yield, but can still cause some level of stress to accumulate. The plots in the first row of Figure 66 show an example of such behaviour. Thinner inter-lens pillars should yield, and be deconfined, as shown in the plots in the second row of Figure 66.

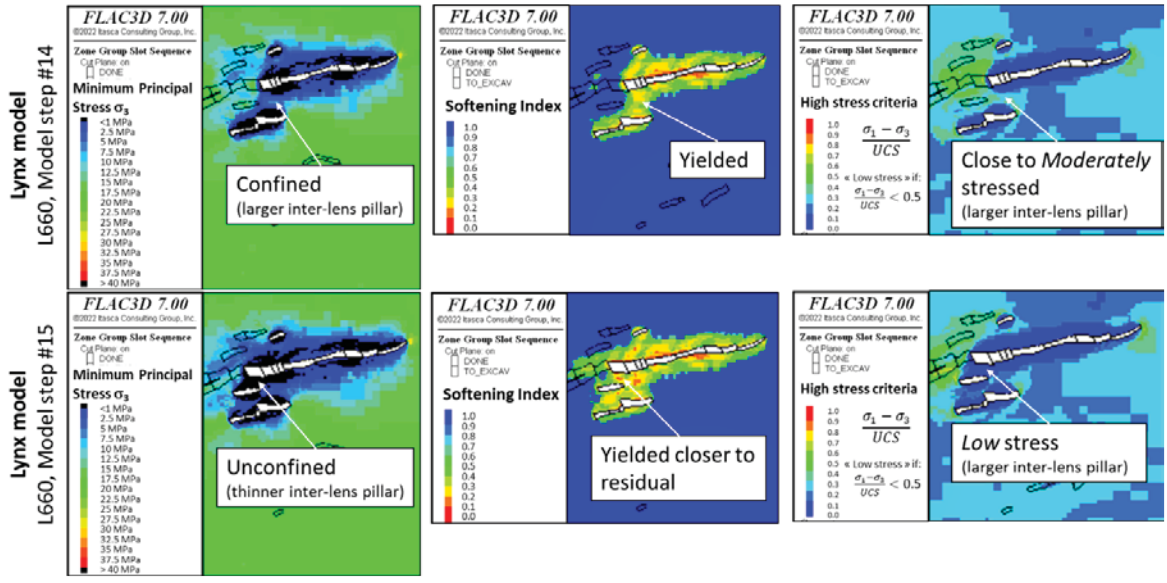



**Figure 66. Comparison between stress distribution and rock mass plastic state around large (above) and thin (below) inter-lens pillars.**

### *6.4.6.3 Crown Pillars*

The insight into the stability of crown pillars that can be obtained from the *FLAC3D* continuum code is limited, as crown failures above narrow stopes are typically associated with the behaviour (including unravelling) of discrete discontinuities that are not simulated in a continuum-based analysis. Still, the *FLAC3D* simulations can be used to verify whether a certain level of confinement remains within the crown pillar after the extraction of the underlying stopes. If the minor principal stress component $\sigma_3$ is less than 2 MPa through the majority of the crown, it can be considered that confinement is insufficient and the crown could be unstable. As mentioned in Section 6.4.2.1, the surface topography and the bedrock surface were not included in the mine wide models, so the surface in the numerical models was idealized. The crown pillars were observed to have sufficient remaining confinement to be considered stable, as shown in the examples for Main and Lynx mining zones in Figure 67 and Figure 68, respectively. The crown pillars are not anticipated to be associated with stress related concerns.

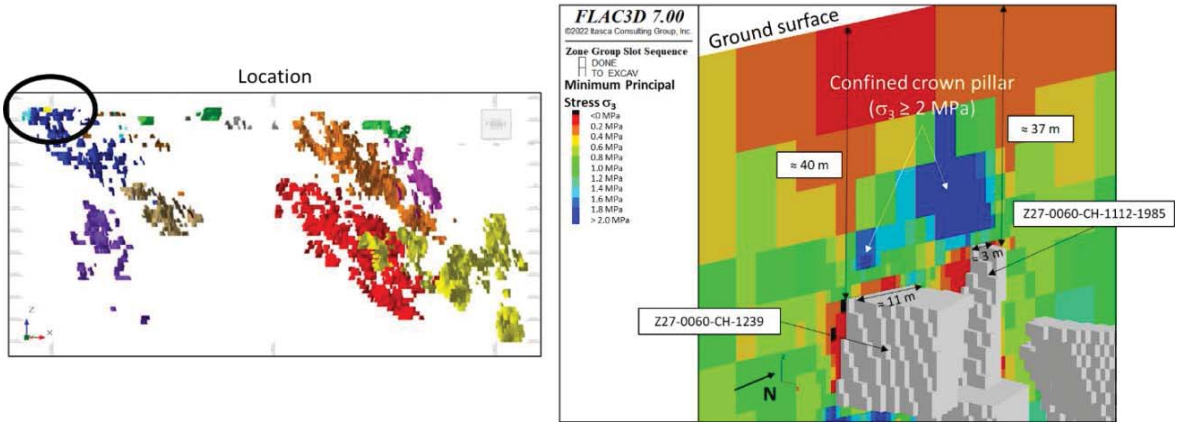



**Figure 67. Example of confinement remaining in the crown pillars in the Main zone.**

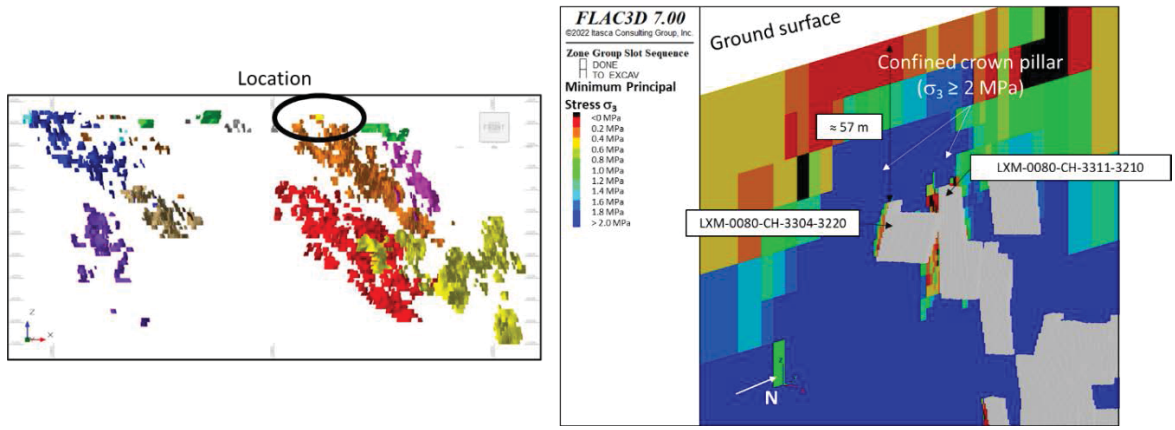



**Figure 68. Example of confinement remaining in the crown pillars in the Lynx zone.**

It can be observed in Figure 67 that confinement in the crown pillar above a stope with a smaller span will generally be greater. Also, it should be noted that the shallowest level where stopes are planned in the Main zone is Level 60, hence leaving a 40 m crown pillar. The shallowest level where stopes are planned in the Lynx zone is Level 80, this time leaving a 60 m crown pillar. These values are in line with the results of the empirical analyses presented in Section 6.3. By comparing both figures (Figure 67 and Figure 68), it can be observed that a thicker crown is indeed more confined.

## 6.5 LIMITATIONS OF THE NUMERICAL ANALYSES

In reviewing the results presented in this section, it is important to consider the following limitations:

- Only a very limited calibration exercise could be performed due to data availability. Details of the calibration exercise were given in Section 6.4.3.3.
- The lack of calibration data affects, amongst other aspects, the thresholds set between risk categories (*Low*, *Moderate*, *High*). Once field data will become available, these thresholds should be reviewed / confirmed. However, the tendencies observed in the risk profiles are reliable.
- Despite the additional stress measurements completed during the FS study, some uncertainty remains regarding the in-situ stress magnitudes and orientation, particularly at depths below 600 m.
- To limit computational time, as well as the storage space required for the model save files, mining was simulated per yearly quarter. As a result, stress and plasticity results in the general modelling analyses are from the simultaneous mining of multiple stopes in each quarter (and not of individual ones) – this could mask the problematic behaviour of single stopes at a given step.
- *FLAC3D* being a continuum code, structurally controlled failures along joints or other discontinuities were not examined.
- Important aspects that could affect the rock mass behaviour and its reaction to mining are local geological conditions, including the presence of zones of very weak and/or altered material; variations in the mechanical strength of both the rock matrix and its discontinuities; and/or, local changes in the in-situ stress conditions. These aspects were not considered in the work presented in this document.
- The geometry of the developments and large infrastructures was not explicitly modelled in *FLAC3D*. Therefore, the stress paths at infrastructure locations did not consider the effects of the dimensions, geometry and orientation of theses excavations.

- All excavations were modelled unsupported. Ground support installed around the drifts will have a stabilizing effect that is not considered in the model.
- No dynamic effects, from blast-induced vibrations or seismicity, for example, were considered.
- No potential water-related mechanical effects (e.g., pore pressures) were considered in any of the analyses.

The behaviour of the rock mass should be closely tracked and monitored as mining will progress, and compared to the results of this numerical modelling work. Should field observations start to significantly differ from what was anticipated, the model should be revisited and adjusted. The main reasons for significant divergences are generally the presence of local geological conditions that are different from those considered in the analyses (including the presence of geological horizons that were not included in the model), incorrect far-field stress assumptions, incorrect mechanical properties, differences between the sequence implemented and the one modelled, and/or differences between the stope dimensions and geometry vs those modelled. Once the cause(s) of discrepancies, if any, are identified and corrected, the model can be rerun if needed to produce adjusted risk profiles and production "road maps."

# 7. GEOMECHANICAL GUIDELINES FOR MINE DESIGN

The recommendations and guidelines presented in this Section are based on the geomechanical assessments presented in Section 6.

The FS mining sequence proposed by Entech integrates the geomechanical guidelines established during the PEA. The numerical simulation conducted by A2GC for the FS (for which results were presented in Section 6.4) was used to validate the proposed mining sequence. No major flaws – from a geomechanical perspective – were highlighted. Therefore, the geomechanical guidelines remained unchanged from the PEA.

## 7.1 ANTICIPATED ROCK MASS BEHAVIOUR

The anticipated rock mass behaviour can be differentiated in the following main categories, schematized in Figure 69 (that figure illustrates in coloured boxes the anticipated range of rock mass quality and stress per behaviour category).

- From surface to approximately 600 m in depth (approximately 51% of the Project tonnes):
  - Due to the low stress conditions, the rock mass behaviour will be largely structurally controlled and mainly influenced by the spacing and persistence of the natural discontinuities. The occurrence, persistence and characteristics of the major geological

structures and rock mass fabric, as well as their intersections, will, for the most part, control the rock mass behaviour around the openings.
  - The ground instabilities in stopes and around development will be controlled by the relaxation of the jointed rock mass, which could result in gravity-driven wedge instabilities.
  - Due to relaxation, the dilution off the stope walls will be particularly sensitive to the length of time the stopes will remain open, and the rock mass damage originating from drilling and blasting practices.
  - Minimum to no rock mass damage due to the induced stresses is expected to occur around typical stopes within this depth range, except in sectors of lower rock mass quality.
- From 600 to 1,100 m in depth (approximately 49% of the Project tonnes):
  - This depth range will constitute a transition between mainly relaxation-driven instabilities to stress damage-driven instabilities. With increasing depth and extraction, mining-induced stresses can be expected to concentrate around the excavations. The strength of the intact rock and healed discontinuities (like veins) will control rock mass stability.
  - Stress concentrations on sill levels, in retreat zones between converging mining fronts and in waste pillars can be expected to lead to spalling and local instabilities at these locations, as well as slippage and deformation along geological discontinuities. Seismic (and possibly rock bursting) conditions could develop in sill pillar levels and in sectors where mining fronts will converge.
  - Longitudinal mining towards a central access can be expected to be more challenging.
- Sill pillar levels:
  - Production will come from distinct mining horizons to meet production targets, which will create sill pillar levels where mining fronts will converge and eventually merge. The bottom-up sequence will push ground stresses upwards and concentrate them in sill pillars. Stress concentration on sill levels is anticipated to lead to spalling and local instabilities below 600 m, and potentially rock bursting conditions at depth. Some operational challenges are likely to be encountered during the mining of sill pillar stopes at depth.
  - It is anticipated that stress related issues will mostly occur in the Lynx mining zones where the stope panels are more continuous, as compared to the Underdog mining zone where the panels are more fragmented and discontinuous.
  - Approximately 15% of the total Project tonnes will be located in sill pillar stopes.
- Bank fault:
  - The rock mass in the interpreted Bank fault corridor is expected to be of lower quality. Stopes located in and in close proximity to the Bank fault can be expected to produce higher levels of dilution.

- Other faults:
  - Areas of poor RQD associated with the Bank fault or other faults could provide conduits for water infiltration into mine workings. The FLAC3D numerical simulations did not consider hydrogeological effects.

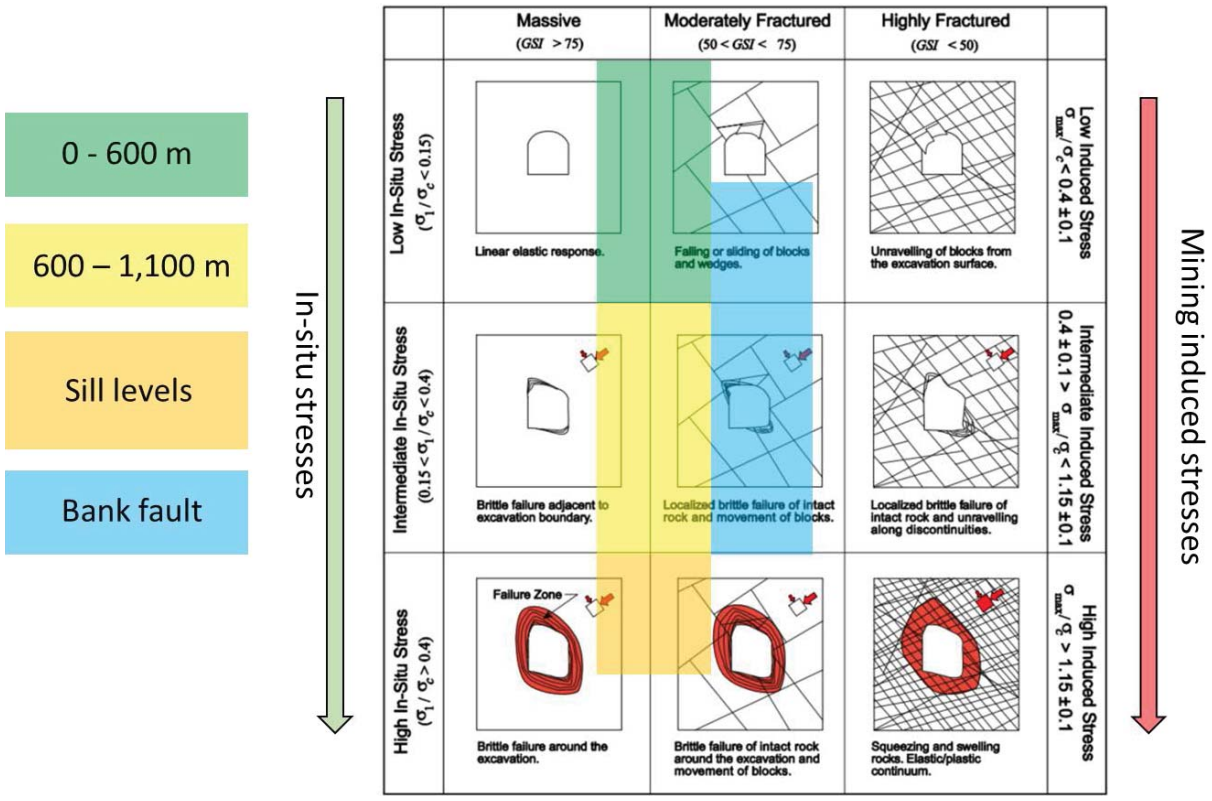



**Figure 69. Excavation behaviour matrix as a function of rock mass quality (expressed in terms of GSI) and stress (depth and induced stresses), showing expected rock mass failure modes (after Kaiser et al. (2000)).**

As discussed in sections 4.1 and 5.5.1, the geological settings of the deposit are quite complex and the main joint set orientations are expected to vary throughout the deposit. The geometry of gravity-driven wedge instabilities is thus anticipated to vary throughout the mine. At the scale of a drift, the variability and complexity of the rock mass jointing is anticipated to result in significantly variable conditions in terms of wedge instabilities.

Development crossing other known faults, such as the Romeo fault, will encounter lower rock mass quality and unraveling conditions. Other small-scale faults and geological features can also be expected to influence the rock mass behaviour locally.

## 7.2 STOPE DIMENSIONS AND DILUTION ESTIMATES

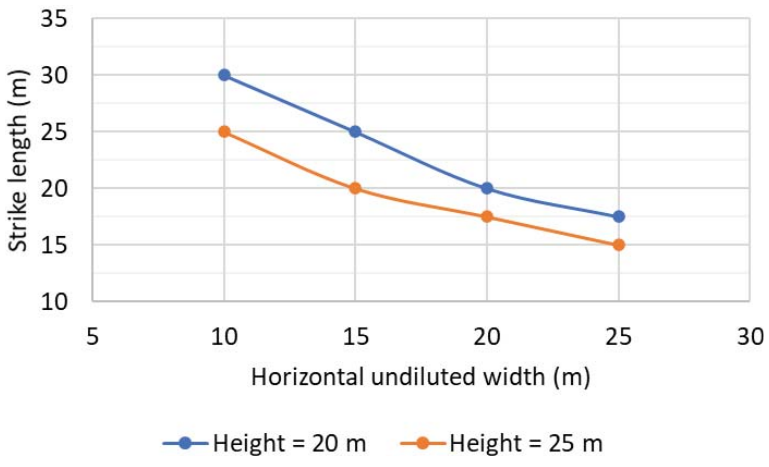
The maximum allowable stope dimensions summarized in Table 29 are recommended for the economical evaluation of the deposit. These recommendations apply to stopes with an undiluted horizontal width ≤ 8 m, which covers approximately 94% of the project stopes.

**Table 29. Maximum allowable stope dimensions recommended for the economical evaluation of the Windfall deposit and dilution (ELOS) estimates for stopes with an undiluted horizontal width ≤ 8 m.**

| Scenario | Vertical height between levels (floor-to-floor) | Strike length (east-west) | ELOS Estimate | |
|---|---|---|---|---|
| | | | Lynx | Main/Underdog |
| 1 | 20 m | 32 m | HW: 0.75 m<br>FW: 0.75 m | HW: 0.5 m<br>FW: 0.5 m |
| 2 | 25 m | 28 m | HW: 0.75 m<br>FW: 0.75 m | HW: 0.5 m<br>FW: 0.5 m |

It is recommended to include a backfill dilution of ELOS = 0.25 m for each exposed backfill wall (see discussion in Section 7.9).

Approximately 23% of the stopes are anticipated to have a dilution greater than the general estimates shown in Table 29 based on the results of the numerical modelling simulations. Higher dilution is expected in areas where there are multiple ore lenses in proximity to each other (either sub-parallel or splayed). All stopes for which dilution estimates are higher than the general estimates presented above are located in the Lynx mining zone. Dilution estimates for those specific areas were presented and discussed in refer to Section 6.4.3.3 (Table 28).




For stopes with an undiluted horizontal width > 8 m, the maximum recommended strike length is given in Figure 70. The same 1.0 m (Main) or 1.5 m (Lynx) of total ELOS dilution can be applied to these stopes.

**Figure 70. Recommended strike length for stopes with undiluted horizontal width over 8 m.**

### 7.2.1 Dilution Estimate Considerations

The following factors influence external dilution (Clark, 1998; Stewart, 2005):

1. Drilling and blasting practices: overbreak and blast damage, blast design, blasthole accuracy and deviation, blast preparation, loading practices, blasting quality.
2. Stope geometry: stope size and dip, complex geometry (non-linear / tabular shapes).
3. Effect of time: the length of time a stope is left open.
4. Stress relaxation.
5. Stress damage.
6. Effect of undercutting of the stope walls.
7. Quality of adjacent backfill.

The dilution estimates shown in Table 29 were meant to encompass all the above factors, but only factors (2), (4) and (5) are covered in the geomechanical assessments. The other factors are controlled by the access geometry and mining operations.

## 7.3 Guidelines for the Dimension of Pillars

### 7.3.1 Waste Rib Pillars

Rib pillars are not planned to be left in place as part of the selected mining method. However, waste rib pillars might be considered to be left in place when the mineralization is not continuous. Multiple instances of waste rib pillars were noticed in the proposed stope layout.

The rib pillar should at least maintain a 1:1 aspect ratio, i.e., a rib pillar strike length equal to, or longer than, the diluted horizontal width of the stope.

At depth, it would be preferable to systematically mine smaller rib pillars (with an aspect ratio less than 1:1) to avoid stress concentration and seismicity related problems (see Section 6.4.5).

### 7.3.2 Inter-Lens Pillars

A waste pillar between two parallel ore-bearing mining lenses is defined as an “inter-lens” pillar. Ore lenses tend to generally be away from each other across the mining zones, but some lenses are locally in close proximity, creating inter-lens pillars of concern.

At shallow to moderate depth, the stability of the inter-lens pillars will be controlled by spacing, persistence and inter-locking of the natural blocks. With increasing depth and extraction ratio,

stresses will concentrate in the pillars, possibly fueling seismic activity and even rockbursting if the pillars do not yield.

The following guidelines are provided based on A2GC's experience and the insights from the numerical modelling assessments (please refer to Figure 33):

- It is recommended that the inter-lens pillar horizontal width (S), in the north-south direction, be at least twice the diluted horizontal width of the widest of the two lodes it will separate (widest of S1 and S2).
  - The average stope horizontal diluted width being around 4-5 m, the minimum inter-lode pillar thickness should be about 8-10 m.
  - If parallel veins are in closer proximity, they should be mined concurrently as a single lens, taking the waste gap along.

If an inter-lens pillar is needed to be smaller locally, its width should be less than half the diluted horizontal width of the narrowest of the two lodes it will separate (narrowest of S1 and S2), to ensure it will yield (and not concentrate stresses). However, given the narrow width of the stopes, this would result in a very small pillar, which may not remain statically stable due to its slender geometry, the possible presence of weakening discontinuities and even limited blast damage.

Managing how sub-parallel veins in close proximity are recovered could be one mitigating measure for seismic conditions, by using one vein to stress-shadow the other. As the mining method is planned to be longitudinal retreat, a good mitigation strategy for the stability of the inter-lode pillars would be to mine from the footwall towards the hanging wall, to push the stress away from the footwall accesses. In the case of a footwall towards hanging wall mining sequence, an inter-lens pillar horizontal width over diluted horizontal width of the widest of the two lodes it will separate (widest of S1 and S2) with a minimum ratio of 1:1 would be adequate.

### 7.3.3 Crown Pillars

Based on the analyses presented in sections 6.3 and 6.4.6.3, the minimum crown pillar vertical rock thickness (excluding any overburden layer) recommended for the economical evaluation of the project is: 1) 30 m for stopes with a diluted horizontal width less than or equal to 6 m, and 2) 40 m for stopes with a diluted horizontal width between 6 and 9 m. The following must be considered during the mine design:

- Crown pillars must be 30 or 40 m in vertical height under the bedrock contact, not 30 or 40 m under the ground surface. The overburden thickness could be up to 20 m in certain sectors.

- The empirical analyses considered minor to moderate groundwater inflows (NGI, 2015). This recommendation does not account for the presence of hydraulic connections with surface lakes or marshes. High inflow rates would affect the stability of the crown pillars.
- Stopes with spans over 9 m will require thicker crown pillars, to be evaluated on a case-by-case basis.
- Stopes located under surface infrastructures will also require thicker crown pillars associated with a lower probability of failure, also to be evaluated case-by-case.
- The rock mass and water conditions in the crown pillars must be reassessed and confirmed prior to mining the stopes underneath. Unfavorable conditions were encountered in the first 50 m below ground surface during the excavation of the Lynx ventilation raise (moderate inflows washing soil materials from open joints, large wedges). The presence of such conditions must be assessed during the planning of stopes under crown pillars.

As specified in the Quebec regulations concerning occupational health and safety in mines, excavations to be mined within 100 m of a water body must be subject of a detailed geotechnical and hydrogeological study before mining. Figure 71 shows the stopes located within 100 m of a lake (vertically and laterally). Those stopes within 100 m of a lake or other water body are mostly located on the west side of the Main zone.

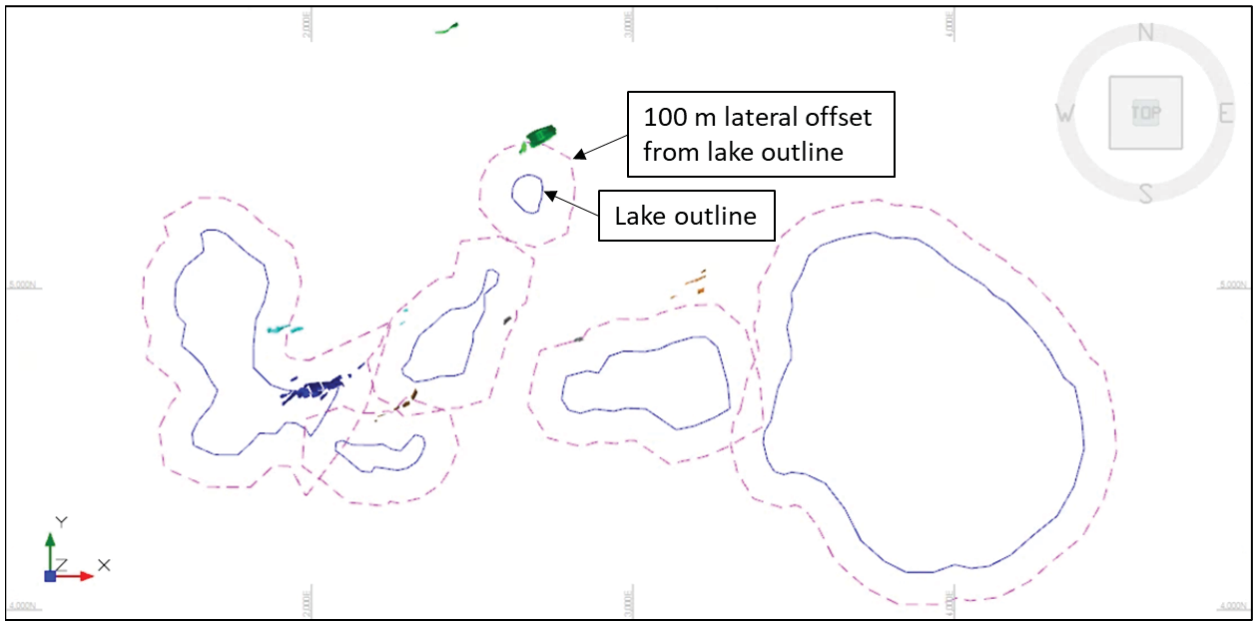



**Figure 71. Stopes located within 100 m of a lake. The stopes shown are within 100 m of the ground surface.**

## 7.4 STAND-OFF DISTANCE OF MAIN ACCESSES

The minimum stand-off distance between the first haulage drive (closest to the level access infrastructures) should be at least two times the diluted horizontal width of the stope panel.

At the extremities of the mining lenses, the minimum stand-off distance may be reduced to 1.5 times the diluted horizontal width of the mining zone. It is important to remember that when in close proximity, parallel lenses can combine their widths. The stand-off distance then needs to take the effective, or combined, width into consideration.

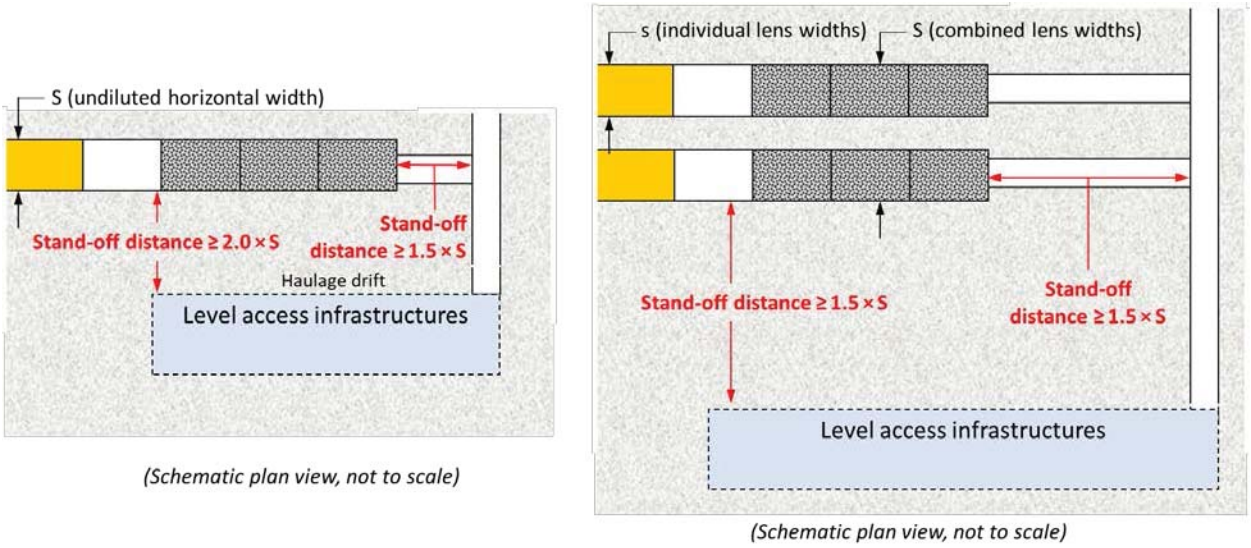



**Figure 72. Stand-off distances for a single lens (left). Stand-off distance for lenses in close proximity (right).**

## 7.5 SILL PILLAR MINING

The results of the geomechanical assessments suggest that stress-related difficulties are likely to be encountered during sill pillar mining, and mainly at depth in the Lynx mine where stope panels are more continuous (see Section 6.4.3.1).

Stopes in the Lynx sill pillars on levels L620, L740 and L860 and below should be "penalized" in the economics to account for the increased stress -related risk (more difficult mining conditions are expected), either by reducing recovery (to 50 or 60%), increasing stoping cycle time (by 60-75% of the normal mining rate), and/or adding rehabilitation costs and delays.

Heavier ground support is recommended for the undercut accesses located on sill pillar levels (Table 31).

## 7.6 STOPE SEQUENCING AND MINE PLANNING CONSIDERATIONS

The following should be considered for the mining of the stopes:

- For areas with significant vertical and horizontal continuity, the mine sequence should aim at respecting the following sequencing guidelines:
  - Within one ore lens, limit the vertical lag to one lift between adjacent stopes, to create a half-pyramid shaped advance towards the central access.
  - For areas with multiple lenses in close proximity, limit the lateral and vertical advance so that the lag is no more than one stope away from the lateral and vertical abutments.
  - Mine from footwall stopes towards hanging wall stopes when stopes are in close proximity. As the ore body is generally dipping south, it means generally mining from north to south.
- The dilution of the stopes will be sensitive to the length of time the stopes will remain open. The mine design should aim at fast mining and prompt backfilling of the stopes.
- The distribution of the undiluted stope widths and stope dips (Figure 10) should be reviewed before the selection of the production drilling equipment. The drill mast should have enough clearance to drill the stopes expected to have shallow to moderate dips within a 4.0 m-wide ore drives.
- The ore drives should be aligned with the hanging walls as much as drill mast clearance allows and extend past the contact as little as possible to minimize undercutting the hanging wall.
- In the wider mining zones, the stopes could be mined in north-south panels to reduce the opened horizontal width, which would allow to preserve longer strike lengths and limit dilution. The panels should be mined footwall to hanging wall, to avoid undercutting the CPB.

The following should be considered for the mining of the development:

- Mining stopes towards a central access could result at depth in high stress concentrations building up in that access pillar, in turn possibly fuelling seismic activity and even rockbursting. The intersections in the central pillars should be excavated carefully to limit overbreak. Heavier ground support is recommended for the intersections located in the central pillars (Table 31).
- Longitudinal retreat towards a central access with multiple sub-parallel lenses will create many four-way intersections in the stoping areas. The creation of four-way intersections should be limited as much as possible in the ore areas and avoided in the waste / infrastructure areas, where they could cause ground instabilities.

- Ramp and level accesses should not be placed inside or near major interpreted faults.

## 7.7 LARGE INFRASTRUCTURES

The location of the proposed garage on L560 was assessed from a stress perspective (Section 6.4.5). This excavation is not located in known faults or poor ground conditions, and was found to be positioned sufficiently far away from mining zones (approximately 100 m north of the nearest stope panel) to not be expected to sustain mining-induced stress variations. The location of the maintenance excavations on level 51 was found to be adequate at this level of study, but the ground conditions should be further investigated prior to construction.

The following comments are made regarding planning of large infrastructure layout:

- The size of the openings should be kept to the minimum necessary.
- It is recommended to keep a minimum 2:1 width ratio with the largest adjacent excavation (pillar width / largest adjacent excavation width).

Ground support recommendations for large excavations are provided in Section 8.5.

## 7.8 DRILLING AND BLASTING CONSIDERATIONS

### 7.8.1 General Considerations

Blast-induced damage can increase dilution and render otherwise stable situations unstable. There are two sources of blast-induced damage: those related to the design and those related to its execution.

In terms of design, a fundamental input is the level spacing, which dictates a minimum hole size required to maintain accuracy over that distance. The hole diameter in turn dictates the burden and spacing dimensions. This, in narrow mining, can result in fundamental issues. If a large sublevel spacing is selected, then a large blasthole size is required, which entails a large burden and a similarly large spacing, which, often, cannot allow two blastholes to be fitted across the available drilling drift width. Since an absolute minimum of two blastholes per ring is required (at least every second ring if a dice-five pattern is implemented), the two holes are typically “fitted” in, i.e., positioned across the drift leaving a minimum stand-off distance to the walls (just enough to accommodate the drill mast). This causes two issues. Firstly, the blastholes are drilled along a pattern that is too small for their size, potentially resulting in over-blasting, and, secondly, their stand-off distance to the walls is too small, potentially resulting in blast-induced wall damage (leading in turn to additional dilution).

The other aspect is quality assurance/quality control to ensure that designs are implemented as planned. Numerous issues can arise at that step, regardless of how sound the designs are. Drilling accuracy is absolutely paramount. Any deviation into the walls will immediately cause additional dilution and increase wall undercutting for the next lift up. As the sublevel spacing increases, the potential for hole deviation also increases unless the hole size is increased as well. Note that larger diameter holes are less prone to deviation (in terms of trajectory bending under high feed thrust), but they remain prone to drill setup errors (in terms of *x-y* collar location and dip/dump angles). Hence, if setup errors remain, a longer sublevel spacing can in fact result in *more* inaccuracy, simply because the holes are longer.

The location of the slot raise can also significantly affect the performance of the hanging wall. The slot raise should be placed as far as practically possible from the hanging wall.

Osisko engineering personnel reported that all drilling on site (exploration diamond drillholes, services holes and even jumbo development holes) experience large deviation. This should be considered in the planning of the production drilling.

During the site visit conducted by A2GC in December 2020, the quality of the development blasting was discussed with Alain Rioux, Project Director at CMAC-Thyssen (CMAC), the mining contractor on site. Mr. Rioux mentioned that the implementation of an automated jumbo drill significantly reduced the amount of overbreak around the drifts and in intersections. The difference was noticeable between the old Noront development in the upper part of the exploration ramp, where the walls and back are quite irregular, and the new development, where the arch profile is well pronounced, and the walls and back are generally smooth. This suggests that the rock mass could produce lower dilution levels if similar controls are implanted for the drilling and blasting of the stopes.

### 7.8.2 Review of the Drilling and Blasting Pattern Proposed by OSK

The proposed drilling and blasting pattern have been provided by OSK engineers for review during the PEA study (Figure 73) and comment on the effect of the pattern on the external dilution. The following comments are made:

- The approach appears adequate to limit blast-induced damage beyond the stope limits.
- However, the fact the ore lenses are narrow causes two problems, the solution to one worsening the other:
  - The pattern has the potential to “over-blast” the rock mass, thus creating too many fines, resulting in a loss of recovery. But reducing the size of the blastholes to reduce the pulverization of the rock could in turn increase the deviation of the blastholes.

  - In terms of controlling drilling deviation, the 3.5 in blastholes are at the limit of being too small for 20 m high stope (floor-to-floor) and are likely too small for 25 m high stopes. However, increasing the size of the blastholes to limit deviation would accentuate the above problem with increased pulverization of the rock.
- So, the proposed pattern can be considered as a compromise between deviation and wall damage control.
- It is important to note that other factors will also influence the external dilution, as discussed in Section 7.2.1.
- Also, note that if the drilling and blasting is well implemented and the rock is of good quality, especially in the first stopes in each mining horizons/zones and in orphan stopes (expected to be mined in near virgin stress conditions), the proposed pattern could result in underbreak due to the 0.5 m offset from the stope boundaries.

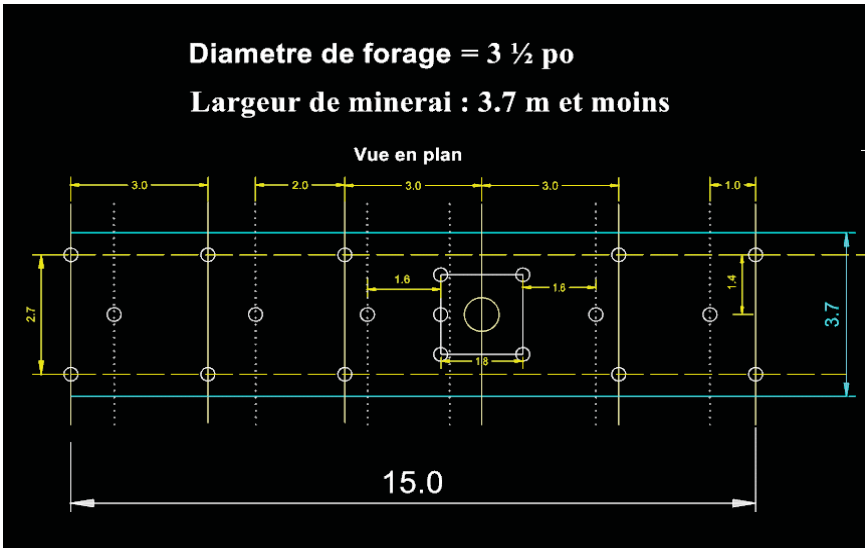



**Figure 73. Drill and blast pattern proposed by OSK (09 December 2020).**

## 7.9 BACKFILLING

As discussed in Section 4.2, the stopes will be backfilled with the following backfill types:

- Cemented rockfill (CRF) and uncemented rockfill; and,
- Cemented paste backfill (CPB).

CRF is planned to be used mainly in the early years until the CPB plant is commissioned and later in the mine life to provide flexibility to backfill stopes located away from the main CPB piping system, or in case of operational issues with the CPB plant.

The minimum backfill strength requirement was first estimated at the PEA stage using the equation proposed by Mitchell et al. (1982) for the design of free self-standing backfill for longitudinal mining:

$$UCS_{design} = \frac{\gamma H}{1 + H/L} FS \quad \text{… Eq. [10]}$$

With:

- γ the fill bulk unit weight (a value of 20.0 kN/m$^3$ was considered).
- L the length of the exposed wall (m). In the case of longitudinal retreat, L was taken to be equal to the stope horizontal diluted width.
- H the height of the backfill (m). This was taken as the stope floor-to-floor height.
- FS the factor of safety (a value of 1.5 was considered).

For most of the stope widths in the project (4-6 m), the minimum required backfill strength would be relatively low, between 100-150 kPa according to the Michell equation, as shown in Figure 74. However, for CPB, a minimum strength is generally targeted to prevent liquefaction that can be triggered by nearby blasting or seismic events. This minimum strength varies in the literature between 100 and 200 kPa. A minimum value of 175 kPa is recommended to be used as the minimum strength requirement for backfill for the project, which is similar to the value recommended by Landriault (2001).

It is recommended to also apply this minimum strength to CRF, as the slight incremental strength will be beneficial to reduce dilution from blasting. It should be noted that the various methods used to evaluate the minimum backfill strength assume the backfill is homogeneous, which is not necessarily the case with CRF. Leaving a rock skin along weak CRF (to avoid exposing it) can be a good mitigation measure to limit dilution.

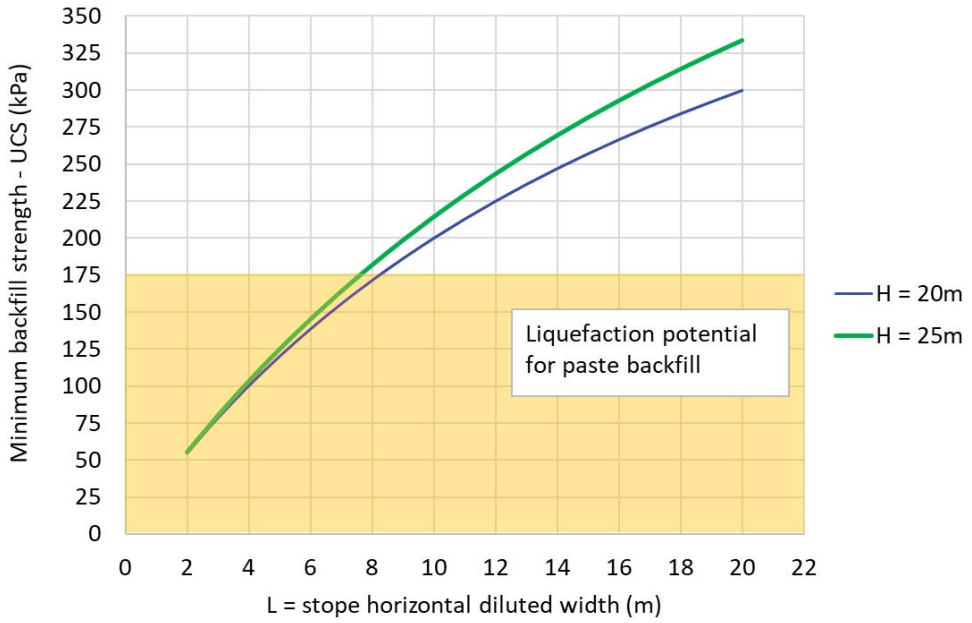



**Figure 74. Minimum backfill strength requirements based on the Mitchell et al. (1982) approach vs stope horizontal diluted width, for stope heights of 20 and 25 m floor-to-floor.**

Additional backfill geometries and exposure dimensions referring to panelled stope situations were examined at the FS stage with various common backfill stability methods, namely the Mitchell et al. (1982), Yu (1991) and Li and Aubertin (2012, 2014) approaches. In all cases the exposed backfill height was 20 m, the backfill had a density of 2.2 and a friction angle of 30°, with a factor of safety of 1.5 being again considered. Based on the range of values provided by these methods, A2GC's recommendation would be to maintain in all cases (for both longitudinal and panelled stopes) a minimum UCS of 175 kPa to prevent liquefaction that can be triggered by nearby blasting or seismic events.

That minimum 175 kPa strength is an overall value meant to help estimate the quantities of binder required for the project. Large stopes will require higher strength, as shown in Figure 74, which can be achieved with longer curing times for a given binder content and percentage solid, or increasing binder content and percentage solid for a given curing time. The pouring procedures and the recipes for CPB were not established at the time this report was prepared. Depending on the type of barricade selected, the stopes might have to be backfilled in two pours: the first (plug) at a higher binder content and a second (mass) at a lower binder content. Also, stopes sitting immediately above sill pillar stopes will require higher backfill strength as they will be undercut during sill mining. For these stopes, the minimum required should be in the 0.5 to 1.0 MPa range, depending on geometry and to be confirmed by site specific analyses.

The minimum strength requirement is the strength the backfill must have achieved at the time of opening the adjacent stope. For the CRF, the achieved strength is function of the type and percentage of binder used and is influenced by the mixing and placement methods. For the CPB, the achieved strength is not only function of the type and percentage of binder, but also of the percentage of solids in the mix.

Sill pillar stopes are planned to be drilled with upholes, so they will not have an overcut drift from where to backfill them. Backfilling is currently planned to be done from adjacent stopes, by pumping CPB up inclined upholes that will break through at the top of the volume to fill. Effort should be made to backfill these stopes as tightly as possible to the back to minimize the air gap that will remain above the paste material. Leaving air gaps on top of neighboring stopes is akin to increasing their combined effective strike length, which would then require yet stronger backfill in the overlying stopes to ensure stability. As the air gap increases, so does the amount of failure that can occur above the sill stopes prior to the process chocking itself.

It should be noted that paste with a 175 kPa strength might not result in a workable floor for heavy trackless equipment. A stronger paste cap or a muck floor will likely be needed to create a workable floor.

For the estimation of the required CRF quantities, the following points should be considered:

- The stope should be backfilled up to the elevation of the floor of the overcut access over a horizontal length of a minimum of 2.0 m from the adjacent stope.
- An angle of repose of the CRF of 37°.
- Stopes that will be undercut by a stope mined underneath should be fully backfilled with a higher strength (higher binder content) CRF recipe. It is important to note that in the mine plan considered for the FS, most of the stopes backfilled with CRF will be undercut.

The minimum strength requirements recommended can be considered relatively low, and low strength backfill is more likely to be affected and damaged by blasting in the adjacent stope. It is recommended to include a backfill dilution of ELOS = 0.25 m for each exposed backfill wall. Since backfill with higher strength is expected to result in less backfill dilution, the backfill strength could be increased if the backfill dilution is found to be excessive. Good blasting practices will also help control backfill dilution.

Because of the mining method and the anticipated rapid cycle time, the majority of the backfill will be exposed within a few weeks or months of placement. Degradation of the backfill due to sulphide attack, if any, is not anticipated to be a major issue for the project. Even if the backfill in

place degrades with time, if it is not exposed by mining, it will continue performing its role of providing confinement to limit closure and prevent unraveling.

A good quality control program should be put in place for the CRF and CPB right from the start of mining. A quality control program is essential to ensure backfill stability but is also the basis for the optimization of the binder content, which can lead to significant operating cost reductions.

## 7.10 SEISMIC CONDITIONS

Because of its stiff, strong and brittle nature, the rock mass is anticipated to produce seismic conditions at depth. The results of the numerical modelling analyses presented in Section 6.4 suggest that seismic conditions will develop starting at a depth of about 620 m in sill pillar stopes, around waste pillars and in converging mining fronts, and will further increase with depth. The narrowness of the stopes will tend to keep higher stress concentrations in closer proximity to the excavations and in converging mining fronts.

Mitigating measures could include:

- Optimizing the sequence to promote mining-induced stress changes to occur as far away as possible from active mining areas;
- Installing dynamic ground support in seismic-prone sectors; and,
- Installing and maintaining a sufficiently sensitive and accurate microseismic monitoring system (to allow, amongst other measures, to control access to certain sectors deemed too seismically hazardous).

For the economical evaluation of the deposit, it is recommended to include the costing of the installation of a microseismic monitoring system that would be installed at some point in the life of mine (sometime during the first few years, so that reliable background seismic levels can be established), especially if there is a potential to extend the mine deeper than the maximum depth considered in the current study. The two main systems providers are IMS ("Institute of Mine Seismology" from Hobart, Tasmania, with an office in Sudbury, Ontario) and ESG (from Kingston, Ontario). For costing purposes, quotes can be asked from these suppliers for a system with an array of 50 sensors to monitor the mine below 620 meters in depth.

The needs for dynamic ground support are discussed in Section 8.7.

# 8. GROUND SUPPORT RECOMMENDATIONS

## 8.1 EXCAVATION TYPES AND DIMENSIONS

The types of development excavations considered for the Windfall project and their dimensions are summarized in Table 30. All the headings are planned to have an arched back profile.

**Table 30. Development excavation types and dimensions.**

| Excavation type | Width (m) | Height (m) |
|---|---|---|
| Ramp<br>Level access<br>Ventilation access<br>Paste booster station<br>Stockpile (level access and ramp) | 5.2 | 5.5 |
| Refuge station<br>Pump station<br>Explosive and detonator magazine | 5.2 | 5.5 |
| Access to stoping areas | 4.3 | 4.5 |
| Stope overcut and undercut ore drive not in sill pillar levels | 4.0 | 4.5 |
| Sump | 4.5 | 4.5 |
| Stope undercut ore drive in sill pillar levels (> 600 m deep) | 4.0 to 4.3 | 4.0 to 4.3 |
| Electrical sub-station | 7.0 | 5.5 |
| Material bay | 7.0 | 5.5 |

The following large permanent infrastructures are planned to be excavated underground:

- Maintenance excavations on level 560, which include the main garage; grease, wash, welding and fuel bays; a warehouse; and, parking area.
- Storage and loading stations for shotcrete and CRF cement located along the existing ramp connection between the Main and Lynx zones.

## 8.2 EXISTING GROUND SUPPORT STANDARDS

Ground support standards have already been developed by OSK for the needs of the underground exploration development. InnovExplo (2018) completed analyses of the ground support needs for

intersections, large drifts and wall support. Other than the work performed by InnovExplo, the design bases of the ground support standards were not provided to A2GC by OSK.

A review of these standards was performed by A2GC (2020b) following a site visit in January 2020. The current standards were found to be comparable with what is typically implemented in strong and moderately jointed hard rock conditions typical of the Canadian Shield.

## 8.3 VALIDATION OF THE EXISTING STANDARDS

➢ **Remark:** *This sub-section (8.3) remains unchanged from the PEA report (A2GC, 2021). It was not considered necessary to review the kinematic analyses to support the existing standards as the work done for the PEA was considered already at FS level, and no significant changes were made to the opening dimensions.*

The existing standards were validated using deterministic kinematic analyses of potential unstable wedges using the Rocscience software Unwedge®. This program considers potential wedges formed by three intersecting discontinuities. The assumptions for these analyses are as follows:

- Joints are ubiquitous with their surfaces perfectly planar.
- Wedges are assumed to behave as rigid bodies with no internal deformation or fracturing.
- The angle of friction along the joint surfaces is taken as 35°.
- No cohesion was attributed to the joint surfaces.
- No confining stresses are considered to provide a clamping effect on the wedges This means that the wedges are subjected to gravitational loading only.

The following criteria were applied to identify potential critical wedges:

- Minimum Factor of Safety (FoS) of 1.5.
- Wedges are considered for all combinations of joint sets identified in Table 13.
- Only wedges with a weight greater than 1.0 tonne, and with an apex height greater than 1.0 m and less than the excavation span were considered.
  - The stability of wedges with apex heights greater than the excavation span is assumed to be increased due to clamping stresses acting on the wedge boundaries.
  - Wedges of less than 1.0 tonne and with apex heights less than 1.0 m are assumed to be removed by blasting and scaling activities prior to the installation of the ground support.
- Sliding wedges in the back were not considered as realistic.

The ground support recommendations shown in Table 31 were verified for the following geometries.

- 5.2 m wide by 5.5 m wide drifts and 4.3 m wide by 4.3 m high drifts, oriented at azimuths of 155° (parallel to the mean strike direction of the ore body) and 065° (perpendicular to mean strike direction of the ore body); and,
- Typical three-way intersection of two 5.2 m drifts with a 2.0 m chamfer on both pillar noses.

The key findings from the kinematic assessments are as follows (see Section 5.5.1 for the nomenclature of the joint sets):

- Development:
  - The ground support standards for the back stabilise the anticipated wedges with a factor of safety greater than 1.5.
  - The combination of joint sets J1 and J3 and a release plane (set J2, j4 or j7) can create large deep-seated wedges in the walls for drifts oriented parallel to the ore lenses. The capacity of the ground support in the walls can be exceeded if the J1 and J3 sets are continuous (persistent) over lengths greater than 20 m. The same type of wedge is also possible in the Main/Underdog mine with combinations of J2 or J3 with j5 and j4. The current wall ground support is considered adequate, as the probability of such large wedges occurring is considered low. However, the absence of such large wedges should be confirmed by joint mapping as the mine is developed.
  - In the Main mine, the presence of the j7 set in combination with the J2 and J3 can create unstable wedges in the walls if the joint sets are continuous. The current wall ground support is considered adequate, as the probability of such large deep-seated wedges causing wall instability is low. As mentioned above, the absence of such large wedges should be confirmed by joint mapping as the mine is developed.
- Intersections:
  - The combination of joint set J2 with sets j4 and j6 has the potential to create large gravity-driven wedges in the back that would exceed the capacity of the ground support standards currently planned in the intersections. This would happen if the J2 and j4 sets occurred simultaneously, and j4 were not a sub-set of J2. The combination of J1 with sets j4 and j6 also has the potential to generate large wedges, but only by extending in one of the drifts away from the intersection.
  - There is potential for wedge instability in the back of intersections if multiple unfavorable conditions occur simultaneously. Also, it should be noted that the Unwedge software is limited to one bolt pattern for the analysis of intersections. In the analyses performed, cablebolts were considered, but not the primary support, which gave conservative results. That being said, and based on our experience, the current intersection support (with single 5.0 m-long cablebolts on a 2.0 m by 2.0 m pattern) is considered adequate for intersections

with inscribed circle (as built, after excavation) less than 11.0 m. However, the potential for large wedges in intersections highlights the need to limit the design span (diameter) of the intersections to the strict minimum, limit the overbreak in the pillars when blasting, ensure good cablebolt installation quality and have a ground support corrosion monitoring plan in place.

## 8.4 GROUND SUPPORT RECOMMENDATIONS FOR DEVELOPMENT

Table 31 presents the ground support recommended for costing purposes. The following should be noted regarding these recommendations:

- The recommendations provided are for the minimum support required for typical good hard rock conditions. Additional support could be required locally where faults or lower quality ground are encountered. The amount of ground support elements costed should include a contingency for these situations (see Section 8.6).
- Mesh sheets 1.5 m by 3.0 m (5 ft by 10 ft) with a 1.35 m transverse spacing would be a better fit and reduce consumption compared to the 1.2 m spacing with the 1.5 m by 3.3 m (5 ft by 11 ft) mesh sheets currently used.
- It was recommended by A2GC (2020) to lower the mesh on the walls to no further than 1.8 m from the floor in all instances, and to 1.5 m in lower quality rock masses. Considering the dimensions of the main excavation types and the 1.35 m transverse spacing used to match the 3.4 m (10 ft) mesh sheets, having the first row of bolts at 1.5 m from the floor would better fit the geometry of the excavations and sheets (without adding more mesh sheets). Also, considering that most of the development will follow the alignment of the D1 or D2 rock mass fabric (J1 and J2 joint sets), a lower mesh will help reduce the deterioration of the walls over time.
- The support needs for drifts and intersections larger than the dimensions mentioned in Table 31 should be evaluated on a case-by-case basis following the inspection and structural mapping of the area.
- Additional surface support is suggested to be added locally, but is not included in Table 31:
  - 0-gauge welded wire mesh straps could be necessary locally to support brows or pillar corners in lower rock mass quality.
  - Shotcrete in long-term infrastructures (such as refuge or electrical stations) and in large infrastructures (garage, shops).
  - Shotcrete on pillar corners in heavy traffic areas, such as the waste and ore stockpile bays.
- The rebars in the back of stope overcuts and undercut ore drives (not in sill pillar stopes) could be replaced by 12-tonnes Swellex type bolts in levels above 600 m depth. However, these

hollow bolts should not be used if the service life of the excavation could extend beyond one (1) year, or in corrosive sectors.

- The height of the development, especially in intersections, should be limited to the strict minimum necessary. The support needed for the walls should be revised if the height of development or intersections is greater than the standard profiles.
- The support in the back in a three-way intersection created by the intersection of two 4.0 m-wide drifts could be reduced once in operation, depending on the typical as-built dimension of the intersections.
- Stope cablebolting:
  - Cablebolts are installed in some hard rock mines in the hanging wall of the longitudinal stopes to limit the propagation of hanging wall caving to the level above. Considering that the horizontal width of the stopes is relatively narrow, their dip is generally steep, the rock mass quality is generally good and no high dilution is expected – except potentially in the sill stopes and in a small number of larger stopes – it is expected that cablebolts will not be necessary in the hanging wall of the stopes.
  - However, stopes with hanging wall adjacent to the Bank fault might require cablebolts installed from the access drifts to limit the propagation of hanging wall caving in the lower quality ground of the fault. At this stage of the project, it is recommended to budget cablebolts for these stopes (approximately 100 stopes).
  - The cablebolts recommended in the stope brows are considered to be a conservative option. They could eventually be replaced by a shorter and lighter support if the brows are found to perform well during the first years of mining.
- Considering that 1) the stopes are generally narrow and 2) the sequence is longitudinal retreat (resulting in vertical open face walls), the brow of the stopes could be left unsupported. The performance of the brows should be monitored and longer tendons (e.g., 3.6 m PM24 Swellex or cablebolts), possibly along with heavy mesh straps, might be needed for larger stopes or if the performance of the brows is not acceptable.
- The size of the development and intersections should be limited to the minimum necessary. Four-way intersections should be avoided as much as possible, and their ground support needs should be evaluated on a case-by-case basis following structural mapping of the intersection, and prior to opening the fourth branch.
- There should be no ground support standard for very wide excavations (anything above 11-12 m effective, once excavated) – such large spans, if absolutely unavoidable, warrant case by case designs.

The following must be considered when reading Table 31.

- Spacing of bolt patterns are given in the form of the transverse dimension (ring) by the longitudinal dimension (strike).
- For the back and walls, add 0.5 m (18 in) Splitset friction bolts in the dice of the primary support bolts to pin the mesh in place. The existing standards mention that the short Splitsets should be used "if necessary" in the back, but it is recommended to install them systematically and cost them as such.
- The mesh sheets must overlap over a minimum of three (3) squares, with the bolt in the middle square.
- Intersections:
  - Intersections should not be developed until the primary heading is a minimum of three rounds past the location where the intersection will be located.
  - The intersection secondary support must be installed in the primary heading prior to creating the intersection and then completed after the second heading is opened.
  - The intersection secondary support must be installed inside the intersection-inscribed diameter circle, and prolonged at least two rows inside each branch.
- Cablebolts:
  - Cablebolts are 15.2 mm diameter bulged 25-tonnes seven-strand steel cables, with bulges spaced 0.45 m (18 in). One single cable per hole.
  - Cablebolts should have plates installed and the cable should be tensioned during the installation of the plate to provide additional surface support from the plate. The tensioning, combined with the larger plates, provides additional control and confinement over the rock surface, which can significantly supplement at relatively low cost the surface support from the primary support. The need for plating of the cablebolts could be re-evaluated in the first years of mining, after sufficient experience is gained on the performance of the rock mass.
  - The cables can be either resin encapsulated "spin" cables or cement-grouted cables. A trade-off should be performed between the higher cost of the "spin" cables and their gain on the installation cycle time.
- Plates:
  - Rebars and split sets: 127 mm by 127 mm (5 in by 5 in) domed plates.
  - Swellex: 127 mm by 127 mm (5 in by 5 in) domed plates.
  - Cablebolts: 203 mm by 203 mm (8 in by 8 in) flat plates. (The plates currently used are 152 mm by 152 mm [6 in by 6 in]).

**Table 31. Ground support recommendations for development for the economical evaluation of the Windfall deposit (see also accompanying comments above in Section 8.4).**

| Type of excavation | Design width | Design height | Type of support | Back support | | | Wall support | | | Mesh |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | Type | Length | Spacing (m) (trans. by long.) | Type | Length | Spacing (m) (trans. by long.) | |
| Ramp, level access, ventilation access, paste, stockpiles<br>Refuge, pump station, explosives and detonator magazine | 5.2 m | 5.5 m | Primary | Fully encapsulated resin grouted rebars, 20 mm | 2.4 m | 1.3 m × 1.2 m | FS35 Splitsets | 1.5 m | 1.3 m × 1.2 m<br>down to 1.5 m from floor | 6-gauge 4-inches squares galvanized welded wire mesh on the back and from the shoulders down to 1.5 m from the floor (5 ft × 10 ft sheets) |
| Accesses to stoping areas | 4.3 m | 4.5 m | Primary | | | | | | | |
| Stope overcut and undercut ore drive not in sill pillar level | 4.0 m | 4.5 m | Primary | | | | | | | |
| Sump | 4.5 m | 4.5 m | Primary | | | | | | | |
| Stope undercut ore drive in sill pillar levels (> 600 m deep) | 4.0 m to 4.3 m | 4.0 m to 4.3 m | Primary | Fully encapsulated resin grouted rebars, 20 mm | 2.4 m | 1.3 m × 1.2 m | Fully encapsulated resin grouted rebars, 20 mm | 2.4 m | 1.3 m × 1.2 m<br>down to 1.5 m from floor | |
| | | | Dice | Fully encapsulated resin grouted rebars, 20 mm | 2.4 m | In the dice of the primary bolt pattern | FS35 Splitsets | 1.5 m | In the dice of the primary bolt pattern | |
| Electrical sub-station | 7.0 m | 5.5 m | Primary | Encapsulated resin rebars, 20 mm<br>Possibly 5.0 m-long 15.2 mm cables (one per hole) secondary support vs conditions | 2.4 m | 1.3 m × 1.2 m | FS35 Splitsets | 1.5 m | 1.3 m × 1.2 m<br>down to 1.5 m from floor | |
| Materials bay | 7.0 m | 5.5 m | Primary | Encapsulated resin rebars, 20 mm<br>Possibly 5.0 m-long 15.2 mm cables (one per hole) secondary support vs conditions | 2.4 m | 1.3 m × 1.2 m | FS35 Splitsets | 1.5 m | 1.3 m × 1.2 m<br>down to 1.5 m from floor | |
| Typical intersection | ≤ 11.0 m | - | Secondary | Bulged cablebolts (single cable per hole), 15.2 mm | 5.0 m | 2.0 m × 2.0 m | – | – | – | – |

Table continued on next page.

| Type of excavation | Design width | Design height | Type of support | Back support | | | Wall support | | | Mesh |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | Type | Length | Spacing (m) (trans. by long.) | Type | Length | Spacing (m) (trans. by long.) | |
| Loading intersection in front of stockpile | ≤ 11.0 m | - | Secondary | Bulged cablebolts (single cable per hole) 15.2 mm | 6.0 m | 1.8 m × 1.8 m | Fully encapsulated resin grouted rebars, 20 mm | 2.4 m | 1.3 m × 1.2 m down to 1.5 m from floor | 6-gauge 4-inches squares galvanized welded wire mesh on the back and from the shoulders down to 1.5 m from the floor |
| Central intersection of retreating zone | ≤ 9.0 m | - | Secondary | Bulged cablebolts (single cable per hole), 15.2 mm | 6.0 m | 1.5 m × 1.5 m | – | – | – | – |
| Stope brow | – | – | Secondary | Three rows of bulged cablebolts (single cable per hole), 15.2 mm. Starting at 1.0 m from the open brow. | 5.0 m | 1.2 m × 1.2 m | – | – | – | – |
| Stope hanging wall for stopes adjacent to Bank fault | – | – | Secondary | – | – | – | Three rows of bulged cablebolts (single cable per hole), 15.2 mm. Starting at 1.0 m from the open stope brow. | 4.0 m | 1.5 m × 2.0 m | – |

## 8.5 GROUND SUPPORT RECOMMENDATIONS FOR LARGE INFRASTRUCTURES

Table 32 shows the ground support recommended for costing purposes for the large excavations. The following must be considered when reading Table 32.

- The two passes of support must be installed concurrently, as the excavation of the large opening progresses.
- Spacings of bolt patterns are given in the form of the transverse dimension (ring) by the longitudinal dimension (strike).
- For the back and walls, add 0.5 m (18 in) Splitsets in the dice of the primary support bolts to pin the mesh in place.
- The mesh sheets must overlap over a minimum of three (3) squares, with the bolt in the middle square.
- Cablebolts:
  - Cablebolts are 15.2 mm diameter bulged 25-tonnes seven-strand steel cables, with bulges spaced 0.45 m (18 in). One single cable per hole.
  - Cablebolts should have plates installed and the cable should be tensioned during the installation of the plate to provide additional surface support from the plate.
- Additional surface support:
  - It is suggested to apply shotcrete at the minimum on the back, shoulders and at the location of fixed machinery (where later rehabilitation would be challenging).
  - 0-gauge welded wire mesh straps should be installed where brows are created by adjacent excavations with different heights.

**Table 32. Ground support recommendations for large infrastructure for the economical evaluation of the Windfall deposit (see also accompanying comments above in Section 8.5).**

| Type of excavation | Design width | Design height | Design length | Type of support | Back support | | | Wall support | | | Mesh |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | | Type | Length | Spacing (m) (trans. by long.) | Type | Length | Spacing (m) (trans. by long.) | |
| Garage | 12 m | 10 m | 52 m | Primary | Fully encapsulated resin rebars, 20 mm | 2.4 m | 1.3 m × 1.2 m | Fully encapsulated resin rebars, 20 mm | 3.0 m | 1.3 m × 1.2 m down to 1.5 m from floor | 6-gauge 4-inches squares galvanized welded wire mesh on the back and from the shoulders down to 1.5 m from the floor (5 ft × 10 ft sheets) |
| | | | | Primary | 15.2 mm bulged cablebolts | 5.0 m | 1.8 m × 1.8 m | 15.2 mm bulged cablebolts | 4.0 m | 2.0 m × 2.0 m down to 3.0 m from floor | |
| Parking | 16.5 m | 5 m | 32 m | Primary | Fully encapsulated resin rebars, 20 mm | 2.4 m | 1.3 m × 1.2 m | Fully encapsulated resin rebars, 20 mm | 2.4 m | 1.3 m × 1.2 m down to 1.5 m from floor | |
| | | | | Primary | 15.2 mm bulged cablebolts | 6.0 m | 1.5 m × 1.5 m | – | – | – | |
| Garage entrance<br>Grease bay<br>Wash bay | 8.5 m<br>8 m<br>7 m | 6.5 m<br>6.5 m<br>6 m | 22 m<br>22 m<br>20 m | Primary | Fully encapsulated resin rebars, 20 mm | 2.4 m | 1.3 m × 1.2 m | Fully encapsulated resin rebars, 20 mm | 2.4 m | 1.3 m × 1.2 m down to 1.5 m from floor | |
| | | | | Primary | 15.2 mm bulged cablebolts | 5.0 m | 2.0 m × 2.0 m | – | – | – | |
| Warehouse<br>Welding bay<br>Fuel bay | 7 m<br>8.5 m<br>8 m | 9 m<br>10 m<br>8 m | 22 m<br>22 m<br>12 m | Primary | Fully encapsulated resin rebars, 20 mm | 2.4 m | 1.3 m × 1.2 m | Fully encapsulated resin rebars, 20 mm | 2.4 m | 1.3 m × 1.2 m down to 1.5 m from floor | |
| | | | | Primary | 15.2 mm bulged cablebolts | 5.0 m | 2.0 m × 2.0 m | 15.2 mm bulged cablebolts | 4.0 m | 2.0 m × 2.0 m down to 3.0 m from floor | |
| Shotcrete loading station (existing ramp) | 5.8 m to 6.3 m | 8.4 m | – | Primary | Fully encapsulated resin rebars, 20 mm | 2.4 m | 1.3 m × 1.2 m | Fully encapsulated resin rebars, 20 mm | 2.4 m | 1.3 m × 1.2 m down to 1.5 m from floor | |

## 8.6 CONTINGENCY AND REHABILITATION NEEDS

A contingency on the ground support material needs and a provision for rehabilitation should be included in the costing of the ground support. It is suggested to add 10% for contingency and 15% for rehabilitation needs.

The large 50-tonne trucks planned to be used will likely increase the damage to the ground support, especially in the pillar noses. Pillars in busy traffic areas, such as waste and ore stockpiles, should be shotcreted to protect the support and limit the number of rehabilitation cycles.

As discussed in Section 6.4.4, rehabilitation will likely be needed to maintain the intersection of the central accesses in retreating panels for the mucking of the second to last stope in the panel, prior to taking the last stope at the location of the intersection.

Also, considering that the current life of mine plan spans over 14 years, it is recommended to implement a corrosion monitoring program early on to assess the amount of rehabilitation that will be needed over time due to the corrosion of the metallic ground support.

## 8.7 DYNAMIC GROUND SUPPORT

Dynamic ground support will likely be required at depths below 600 m at least in the sill pillar stopes of the Lynx mine, in converging mining fronts and as needed in specific areas. However, considering the remaining uncertainty of the in-situ stress tensor, it is difficult to quantify the dynamic capacity needed and design specifically which type(s) of support is(are) needed. Dynamic ground support tendons (D-bolt®, VersaBolt®, Vulcan Bolt®, etc.) are typically 1.5-2.0 times the price of standard resin tendons (prices can be validated with suppliers). For the economical evaluation of the deposit, it is recommended to account for the need of dynamic ground support by:

- Doubling the linear ground support cost for 50% of the stope ore drive development in the sill pillar stopes of the Lynx mine (below a depth of 600 m); and,
- Doubling the linear ground support cost for 5% of the total development metres below a depth of 600 m in both mines.

## 8.8 GROUND CONTROL MANAGEMENT PLAN

A Ground Control Management Plan (GCMP) was developed for the Windfall project for the development of the exploration ramp (dated May 2019). The GCMP follows the guidelines from the AMQ for the elaboration of a ground control plan (Association Minière du Québec, 2016).

The GCMP will need to be updated prior to the start of production. The update should also include the following:

- Details of the analyses and design bases for the ground support systems.
- Details of the analyses and design bases for the stope dimensions and mining sequence.
- Details on the quality control program for the ground support elements installed.
- Technical and health and safety procedures for the installation of each ground support element.

# 9. RISKS AND OPPORTUNUITIES

The geomechanical risks identified for the project are presented in Table 33.

**Table 33. Geomechanical risks identified for the project.**

| Risk description and potential effect | Mitigation approach |
|---|---|
| Despite the additional stress measurements completed, some uncertainty remains regarding the in-situ stress magnitudes and orientation at depths below 600 m.<br>• In-situ stress magnitudes could be yet higher and/or more variable than assumed.<br>– Seismicity related issues would be encountered earlier in the mine life (at shallower depth) and the magnitude and frequency at depth would be higher.<br>– Stress accumulation in sill pillars at depth can lead to strain bursts and lower mineral recovery.<br>• In-situ stress magnitudes could be lower than assumed. This would positively affect the anticipated mining-induced seismic issues, as well as dilution estimates at depth.<br>• The in-situ stress tensor orientation could be variable with depth. This would affect the rock mass behavior (stress accumulated in the pillars, shape and extent of the failed zone around excavated stopes). | Perform additional in-situ stress measurements below 600 m to confirm the stress assumptions.<br>Increase static ground support in areas of lower strength-to-stress ratio.<br>Rapidly install a microseismic monitoring system if seismic conditions develop.<br>Implement tactical measures such as:<br>• Revising the sequence, to have mining-induced stress changes occur as far away as possible from active mining areas.<br>• Installing dynamic ground support in seismicity-prone sectors.<br>• Developing TARPs for seismic conditions. |

Table continues on next page.

| Risk description and potential effect | Mitigation approach |
|---|---|
| Higher external dilution could be encountered for several reasons (e.g., rock mass conditions lower than expected, poor drilling and blasting techniques, mispositioning of the ore drives). Higher external dilution can lead to lower mining recovery, lower grades and higher operating costs. | Implement and maintain good drilling and blasting practices to reduce blast-induced damage.<br>Conduct regular mapping and characterization of the rock mass as development advances.<br>Install cablebolts from the undercut and overcut accesses to help control dilution, if found to be necessary.<br>Perform back-analyses of stope performance from the start of mining. |
| Some stopes are located near or under lakes. A hydraulic connection could be made with the lakes and the crown pillar could become instable. | Investigate the rock mass conditions (including the hydrogeological conditions) in the crown pillars under or near lake or water bodies prior to mining.<br>Backfill crown pillar stopes tightly and rapidly. |
| Performance of the backfill does not meet the requirements, either in terms of delivery and/or quality.<br>• The dilution of the stopes will be sensitive to the length of time the stopes will remain open. A stope filling rate lower than expected will result in stopes being left open for a longer period, which can lead to more stope wall instabilities.<br>• A stope filling rate lower than expected could delay and/or stall the stope mining sequence.<br>Backfill strength lower than expected can cause more dilution from backfill. | Ensure that the planned CRF and paste backfill infrastructures include some flexibility, and that budgeted rates include some room for potential problems.<br>Implement a quality control program for the backfill from the start of mining. |

Table continues on next page.

| Risk description and potential effect | Mitigation approach |
|---|---|
| Gravity-driven structurally controlled ground instabilities could affect wide intersections or excavations and slow down / stall production temporarily. | Keep spans to the absolute minimum possible, especially in intersections.<br>Locate wide excavations in good ground and sufficiently far away from mining areas to not be affected by the stress changes they will induce.<br>Monitor particularly wide excavations, or those that will otherwise be associated with greater risk. |
| Mining stopes longitudinally towards a central access could result, at depth, in high stress concentrations building up in the access pillar, increased seismic activity and rockbursting potential. | Adequately size the last block to avoid problematic stress concentrations.<br>Plan for heavier ground support in the central pillar and budget for some rehabilitation.<br>The intersections in the central pillars should be excavated carefully to limit overbreak.<br>Managing how sub-parallel veins in close proximity are recovered could be one mitigating measure in this respect, by using one vein to stress-shadow the other. |
| The groundwater inflow could be higher than expected.<br>• Large inflows could have ground stability consequences, for example by lubricating discontinuities and washing in-filling material.<br>• Furthermore, higher than expected quantities of water to manage or store underground can put pressure on the mine schedule, which generally results in pressure to increase stope dimensions to compensate for the reduction in production. | Update the existing groundwater inflow model as more hydrogeological data are collected in exploration drillholes and underground developments. Particularly, groundwater inflow rates from the faults should be updated as more data become available. |

Table continues on next page.

| Risk description and potential effect | Mitigation approach |
|---|---|
| The actual location and geometry of the ore zones could differ from their original interpretation. Their actual location is only revealed once development reaches them.<br>• This can result in important accesses, such as haulage drifts, ending-up too close to mining areas and being subjected to problematic extraction-induced stress changes.<br>• The veins at Windfall are generally narrow, which will limit the extent of the stress redistribution zones, but nearby parallel lenses can "combine" stress-wise and result in much wider zones of influence.<br>• Poor delineation can also increase dilution levels. For example, veins can be flatter than expected, abut poorer ground and/or be intersected by weak geological structures, resulting in smaller stope dimensions being required to maintain stable conditions. | Considering the irregularities, splays and offsets typical of narrow vein settings, a "perfect" beforehand knowledge of the geology from delineation drilling alone cannot realistically be attained – however, the best possible picture is needed. |

Efforts placed on optimizing the drilling and blasting process by controlling borehole collaring procedures and hole deviation and reducing blast-induced damage will help limit external dilution in the stope walls. As an opportunity, if the drilling and blasting quality is good, and rigorous stope back-analyses demonstrate that stope performance exceeds expectations, the strike length of stopes in certain sectors could be increased, resulting in cost savings and increased productivity.

Also, if the rock mass proves to be of better quality than suggested by the RQD block model (used as an input in the numerical model), the extent of the failed zone around excavated stopes could be smaller than expected, resulting in a reduced external dilution.

# 10. RECOMMENDATIONS FOR FUTURE WORK

## 10.1 GEOMECHANICAL DATA COLLECTION

The geomechanical data collected to date is sufficient to support the FS level study. However, additional data collection work is recommended to address the data gaps identified in Section 5.8.

- Perform geomechanical logging of oriented core in drillholes located in the Underdog mining zone and in the lower part of the Lynx mining zone, to confirm the rock mass conditions ahead of mining. As with the previous geomechanical drillholes, the geomechanical data collection could "piggy-back" on exploration drillholes to save on drilling costs.
- Perform a supplemental strength testing program to further confirm the geomechanical domains definition. Supplemental testing data could also help in revising the intact rock strength envelopes. Core samples should be collected in the lower third of the mine, to gain knowledge of the intact rock properties where seismicity related issues are more likely to occur.
- Efforts should be made to validate the measured stress field through field observations, and, if possible, supplemental stress measurements should be conducted at depth. Stress measurements could only be completed at 300 m and 600 m depth, leaving a data gap past that depth. Furthermore, the orientation data were scattered, particularly for the 600 m tests.
- Continue the geotechnical joint mapping currently performed by the site team. Once a good understanding of the condition of the joint surface per joint set will be acquired, the joint mapping could be simplified to only orientation, spacing and persistence, to capture the spatial variation of the geometry of the joint sets. This would allow to reduce the labor needed for the systematic mapping of the mine. Note that much joint mapping data are required if sophisticated structural stability analyses – in the form of discrete fracture network (DFN) analyses, for example – are to be contemplated later on.
- Collect data on the water inflows intercepted in the exploration drillholes (date, location, inflow rates). Compile the data in a database that can be represented in 3D space. The surface exploration drillholes should be cemented to limit water inflows into the underground workings.

## 10.2 CHARACTERIZATION AND GEOMECHANICAL ANALYSES

The geomechanical analyses performed to date are sufficient to support the FS level study. The following characterization work and geomechanical analyses are recommended as the project progresses to the detailed engineering phase and production starts.

- The RQD block model created by Osisko should be updated and maintained. It is a valuable tool to assess the conditions of the rock mass. It is recommended to update these block models each time there is a major update of the resources.
- The variation of the rock mass quality in and around the interpreted faults should be investigated in more detail before driving development and mining stopes near the faults. A better definition and understanding, in 3D, of the zones with lower rock mass quality will be beneficial for the detailed planning of the excavations. The geomechanical characterization and the geological interpretation of the faults should be performed together.
- As discussed in Section 6.4.3.3, the insight that can be obtained from *FLAC3D* results on the quantity of stope dilution to expect has limitations. Based on the degree of jointing encountered, consideration could in the future be given to performing discontinuum-based numerical analyses, with codes such as *PFC*™ or *3DEC*™, for the purpose of more explicitly examining the behaviour of structural discontinuities. This could help validate stope dimensions and crown pillars thickness, as well as refine dilution assumptions. Discontinuum modelling would also allow to perform sensitivity analyses to estimate the effects of rock bridging.

## 11. CLOSURE

We trust this report meets your needs and expectations. Please do not hesitate to contact A2GC if you have questions or require more details on some of the topics discussed in this report.

Respectfully submitted,

Amélie C. Ouellet, M.A.Sc., Eng.
*Senior Engineer*
E-mail: amelie@a2gc.ca
Mobile: +1-514-266-0689
*Principal corresponding author*

Patrick P. Andrieux, Ph.D., Eng., P.Eng.
Designated Consulting Engineer
*Principal Engineer*
E-mail: patrick@a2gc.ca
Mobile: +1-514-953-2773

**Notes:**

*3DEC*, *FISH*, *FLAC*, *FLAC3D* and *PFC* are registered trademarks of Itasca Consulting Group, Inc., Minneapolis, MN, USA.

Dips are Unwedge and registered trademarks of Rocscience, Inc., Toronto, ON, Canada.

## 12. REFERENCES

A2GC. (2020a). *07-09 December 2020 Site Visit* [Technical memorandum, prepared for Osisko Mining Inc.](2160-WIN-002-M-20201215-1-v1).

A2GC. (2020b). *Ground Control Review at the Windfall Project* [Technical memorandum, prepared for Osisko Mining Inc.](2139-WIN-001-M-20200210-01).

A2GC. (2021). *Windfall Lake Project - Rock Engineering in Support of the Mine Design for the 2021 Preliminary Economic Assessment* [Technical memorandum, prepared for Osisko Mining Inc.](2160-WIN-002-R-20210119-F).

Association Minière du Québec. (2016). Guide d'élaboration – Programme en contrôle de terrain pour les mines souterraines. In.

Barton, N. (1974). Engineering Classification of Rock Masses for the Design of Tunnel Support. *Rock Mechanics*, *6*, 189-236.

Barton, N. (1978). Suggested methods for the quantitative description of rock masses: International Society for Rock Mechanics. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, *15*(6), 319-368.

BBA. (2018). *Preliminary Economic Assessment of the Windfall Lake Project* [NI 43-101 Technical Report, prepared for Osisko Mining Inc.].

Bewick, R. P., Amann, F., Kaiser, P. K., & Martin, C. D. (2015). Interpretation of UCS test results for engineering design. 13th ISRM International Symposium on Rock Mechanics, Montreal, Canada.

Bieniawski, Z. T. (1976). Rock mass classifications in rock engineering. Symposium on Exploration for Rock Engineering, Rotterdam, Netherlands.

Bieniawski, Z. T. (1989). *Engineering rock mass classifications: A complete manual for engineers and geologists in mining, civil, and petroleum engineering*. John Wiley & Sons.

Board, M., Brummer, R., & Seldon, S. (2001). Use of Numerical Modeling for Mine Design Evaluation. In Society of Mining Engineers (W. Hustrulid and R. Bullock) (Ed.), *Underground Mining Methods – Engineering Fundamentals and International Case Studies* (pp. 483-491). American Institute of Mining and Exploration.

Carter, T. G. (1992). A New Approach to Surface Crown Pillar Design. 16th Canadian Rock Mechanics Symposium, Sudbury, ON, Canada.

Carter, T. G. (2014). Guidelines for use of the Scaled Span Method for Surface Crown Pillar Stability Assessment. 1st International Conference on Applied Empirical Design Methods in Mining, Lima, Peru.

Clark, L. M. (1998). *Minimizing dilution in open stope mining with a focus on stope design and narrow vein longhole blasting* [Master of Applied Science, University of British Columbia]. Vancouver, Canada.

Cotesta, L., O'Connor, C., Brummer, R., & Punkkinen, A. (2014). Numerical Modelling and Scientific Visualisation – Integration of Geomechanics into Modern Mine Designs. Seventh International Conference on Deep and High Stress Mining, Sudbury, canada.

Deere, D. U., & Deere, D. W. (1988). The Rock Quality Designation (RQD) Index in Practice. In L. Kirkaldie (Ed.), *Rock Classification Systems for Engineering Purposes* (Vol. ASTM STP 984, pp. 91-101). American Society for Testing and Materials.

Deere, D. U., Hendron, A. J., Patton, F., & Cording, E. J. (1967). Design of surface and near surface excavations in rock - Failure and Breakage of Rock. 8th US Symposium of Rock Mechanics, New York.

Diederichs, M. S. (2003). Rock fracture and collapse under low confinement conditions. *ROck Mechanics and Rock Engineering*, *36*(5), 339-381.

Golder Associates Ltd. (2018a). *Étude hydrogéologique pour le dénoyage de la rampe d'exploration et de son prolongement vers Caribou/27 et des extensions vers les secteurs Lynx et Underdog – Projet minier du Lac Windfall* [Technical report, prepared for Osisko Mining Inc.](GAL029-1774793-3000-RF-Rev0).

Golder Associates Ltd. (2018b). *Rock Engineering in Support of PEA Mine Design. Osisko Mining – Windfall Project Preliminary Economic Assessment (PEA)* [Technical report, prepared for Osisko Mining Inc.](GAL062-1897250-RevA).

Golder Associates Ltd. (2020). *Factual Report on Data Collection for the Windfall and Osborne-Bell Site Investigation* [Technical report, prepared for Osisko Mining Inc.](GAL080-19118268-19001-Rev0).

Hoek, E. (1994). Strength of rock and rock masses. *International Society for Rock Mechanics (ISRM) News Journal*, *2*(2), 4-16.

Hoek, E. (2007). *Practical Rock Engineering* [e-book]

Hoek, E., & Brown, E. T. (1980). *Underground excavations in rock*. Institution of Mining and Metallurgy.

Hoek, E., & Brown, E. T. (1997). Practical estimates of rock mass strength. *International Journal of Mining Science and Technology*, *34*(8), 1165-1186.

Hoek, E., & Brown, E. T. (2018). The Hoek–Brown Failure Criterion and GSI – 2018 Edition. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, *11*(3), 445-463.

Hoek, E., Carter, T. G., & Diederichs, M. S. (2013). Quantification of the Geological Strength Index chart. 47th US Rock Mechanics/Geomechanics Symposium, San Francisco.

Hoek, E., Kaiser, P. K., & Bawden, W. (1995). *Support of Underground Excavations in Hard Rock*. A.A. Balkema.

Hutchinson, D. J., & Diederichs, M. S. (1996). *Cablebolting in Underground Mines*. BiTech Publishers Ltd.

InnovExplo. (2018). *Rapport technique sur l'analyse des besoins en soutènement pour le projet Windfall Lake* [Technical memorandum, prepared for Osisko Mining Inc.].

Itasca. (2019). *FLAC3D Version 7.00 - Theory and Background*. Itasca Consulting Group, Inc.

Kaiser, P. K., Diederichs, M. S., Martin, C. D., Sharp, J., & Steiner, W. (2000). Underground works in hard rock tunnelling and mining. GeoEng2000, Melbourne, Australia.

Landriault, D. (2001). Backfill in underground mining. In W. A. Hustrulid & R. L. Bullrock (Eds.), *Underground mining methods – Engineering fundamentals and international case studies* (pp. 601-614). Society for Mining, Metallurgy and Exploration.

Li, L., & Aubertin, M. (2012). A Modified Solution to Assess the Required Strength of Exposed Backfill in Mine Stopes. *Canadian Geotechnical Journal*, *49*(8), 994-1002.

Li, L., & Aubertin, M. (2014). An Improved Method to Assess the Required Strength of Cemented Backfill in Underground Stopes with an Open Face. *International Journal of Mining Science and Technology*, *24*, 549-558.

Lorig, L. J. (2013). Guidelines for numerical modelling of rock support for mines. Ground Support 2013, Perth, Australia.

Lowson, A. R., & Bieniawski, Z. T. (2013). Critical Assessment of RMR-Based Tunnel Design Practices: A Practical Engineer's Approach. Rapid Excavation and Tunnelling Conference, Washington, DC, USA.

Mathews, K. E., Hoek, E., Wyllie, D., & Stewart, S. B. (1981). *Prediction of Stable Excavation Spans for Mining at Depths Below 1000 meters in Hard Rock* [CANMET technical report](DSS Serial No. 0SQ80-00081).

Micon International Ltd. (2020). *An Updated Mineral Resource Estimate for the Windfall Lake Project, Located in The Abitibi Greenstone Belt, Urban Township, Eeyou Istchee James Bay, Québec, Canada* [NI 43-101 Technical Report, prepared for Osisko Mining Inc.].

Mirarco. (2015). *An Update to the Canadian Shield Stress Database* [Technical report prepared for Nuclear Waste Management Organization (NWMO)](NWMO-TR-2015-18).

Mitchell, R., Olsen, R. S., & Smith, J. D. (1982). Model studies on cemented tailings used in mine backfill. *Canadian Geotechnical Journal*, *19*, 14-28.

Nickson, S. D. (1992). *Cable Support Guidelines for Underground hard Rock Mine Operations* [Master of Applied Science thesis, University of British Columbia].

Osisko Mining Inc. (2019). *Preliminary Report on Rock Quality Proximal to the Bank and Romeo Deformation Zones* [Internal technical memorandum, prepared by Choquette, B.].

Osisko Mining Inc. (2020). *Preliminary Report: Late faults in the Windfall Lake gold deposit* [Internal report, prepared by Choquette, B. and Fecteau, A.].

Osisko Mining Inc. (2022). *RQD Block Model - 2022-05-20* [PowerPoint presentation prepared by Séverine Blouin and Judith St-Laurent].

Pells, P. J., Bieniawski, Z. T., Hencher, S. R., & Pells, S. E. (2017). Rock Quality Designation (RQD): Time to Rest in Peace. *Canadian Geotechnical Journal*, *54*(6), 825-834.

Perras, M. A., & Diederichs, M. S. (2014). A Review of the Tensile Strength of Rock: Concepts and Testing. *Geotechnical and Geological Engineering*, *32*, 525-546.

Potvin, Y. (1988). *Empirical open stope design in Canada* [Ph.D. thesis, University of British Columbia].

Read, J., & Stacey, P. (2009). *Guidelines for open pit slope design*. CRC Press - Taylor and Francis Group.

Sigra. (2022). *Report on in-situ stress testing on borehole 2602* [Report, prepared for Osisko Mining](523).

Stewart, P. (2005). *Minimising dilution in narrow-vein mines* [Ph.D. thesis, University of Queensland]. Brisbane.

Suorineni, F. T. (2014). Empirical methods in mining geomechanics – Reflections on current state-of-the-art. 1st International Conference on Applied Empirical Design Methods in Mining,

Wyllie, D. C., & Mah, C. W. (2004). *Rock Slope Engineering - Civil and Mining* (4th ed.). Spon Press - Taylor and Francis Group.

Yu, T. R. (1991). Mechanisms of Fill Failure and Fill Strength Requirements. In. Timmins, Ontario, Canada: Falconbridge Limited, Kidd Creek Division.

A²GC
Andrieux & associés consultation géomécanique, s.e.c.
81, rue De Brésoles, unité 309
Montréal, Québec
H2Y 0A1, Canada.
Tél. : (int.) +1-514-379-1789
Courriel : info@a2gc.ca
www.a2gc.ca

Géomécanique
Contrôle de terrain
Forage-sautage
Modélisation numérique
Conception de mines

# MÉMORANDUM TECHNIQUE

Mardi 21 mars 2023

***Document transmis par courriel***

***VERSION FINALE***

Kim-Quyên Nguyên, ing., MBA
*Directrice de projet*
**MINIÈRE OSISKO**
PROJET WINDFALL
1100, avenue Des Canadiens-de-Montréal, suite 300
Montréal, QC
H3B 2S2, Canada.

**Objet : Zones d'exclusion en surface autour des portails Main et Lynx**

À la demande de Minière Osisko (Osisko), A2GC a fourni des recommandations quant aux dimensions des zones d'exclusion requises en surface autour des portails pour le projet Windfall localisé à proximité de Lebel-sur-Quévillon dans le nord-ouest du Québec. Ce mémorandum technique résume le contexte, la méthodologie suivie ainsi que les résultats obtenus.

## 1. Introduction et mise en contexte

Jusqu'en 2021, une zone d'exclusion circulaire d'un rayon de 100 m autour des faces des portails était considérée pour la planification de la localisation des infrastructures de surface. En août 2021, A2GC (St-Onge, 2021b) a fourni des recommandations relatives aux dimensions de la zone d'exclusion autour du portail Main. Ces recommandations avaient été transmises dans une présentation PowerPoint et aucune note technique n'avait alors été produite. Le travail réalisé par A2GC en 2021 est résumé dans le présent mémorandum technique, sans analyse supplémentaire pour le portail Main, mais les recommandations sont étendues au portail Lynx. La localisation des portails Main et Lynx est montrée à la Figure 1.

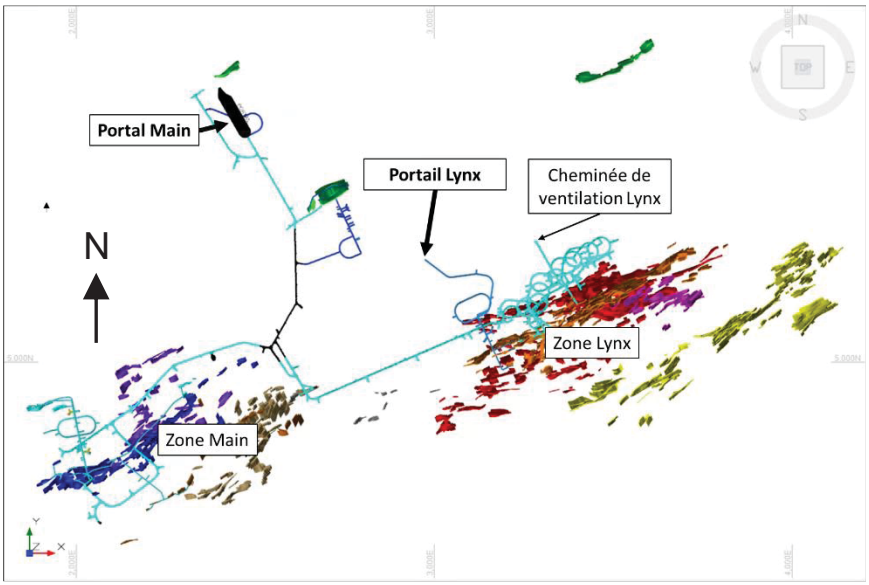



**Figure 1. Vue en plan montrant la localisation des portails Main et Lynx à Windfall, ainsi que les développements et chantiers souterrains planifiés.**

Des infrastructures sont planifiées en surface à proximité du portail Main, mais aucune infrastructure de surface n'est planifiée à proximité du portail Lynx. Il est à noter qu'un bassin (annoté 'D' à la Figure 2) est planifié à l'est du portail Lynx et qu'une partie de ce bassin sera localisée au-dessus de la rampe souterraine. Un schéma des infrastructures de surface considérées par Osisko est montré à la Figure 2 pour référence, ainsi qu'une vue aérienne de la zone du portail Main (Figure 3).

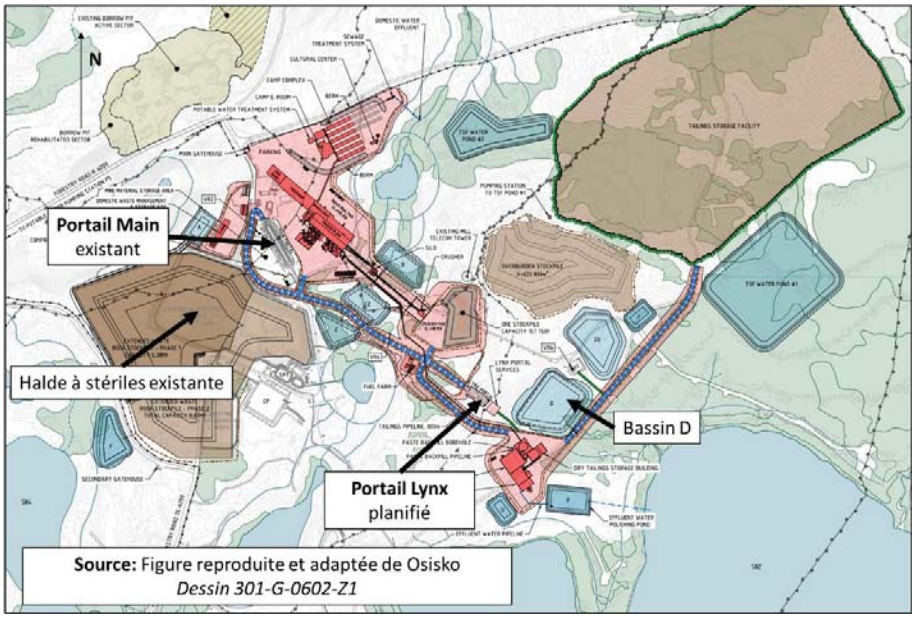



**Figure 2. Vue en plan montrant la localisation des portails Main et Lynx à Windfall, avec les infrastructures de surface planifiées.**

L'objectif de ce mandat est de fournir la longueur minimale de la zone d'exclusion en surface (à partir du portail, au-dessus de l'axe central des rampes), tel qu'illustré à la Figure 4. Des recommandations sont également données concernant la dimension latérale de la zone d'exclusion à respecter en surface perpendiculaire aux murs du portail.

**Figure 3. Vue aérienne du portail Main.**

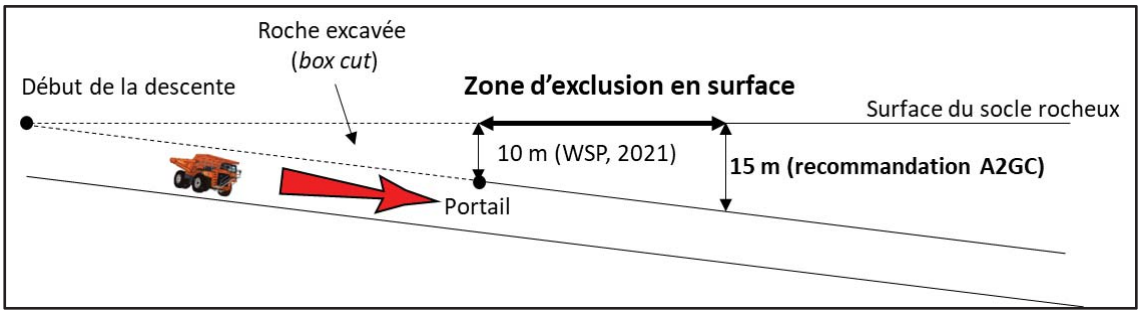



**Figure 4. Schéma de la zone d'exclusion en surface définie au-dessus de l'axe central de la rampe.**

Aucune infrastructure de surface (bâtiments, routes, station d'instrumentation, etc.) ne devrait être placée à l'intérieur des zones d'exclusion dont il est question dans ce mémorandum. Si une activité quelconque devait être réalisée à l'intérieur d'une zone d'exclusion, elle devrait être évaluée an cas par cas et une analyse de risques devrait être réalisée.

Il est à noter que dans les travaux de 2021, les portails Main et Lynx étaient appelés 'Portail 1' et 'Portail 2', respectivement.

## 2. Caractérisation du massif rocheux autour des portails

L'emplacement des portails a été revu by A2GC en 2020 (St-Onge, 2020). Le portail Main est localisé au sud de la faille Windfall dans des roches volcaniques et des intrusions de gabbro. Aucun forage (d'exploration ou géotechnique) n'a été réalisé à proximité de l'emplacement du

portail afin d'investiguer les conditions du massif rocheux au-dessus de la rampe près du portail. Aucun problème de stabilité n'a toutefois été rapporté lors de la construction du portail ou durant sa mise en service.

Le portail Lynx est situé au sud de la faille Roméo dans une formation d'intrusifs felsiques (I1 Frg). Deux forages stratigraphiques (PORT-F01-21 et VR5-F01-21) ont été réalisés en 2021 à proximité du portail afin de confirmer la colonne stratigraphique et la profondeur du socle rocheux. (Morandini & Bondy, 2022). À noter que ces trous ont été forés seulement quelques mètres dans le roc. Des problèmes de stabilité dus à des joints ouverts remplis de matériaux meubles ont été rencontrés dans les premiers 50 m sous la surface du socle rocheux lors de l'excavation de la cheminée de ventilation de la zone Lynx, localisée dans le même type de roche. (L'emplacement de la cheminée de ventilation de la zone Lynx est montré à la Figure 1 pour référence.)

## 3. Recommandations précédentes pour les piliers de surface

Les recommandations au sujet des piliers de surface présentées dans ce document font référence à la hauteur verticale sous le socle rocheux (dans la roche), et non sous la surface de la topographie. Lors des travaux géomécaniques en support à l'évaluation économique préliminaire de 2021 (St-Onge, 2021a), A2GC a fourni les recommandations suivantes pour les piliers de surface au-dessus de chantiers :

- Laisser un pilier de surface de 30 m de roc au-dessus de chantiers ayant une largeur horizontale diluée inférieure ou égale à 6 m; et,
- Laisser un pilier de surface de 40 m de roc au-dessus de chantiers ayant une largeur horizontale diluée entre 6 et 9 m.

Un pilier d'au moins 10 m d'épaisseur de roc au-dessus du portail de la rampe a été recommandé par WSP en 2021 pour la conception du portail Lynx (Fisette & Touijar, 2021). Cette valeur a été retenue pour la conception des portails dans l'étude de faisabilité de 2023.

## 4. Recommandations pour les piliers de surface au-dessus des axes centraux des rampes

Les recommandations pour les piliers de surface sont basées sur la qualité du massif rocheux, les dimensions des excavations sous les piliers, ainsi que l'usage planifié du terrain au-dessus des piliers (relativement au risque d'exposition). Le pilier de 10 m au-dessus du portail proposé par WSP pour le portail Lynx paraît raisonnable considérant qu'aucune infrastructure n'est planifiée en surface à cet endroit. Cependant, la qualité du massif rocheux pourrait être moindre étant donné les instabilités observées près de la surface lors de la construction de la cheminée de ventilation de la zone Lynx.

L'exposition au risque augmente au-dessus du portail Main en raison des infrastructures déjà construites et de celles planifiées – conséquemment, les probabilités de rupture considérées pour la conception doivent être plus petites (i.e., la conception doit être plus conservatrice). Ultimement, **une épaisseur verticale de 15 m de roc** est recommandée par A2GC au-dessus des rampes des portails Main et Lynx, ce qui correspond à trois (3) fois la largeur horizontale de la rampe. Les distances correspondantes au-dessus des axes centraux des rampes pour les portails Main et Principal sont données aux sections 5 et 6, respectivement.

Il est recommandé que les zones d'exclusion au-dessus des axes centraux des rampes aient une largeur de 15 m (i.e., il est recommandé de maintenir des corridors d'exclusion de 15 m de largeur au-dessus des rampes), tel qu'illustré à la Figure 8 et à la Figure 11.

Il est également recommandé de maintenir une distance d'écart latéral (dans la direction perpendiculaire aux murs du portail) d'au moins **15 m à partir de la crête de la pente dans le mort-terrain**, tel qu'illustré à la Figure 5.

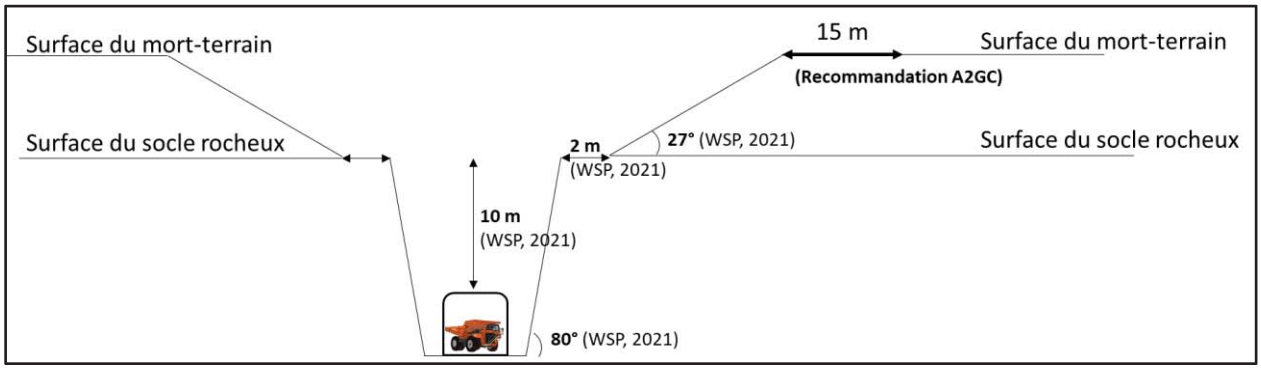



**Figure 5. Distance d'écart latéral à partir de la crête de la pente dans le mort-terrain.**

## 5. Zone d'exclusion en surface autour du portail Main

La rampe au portail Main est rectiligne sur une distance d'environ 300 m. Une vue en section au-dessus de l'axe central de la rampe est montrée à la Figure 6, sur laquelle on peut observer que le socle rocheux plonge le long de la trajectoire de la rampe, ce qui fait en sorte que l'épaisseur du pilier de surface n'augmente que lentement le long de la rampe.

L'épaisseur verticale de roc au-dessus des 100 premiers mètres de la rampe du portail Main est montrée plus en détail à la Figure 7. Les observations suivantes sont faites :

- Une épaisseur verticale de roc de 10 m est atteinte 25 m après le début de la descente (le terme « début de la descente » est défini à la Figure 4) ; et,
- Une épaisseur verticale de roc de 15 m est atteinte 60 m après le début de la descente.

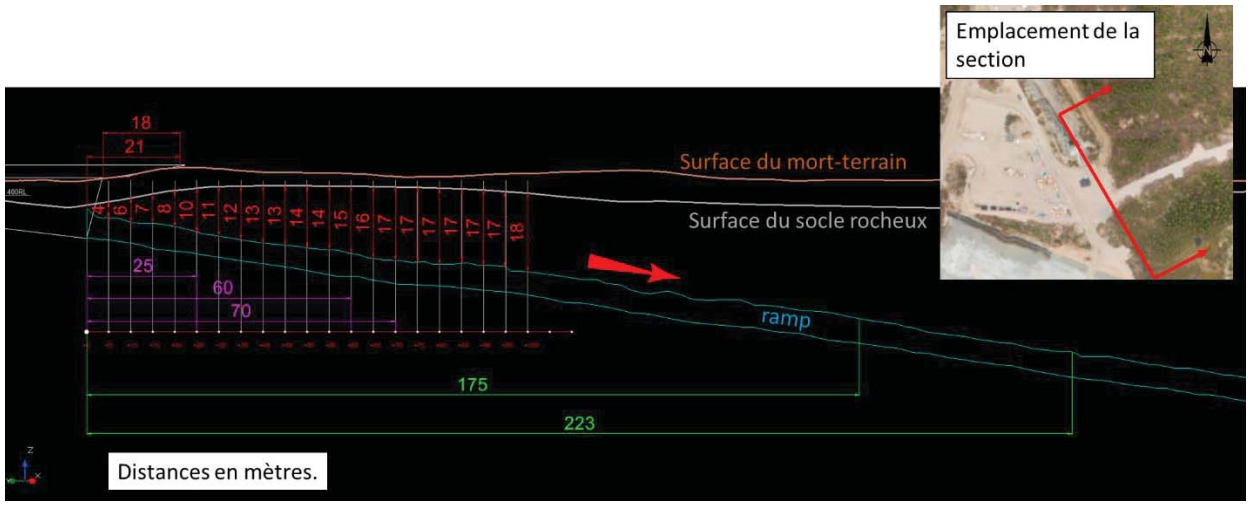



**Figure 6. Section nord-ouest–sud-est (regard vers le nord-est) coupée le long de l'axe central de la rampe du portail Main montrant l'épaisseur verticale de roc au-dessus de la rampe.**

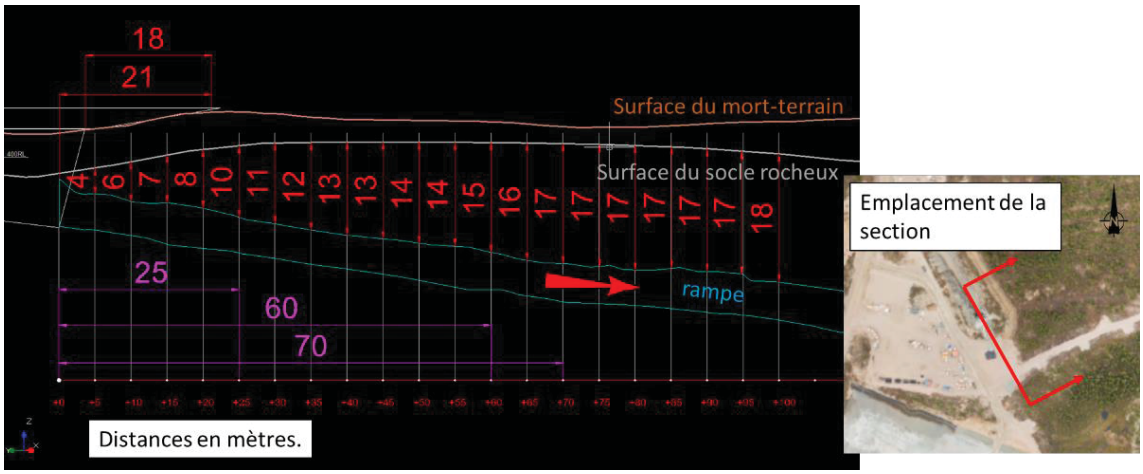



**Figure 7. Section nord-ouest–sud-est (regard vers le nord-est) coupée le long de l'axe central de la rampe du portail Main montrant l'épaisseur verticale de roc au-dessus de la rampe (vue rapprochée).**

Les dimensions de la zone d'exclusion en surface au-dessus du portail Main sont montrées graphiquement à la Figure 8 et sont résumées ci-après :

- Maintenir un corridor d'exclusion de 15 m de largeur et de 60 m de longueur le long de l'axe central de la rampe du portail Main à partir du début de la descente, tel qu'illustré à la Figure 8.
- Maintenir une distance d'écart latéral (dans la direction perpendiculaire aux murs du portail) d'au moins **15 m à partir de la crête de la pente dans le mort-terrain**, tel qu'illustré à la Figure 5.

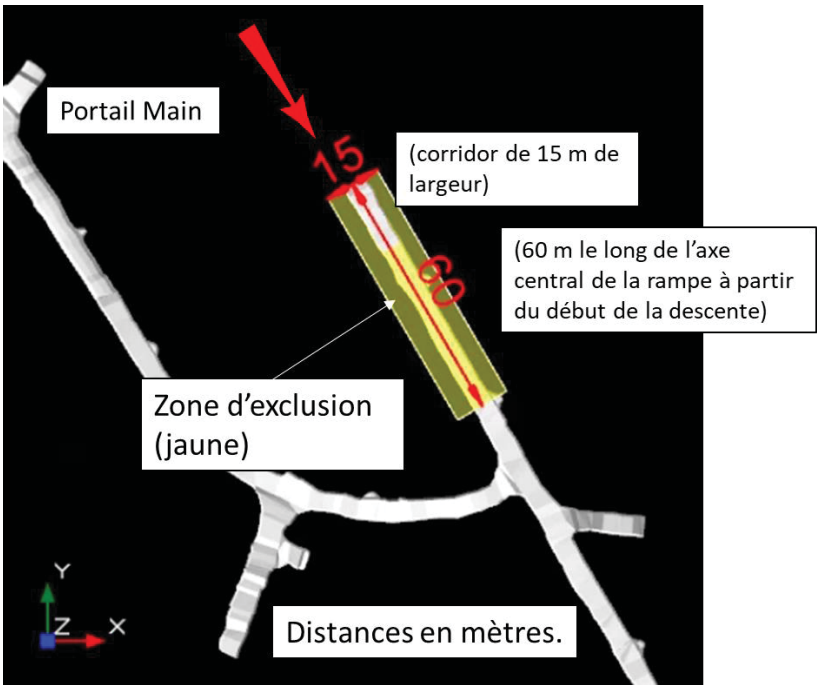



**Figure 8. Vue en plan montrant la zone d'exclusion en surface au-dessus du portail Main.**

## 6. Zone d'exclusion en surface autour du portail Lynx

La rampe au portail Lynx n'est pas rectiligne. Une vue en 3D montrant la rampe et l'épaisseur de roc au-dessus de son axe central est montrée à la Figure 9. Il peut être observé que le socle rocheux plonge le long de l'axe central de la rampe, ce qui fait en sorte que l'épaisseur de roc demeure environ constante (à 17-18 m) sur une distance de plus de 100 m suivant le début de la rampe.

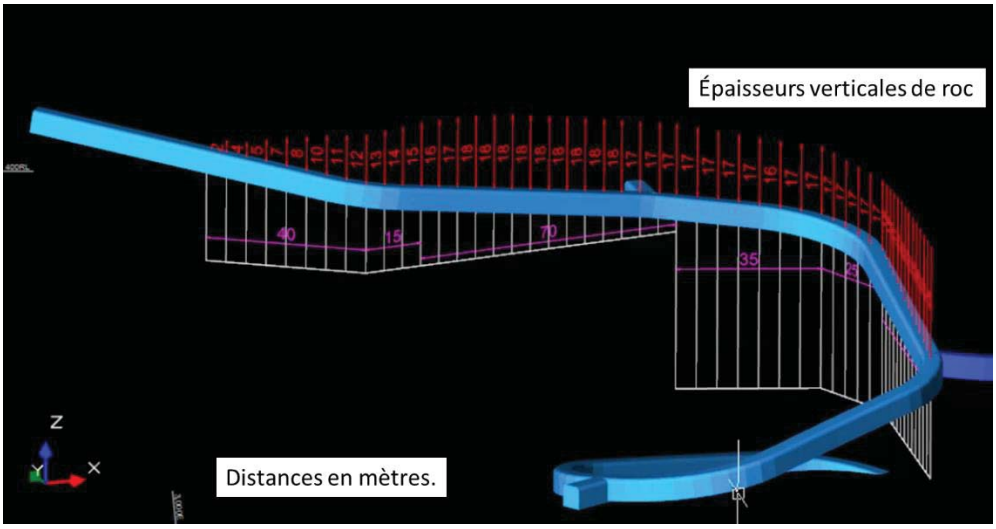



**Figure 9. Vue tridimensionnelle (regard vers le nord) montrant la rampe au portail Lynx et l'épaisseur verticale de roc au-dessus de la rampe.**

L'épaisseur verticale de roc au-dessus des premiers mètres de la rampe du portail Lynx est montrée plus en détail à la Figure 10. Les observations suivantes sont faites :

- Une épaisseur verticale de roc de 10 m est atteinte 30 m après le début de la descente ; et,
- Une épaisseur verticale de roc de 15 m est atteinte 55 m après le début de la descente.

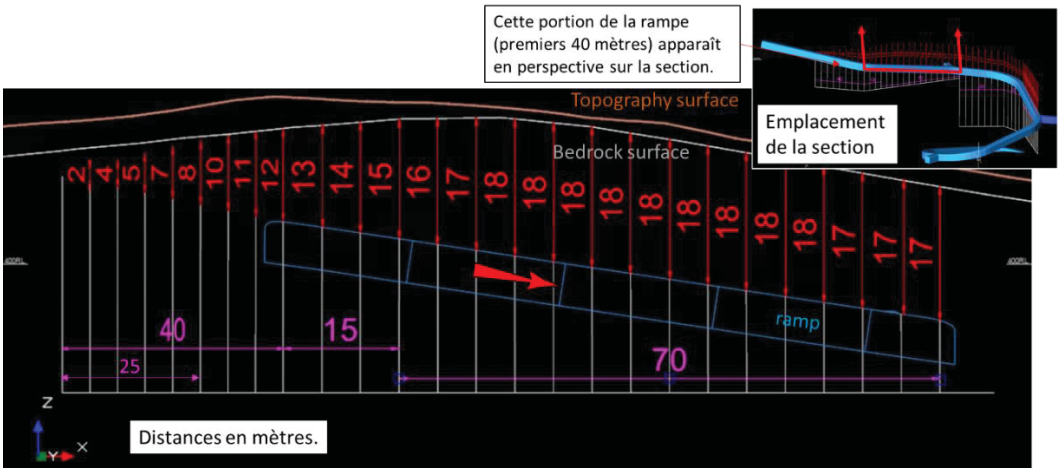



**Figure 10. Section est-ouest (regard vers le nord) coupée le long de l'axe central de la rampe du portail Lynx montrant l'épaisseur verticale de roc au-dessus de la rampe (vue rapprochée).**

Les dimensions de la zone d'exclusion en surface au-dessus du portail Lynx sont montrées graphiquement à la Figure 11 et sont résumées ci-dessous :

- Maintenir un corridor d'exclusion de 15 m de largeur et de 55 m de de longueur le long de l'axe central de la rampe du portail Lynx à partir du début de la descente, tel qu'illustré à la Figure 11.

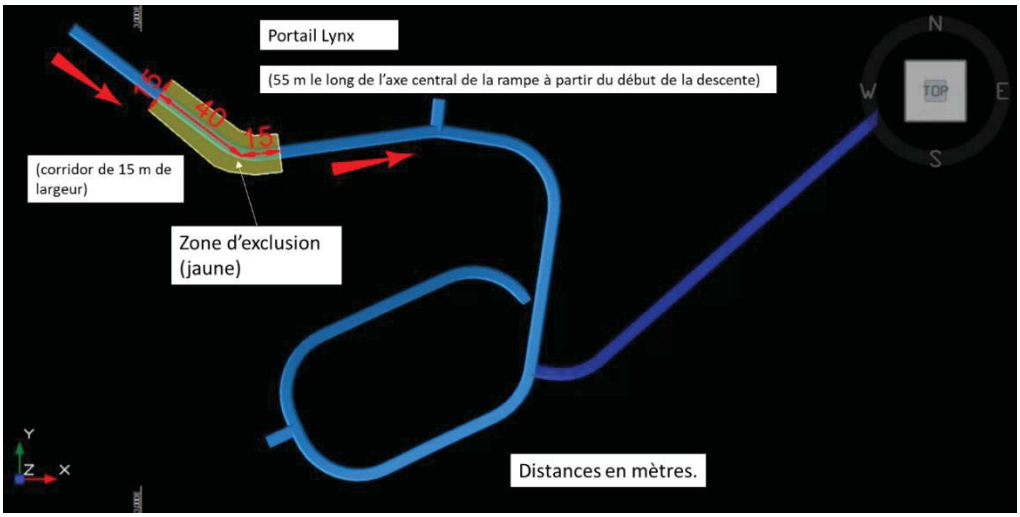



**Figure 11. Vue en plan montrant la zone d'exclusion en surface au-dessus du portail Lynx.**

- Maintenir une distance d'écart latéral (dans la direction perpendiculaire aux murs du portail) d'au moins **15 m à partir de la crête de la pente dans le mort-terrain**, tel qu'illustré à la Figure 5.

Il est à noter que l'épaisseur verticale du roc sous le bassin (bassin D) situé au-dessus de la rampe du portail Lynx est d'environ 17 m. Selon l'épaisseur des matériaux contenus dans ce bassin ainsi que la qualité locale du massif rocheux, cette dimension pourrait devoir être formellement analysée.

## 7. Limites de l'étude

Peu de données géotechniques sont disponibles autour des portails, particulièrement pour le portail Lynx qui n'a pas encore été développé. Si des zones de mauvais terrain venaient à être rencontrées lors de la construction du portail Lynx, les dimensions de la zone d'exclusion présentées dans ce mémorandum pourraient nécessiter une révision.

De plus, en l'absence de données géomécaniques, aucune analyse formelle n'a pu être effectuée. Ainsi, les recommandations fournies dans ce mémorandum sont largement basées sur des évaluations quantitatives et des jugements d'ingénierie. Si des données géomécaniques devenaient disponibles (par exemple, cotes *Q*, valeurs de RMR), des analyses plus formelles pourraient être effectuées.

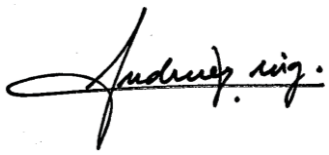
N'hésitez pas à nous contacter pour toute question ou pour de l'information additionnelle concernant les points abordés dans ce document.

Sincèrement,

Amélie C. Ouellet, ing., M.Sc.A.
*Ingénieure sénior*
Courriel : amelie@a2gc.ca
Portable : (int.) +1-514-266-0689

**Revue interne :**

Ce document a été révisé à l'interne le lundi 20 mars 2023 dans le cadre du programme de contrôle de qualité d'A2GC. Son contenu a été trouvé conforme aux critères de qualité établis pour la documentation technique.



Patrick Andrieux, ing., Eng., Ph.D.
Ingénieur de consultation désigné
*Ingénieur principal*
Courriel : patrick@a2gc.ca
Portable : (int.) +1-514-953-2773

**Contrôle des versions :**

Ce mémorandum technique est une version finale. Il s'agit de la traduction intégrale en français du mémorandum intitulé *Stand-off Distances for Surface Infrastructures Around the Main and Lynx Portals at Windfall*, dont la version finale fut émise le vendredi 17 mars 2023 (réf. A2GC 2281-WIN-005-M-20230310-02). Cette version finale remplace la version émise le 20 mars 2023 (réf. A2GC 2281-WIN-005-M-20230310-03/F).

**Copies :**

***Osisko*** – Andréanne Boisvert.
***A2GC*** – Patrick Andrieux, dossiers.

## 8. Références

Fisette, H., et A. Touijar (2021). *Lynx Portal Design (PEA Level).* Note technique de WSP-Golder à Minière Osisko, inc., réf. WSP 201-11330-09, 12 pp. Montréal, QC, Canada. (04 mars.)

Morandini, L., et K. Bondy (2022). *Étude géotechnique pour la conception des infrastructures de surface, Rapport géotechnique factuel – Portail Lynx, Site minier Windfall, Baie-James.* Rapport technique de WSP-Golder à Minière Osisko, inc., réf. WSP-Golder 201-11330-29, 17 pp. Montréal, QC, Canada. (26 juillet.)

St-Onge, N. (2020). *Review of Location of Portals.* Présentation technique d'A2GC à Minière Osisko, inc., réf. A2GC 2160-WIN-002-P-20201002-v1, 9 pp. Montréal, QC, Canada. (02 octobre.)

St-Onge, N. (2021a). *Windfall Lake Project – Rock Engineering in Support of the Mine Design for the 2021 Preliminary Economic Assessment.* Rapport technique d'A2GC à Minière Osisko, inc., réf. A2GC 2160-WIN-002-R-20210119-F, 208 pp. Montréal, QC, Canada. (04 mai.)

St-Onge, N. (2021b). *Stand-off Distances Around Portal 1 for Surface Infrastructures.* Présentation technique d'A2GC à Minière Osisko, inc., réf. A2GC 2160-WIN-002-P-20210818-v1, 9 pp. Montréal, QC, Canada. (18 août.)

# ANNEXE

# F

## ESTIMATION DES COÛTS DE RESTAURATION

| | Minière Osisko Inc.<br>Plan de restauration \| Phase d'exploitation<br>Projet minier Windfall<br>Tableau 1 :<br>Estimation des coûts directs de fermeture et de restauration - Démantèlement des bâtiments et infrastructures de soutien<br>N° Projet: 201-11330-19 | Révision<br>Rév. 0 | Date<br>2023-03-13 | |
|---|---|---|---|---|

| | Description | Unité | Coût unitaire A | Quantité B | Montant calculé (A X B) |
|---|---|---|---|---|---|
| **1.0** | **Sécurisation du site minier** | | | | |
| 1.1 | Portail Principal - Retrait de la structure, remblayage du portail d'exploration et régalage surface avec remblai en vrac | $m^3$ | 20,65 $ | 3 600 | 74 340 $ |
| 1.2 | Portail Lynx - Retrait de la structure, remblayage du portail Lynx et régalage surface avec remblai en vrac | $m^3$ | 20,65 $ | 3 800 | 78 470 $ |
| 1.3 | Démantèlement et sécurisation des monteries de ventilation (installation de dalles de béton armé) | Unité | 29 930 $ | 4 | 119 720 $ |
| 1.4 | Installation de panneaux de signalisation "Danger" autour des portails et à l'endroit des monteries de ventilation[1] | Unité | 420 $ | 21 | 8 910 $ |
| 1.5 | Obstruction des chemins d'accès[2] | Unité | 660 $ | 16 | 10 560 $ |
| | | | | **Sous total 1.0** | **292 000 $** |
| **2.0** | **Démantèlement des bâtiments et infrastructures - Secteur du campement d'exploration - Hors des limites du projet** | | | | |
| | | | | **Sous total 2.0** | **0 $** |
| **3.0** | **Démantèlement des bâtiments et infrastructures - Secteur Mine** | | | | |
| ***Bâtiments et infrastructures d'extraction et de traitement de minerai*** | | | | | |
| 3.1 | Bâtiment multiservices - Bureaux, infirmerie, etc. (roulottes) | Unité | 4 490 $ | 3 | 13 470 $ |
| 3.2 | Usine de traitement du minerai | Unité | 8 400 153 $ | 1 | 8 400 150 $ |
| 3.3 | Usine de concassage | Unité | 4 592 811 $ | 1 | 4 592 810 $ |
| ***Bâtiments et infrastructures de traitement de résidus et des eaux*** | | | | | |
| 3.4 | Mégadôme d'entreposage des résidus filtrés | Unité | 1 182 883 $ | 1 | 1 182 880 $ |
| 3.5 | Usine de traitement des eaux - Nouvelle | Unité | 306 060 $ | 1 | 306 060 $ |
| 3.6 | Usine de traitement des eaux - Existante[3] | Unité | 3 845 $ | 1 | 3 850 $ |
| ***Campement*** | | | | | |
| 3.7 | Centre culturel des Premières Nations | Unité | 12 000 $ | 1 | 12 000 $ |
| 3.8 | Camp permanent | Unité | 4 500 $ | 93 | 418 500 $ |
| ***Infrastructures électriques, de transport et de soutien*** | | | | | |
| 3.9 | Guérites | Unité | 14 860 $ | 2 | 29 720 $ |
| 3.10 | Tour de télécommunication | Unité | 6 000 $ | 3 | 18 000 $ |
| 3.11 | Conteneurs d'entreposage | Unité | 4 760 $ | 40 | 190 400 $ |
| 3.12 | Dalle de béton des postes de distribution d'essence | $m^3$ | 90 $ | 36 | 3 240 $ |
| 3.13 | Garage | Unité | 483 370 $ | 1 | 483 370 $ |
| 3.14 | Carothèque de production | Unité | 108 850 $ | 1 | 108 850 $ |
| 3.15 | Mégadome - entreposage des résidus miniers | Unité | 89 440 $ | 1 | 89 440 $ |
| 3.16 | Postes de distribution de carburant incl. réservoirs | Unité | 9 370 $ | 5 | 46 850 $ |
| 3.17 | Système de traitement des eaux usées et systèmes électriques | Unité | 23 290 $ | 1 | 23 290 $ |
| 3.18 | Système de traitement de l'eau potable | Unité | 5 170 $ | 3 | 15 510 $ |
| 3.19 | Tuyauterie pour réservoirs de propane[4] | Unité | 6 000 $ | 1 | 6 000 $ |
| 3.20 | Génératrices incl. réservoirs | Unité | 27 210 $ | 3 | 81 630 $ |
| 3.21 | Infrastructures de distribution électrique[5] | Unité | 637 960 $ | 1 | 637 960 $ |
| 3.22 | Sous-stations électriques (E-Rooms, incl. 3 dalles préfabriquées) | Unité | 13 600 $ | 3 | 40 800 $ |
| 3.23 | Équipements de soutient - Portail Principal (Modules ventilateur/chauffage, air comprimé, etc.) | Unité | 12 000 $ | 6 | 72 000 $ |
| 3.24 | Équipements de soutient - Portail Lynx (Modules ventilateur/chauffage, etc.) | Unité | 12 000 $ | 5 | 60 000 $ |
| | | | | **Sous total 3.0** | **16 836 780 $** |
| | | | | **Total - Démantèlement des bâtiments et infrastructures de soutien** | **17 128 780 $** |

Notes:

1) Il a été considéré que des panneaux de signalisation indiquant le danger seraient installés tous les 30 m.
2) Il a été considéré que 4 accès seront bloqués avec 4 blocs.
3) L'UTE existante sera démantelé lorsque la nouvelle UTE sera pleinement fonctionnelle.
4) Les réservoirs de propane sont loués. Ils sont donc exclus des couts de démantèlement.
5) Certaines infrastructures électriques, dont le poste principal, ne sont pas la propriété d'Osisko et sont donc exclus des coûts de restauration.

| | Minière Osisko Inc.<br>Plan de restauration \| Phase d'exploitation<br>Projet minier Windfall<br>Tableau 2 :<br>Estimation des coûts directs de fermeture et de restauration - Disposition de la machinerie<br>N° Projet: 201-11330-19 | Révision<br>Rév. 0 | Date<br>2023-03-13 | |
|---|---|---|---|---|

| | Description | Type ou Modèle | Coût unitaire A | Quantité B | Montant calculé (A X B) |
|---|---|---|---|---|---|
| **1.0** | **Équipement mobile souterrain** | | | | |
| ***Équipement pour la production et le développement*** | | | | | |
| 1.1 | Foreuse frontale (Humbos) | Epiroc M20-EV | 5 600 $ | 5 | 28 000 $ |
| 1.2 | Boulonneuse | MacLean 975 - EV Omnia | 5 600 $ | 7 | 39 200 $ |
| 1.3 | Boulonneuse | MacLean 975 - EV Omnia High Reach | 5 600 $ | 1 | 5 600 $ |
| 1.4 | Transporteur d'émulsion (développement) | MacLean EC3-EV | 2 650 $ | 3 | 7 950 $ |
| 1.5 | Tansporteur d'émulsion (production) | MacLean CS3-EV | 5 600 $ | 2 | 11 200 $ |
| 1.6 | Chargeuse souterraine - 14 t | Epiroc ST14 | 5 600 $ | 5 | 28 000 $ |
| 1.7 | Chargeuse souterraine - 18 t | Epiroc ST18 | 5 600 $ | 3 | 16 800 $ |
| 1.8 | Camion tombereau - 54 t | Epiroc MT54 | 5 600 $ | 10 | 56 000 $ |
| 1.9 | Foreuse de production hydraulique èa longs trous | Epiroc Simba ME7C-EV | 5 600 $ | 5 | 28 000 $ |
| 1.10 | Foreuse à long trou | Sandvik DL 432i | 5 600 $ | 2 | 11 200 $ |
| 1.10 | Élévateur à ciseaux | MacLean SL3-EV | 2 650 $ | 5 | 13 250 $ |
| ***Équipement de service*** | | | | | |
| 1.11 | Camion Block Holder | MacLean BH3-EV | 2 650 $ | 1 | 2 650 $ |
| 1.12 | Camion à mat | MacLean BT3-EV | 2 650 $ | 2 | 5 300 $ |
| 1.13 | Chargeuse souterraine - 3.6 t | Epiroc ST2 | 2 650 $ | 2 | 5 300 $ |
| 1.14 | Nivelleuse | MacLean GR5-EV | 2 650 $ | 2 | 5 300 $ |
| 1.15 | Machine èa béton projeté - SWATcrete Mobile CRF Unit[1] | Entrepreneur | 0 $ | 1 | - $ |
| 1.16 | Machine èa béton projeté - SWATcrete Sprayer[1] | Entrepreneur | 0 $ | 1 | - $ |
| 1.17 | Camion modulaire - 14 à 22 passagers | MacLean PC3-EV | 2 650 $ | 2 | 5 300 $ |
| 1.18 | Camion modulaire pour le personnel - 2 à 4 passagers | Kovaterra - K200 - IFIX10017 | 900 $ | 12 | 10 800 $ |
| 1.19 | Camion de service - Service technique | Kovaterra - K200 - IFIX10049 | 900 $ | 5 | 4 500 $ |
| 1.20 | Camion de service - Arpentage | Kovaterra - K200 - IFIX10029 | 900 $ | 2 | 1 800 $ |
| 1.21 | Camion de service avec grue | Kovaterra - K200 - IFIX10022 | 900 $ | 1 | 900 $ |
| 1.22 | Camion de service - Mécanique | Kovaterra - K200 – IFI10528 | 900 $ | 3 | 2 700 $ |
| 1.23 | Camion de service - Construction | Kovaterra - MT100 - IFIF99338 | 900 $ | 3 | 2 700 $ |
| | | | | **Sous total 1.0** | **292 450 $** |
| **2.0** | **Équipement mobile de surface** | | | | |
| 2.1 | Véhicule de type pick-up | RAM 2500 | 900 $ | 14 | 12 600 $ |
| 2.2 | Niveleuse | JD 772G | 2 650 $ | 1 | 2 650 $ |
| 2.3 | Camion à eau | TA 400 | 2 650 $ | 1 | 2 650 $ |
| 2.4 | Chargeur | WA 320 | 2 650 $ | 1 | 2 650 $ |
| 2.5 | Chargeur | WA 600 | 2 650 $ | 1 | 2 650 $ |
| 2.6 | Chargeur | WS 380 | 2 650 $ | 1 | 2 650 $ |
| 2.7 | Chargeur | WA 500 | 2 650 $ | 1 | 2 650 $ |
| 2.8 | Camion articué de 40 t | 740 | 2 650 $ | 2 | 5 300 $ |
| 2.9 | Bulldozer | D8T et D6 | 5 600 $ | 2 | 11 200 $ |
| 2.10 | Compacteur | DH 5 | 5 600 $ | 1 | 5 600 $ |
| 2.11 | Pelle hydraulique | PC 360 | 5 600 $ | 1 | 5 600 $ |
| 2.12 | Pelle hydraulique | 320 | 1 200 $ | 1 | 1 200 $ |
| 2.13 | Chariot élévateur | P 6000 | 1 200 $ | 1 | 1 200 $ |
| 2.14 | Chargeuse compacte | 2424D3 | 1 200 $ | 1 | 1 200 $ |
| 2.15 | Chariot élévateur à mat rétractable | 7300 | 1 200 $ | 1 | 1 200 $ |
| 2.16 | Ambulance | Chevrolet | 2 650 $ | 1 | 2 650 $ |
| 2.17 | Camion de pompier | Volvo WCN | 2 650 $ | 1 | 2 650 $ |
| 2.18 | Véhicule d'urgence | 40S | 2 650 $ | 1 | 2 650 $ |
| 2.19 | Véhicule tout terrain | Outlander | 2 650 $ | 1 | 2 650 $ |
| 2.20 | Motoneige | Skandic | 1 200 $ | 1 | 1 200 $ |
| | | | | **Sous total 2.0** | **72 800 $** |
| | | | | **Total - Disposition de la machinerie** | **365 250 $** |

Notes:

1) Les équipements mobiles n'appartenant pas à Osisko seront récupérés par l'entrepreneur à la fin des opérations.

| | Minière Osisko Inc.<br>Plan de restauration \| Phase d'exploitation<br>Projet minier du Windfall<br>Tableau 3 :<br>Estimation des coûts directs de fermeture et de restauration - Travaux de restauration<br>N° Projet: 201-11330-08 | Révision<br>Rév. 0 | Date<br>2023-03-13 | |
|---|---|---|---|---|

| | Description | Unité | Coût unitaire A | Quantité B | Montant calculé (A X B) |
|---|---|---|---|---|---|
| **4.0** | **Restauration de l'aire industrielle (Empreinte des bâtiments et usine, des aires d'entreposage et des voies de circulations)** | | | | |
| 4.1 | Excavation et disposition de la membrane[1] | $m^2$ | 4,58 $ | 320 708 | 1 468 440 $ |
| 4.2 | Scarification des surfaces et aires à revégéter - Aires industrielles | $m^2$ | 3,35 $ | 283 387 | 949 350 $ |
| 4.3 | Scarification des surfaces et aires à revégéter - Chemins | $m^2$ | 3,35 $ | 48 573 | 162 720 $ |
| 4.4 | Scarification des surfaces et aires à revégéter - Halde à minerai | $m^2$ | 3,35 $ | 14 077 | 47 160 $ |
| 4.5 | Recouvrement de 150 mm de dépôts meubles[2] | $m^3$ | 8,60 $ | 51 906 | 446 390 $ |
| 4.6 | Ensemencement des aires | $m^2$ | 2,98 $ | 346 037 | 1 031 190 $ |
| | | | | **Sous total 4.0** | **4 105 250 $** |
| **5.0** | **Secteur exploration - Hors des limites du projet.** | | | | |
| | | | | **Sous total 5.0** | **0 $** |
| **6,0** | **Restauration de la halde à mort-terrain[3]** | | | | |
| 6,4 | Ensemencement des aires | $m^2$ | 2,98 $ | 91 080 | 271 420 $ |
| | | | | **Sous total 6.0** | **271 420 $** |
| **7.0** | **Restauration de la haldes à stériles** | | | | |
| 7.1 | 200 mm de matériaux granulaires 0-20 mm ou sable[4] | $m^3$ | 24,81 $ | 47 630 | 1 181 710 $ |
| 7.2 | Fourniture et installation d'une géomembrane | $m^2$ | 12,95 $ | 238 152 | 3 084 070 $ |
| 7.3 | Drain PEHD 100 mm perforé, enrobé d'un géotextile | m.l. | 39,63 $ | 11 608 | 460 030 $ |
| 7.4 | 300 mm de matériaux granulaires 0-20 mm ou sable[4] | $m^3$ | 24,81 $ | 71 446 | 1 772 570 $ |
| 7.5 | Recouvrement de 150 mm de dépôts meubles[2] | $m^3$ | 8,60 $ | 35 723 | 307 220 $ |
| 7.6 | Ensemencement des aires | $m^2$ | 2,98 $ | 238 152 | 709 690 $ |
| | | | | **Sous total 7.0** | **7 515 290 $** |
| **8.0A** | **Restauration du parc à résidus - Phase I** | | | | |
| 8.1 | Fourniture et installation d'une géomembrane | $m^2$ | 12,95 $ | 242 600 | 3 141 670 $ |
| 8.2 | Drain PEHD 100 mm perforé, enrobé d'un géotextile | m.l. | 39,63 $ | 30 671 | 1 215 500 $ |
| 8.3 | 750 mm de matériaux granulaires 0-20 mm ou sable[4] | $m^3$ | 24,81 $ | 181 950 | 4 514 180 $ |
| 8.4 | Recouvrement de 150 mm de dépôts meubles[2] | $m^3$ | 8,60 $ | 36 390 | 312 950 $ |
| 8.5 | Ensemencement des aires | $m^2$ | 2,98 $ | 242 600 | 722 950 $ |
| | | | | **Sous total 8.0A** | **9 907 250 $** |
| **8.0B** | **Restauration du parc à résidus - Phase II** | | | | |
| 8.1 | Fourniture et installation d'une géomembrane | $m^2$ | 12,95 $ | 120 100 | 1 555 300 $ |
| 8.2 | Drain PEHD 100 mm perforé, enrobé d'un géotextile | m.l. | 39,63 $ | 5 702 | 225 970 $ |
| 8.3 | 750 mm de matériaux granulaires 0-20 mm ou sable[4] | $m^3$ | 24,81 $ | 90 075 | 2 234 760 $ |
| 8.4 | Recouvrement de 150 mm de dépôts meubles[2] | $m^3$ | 8,60 $ | 18 015 | 154 930 $ |
| 8.5 | Ensemencement des aires | $m^2$ | 2,98 $ | 120 100 | 357 900 $ |
| | | | | **Sous total 8.0B** | **4 528 860 $** |

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| **8.0C** | **Restauration du parc à résidus - Phase III** | | | | |
| 8.1 | Fourniture et installation d'une géomembrane | $m^2$ | 12,95 $ | 102 600 | 1 328 670 $ |
| 8.2 | Drain PEHD 100 mm perforé, enrobé d'un géotextile | m.l. | 39,63 $ | 15 470 | 613 080 $ |
| 8.3 | 750 mm de matériaux granulaires 0-20 mm ou sable[4] | $m^3$ | 24,81 $ | 76 950 | 1 909 130 $ |
| 8.4 | Recouvrement de 150 mm de dépôts meubles[2] | $m^3$ | 8,60 $ | 15 390 | 132 350 $ |
| 8.5 | Ensemencement des aires | $m^2$ | 2,98 $ | 102 600 | 305 750 $ |
| 8.6 | Berme stabilisatrice - Excavation de la clé | $m^3$ | 10,60 $ | 67 100 | 711 260 $ |
| 8.7 | Berme stabilisatrice - Remblais contrôlé | $m^3$ | 24,81 $ | 67 100 | 1 664 750 $ |
| 8.8 | Berme stabilisatrice - Remblais de masse | $m^3$ | 20,65 $ | 115 400 | 2 383 010 $ |
| | | | | **Sous total 8.0C** | **9 048 000 $** |
| **9.0** | **Restauration des bassins** | | | | |
| 9.1 | Gestion des boues[5] | $m^3$ | 8,49 $ | 78 038 | 662 780 $ |
| 9.2 | Excavation et disposition des membranes | $m^2$ | 4,58 $ | 263 661 | 1 207 240 $ |
| 9.3 | Remblayage, nivellement et régalage de la surface | $m^3$ | 20,65 $ | 330 460 | 6 824 000 $ |
| 9.4 | Recouvrement de 150 mm de dépôts meubles[2] | $m^3$ | 8,60 $ | 39 019 | 335 560 $ |
| 9.5 | Ensemencement des aires | $m^2$ | 2,98 $ | 260 127 | 775 180 $ |
| | | | | **Sous total 9.0** | **9 804 760 $** |
| **10.0** | **Restauration des fossés collecteurs** | | | | |
| 10.1 | Excavation et disposition des membranes | $m^2$ | 4,58 $ | 73 792 | 337 880 $ |
| 10.2 | Remblayage, nivellement et régalage de la surface | $m^3$ | 20,65 $ | 40 636 | 839 130 $ |
| 10.3 | Recouvrement de 150 mm de dépôts meubles[2] | $m^3$ | 8,60 $ | 13 208 | 113 590 $ |
| 10.4 | Ensemencement des aires | $m^2$ | 2,98 $ | 88 053 | 262 400 $ |
| | | | | **Sous total 10.0** | **1 553 000 $** |
| **11.0** | **Programme de caractérisation des sols et gestion des sols contaminés** | | | | |
| 11.1 | Caractérisation environnementale du site[6] | Forfait | 198 700 $ | 1 | 198 700 $ |
| 11.2 | Enlèvement et disposition des sols contaminés aux hydrocarbures[7] | Forfait | 170 520 $ | 1 | 170 520 $ |
| 11.3 | Gestion des sols contaminés en métaux[8] | $m^3$ | 15,26 $ | 13 083 | 199 680 $ |
| | | | | **Sous total 11.0** | **568 900 $** |
| **12.0** | **Traitement des eaux en période de postrestauration** | | | | |
| 12.1 | Opération du système de pompage | Forfait/Année | 7 020 $ | 2 | 14 040 $ |
| 12.2 | Visites - 2x par année | Forfait/Année | 2 976 $ | 2 | 5 950 $ |
| 12.3 | Traitement des eaux | Forfait/Année | 20 250 $ | 2 | 40 500 $ |
| | | | | **Sous total 12.0** | **60 490 $** |
| | | | | **Total - Travaux de restauration** | **47 363 220 $** |

Notes:

1) La superficie utilisée inclut l'aire industrielle ainsi que l'aire des chemins de halage puisqu'ils sont imperméabilisés.

2) Le coût unitaire inclut le chargement, le transport et l'épandage du sol en considérant que le matériel provient de la halde à mort terrain.

3) Selon les données actuelle, la halde à mort-terrain contiendra un certain volume de matériau à la fin des travaux de restauration.

4) Le coût unitaire inclut le chargement, le transport et la mise en place du matériau et est basé sur des soumissions d'entrepreneurs.

5) Il a été considéré qu'environ 0,30 m de boues auront été accumulées dans chaque bassin. Les boues seront transportées sous terre si possible, ou transportées dans un site autorisé.

6) Le coût de la caractérisation varie selon l'aire à caractériser et la localisation du site. Il est basé sur des projets similaires réalisés par WSP.

7) À titre préliminaire, il a été considéré qu'un total de 225 $m^3$ de sols situés près des réservoirs de produits pétroliers, du garage, du concentrateur et de la station de production d'électricité aura subi une contamination en hydrocarbures pétroliers et ne pourront être gérés qu'en période de restauration. Un volume de 60 $m^3$ de sols contaminés existant au site devra également être géré en période de restauration. Il a été considéré d'excaver et de disposer des sols affectés par les hydrocarbures pétroliers dans un site autorisé.

8) À titre préliminaire, il est considéré que 10 % de l'aire des installations de surface aura été affectée par les métaux sur 150 mm. Il est prévu de relocaliser les sols affectés par les métaux sous terre. La superficie du campement représentant 30% de cette superficie est exclue.

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| wsp | Minière Osisko Inc.<br>Plan de restauration \| Phase d'exploitation<br>Projet minier Windfall<br>Tableau 4 :<br>Sommaire des coûts de fermeture et de restauration - Sommaire des coûts<br>N° Projet: 201-11330-19 | Révision<br>Rév. 0 | Date<br>2023-03-13 | OSISKO MINING |

| Estimation des coûts directs | | Montant calculé |
|---|---|---|
| **1,0** | **Total des coûts de restauration** | |
| 1,1 | Démantèlement des bâtiments et infrasctructures | 17 128 780 $ |
| 1,2 | Disposition de la machinerie | 365 250 $ |
| 1,2 | Travaux de restauration | 47 363 220 $ |
| | **Sous-total 1.0** | **64 857 250 $** |
| **2,0** | **Suivis postexploitation et postrestauration** | |
| 2,1 | Suivi annuel sur l'intégrité et stabilité des ouvrages - 5 ans | 51 825 $ |
| 2,2 | Suivi agronomique annuel - 5 ans | 34 275 $ |
| 2,3 | Suivi environnemental - 2 ans postexploitation et 10 ans postrestauration | 601 583 $ |
| | **Sous-total 2.0** | **687 683 $** |
| | **Sous-total - Coûts directs** | **65 544 933 $** |
| **3,0** | **Estimation des coûts de fermeture et de restauration indirects** | |
| **3,1** | Coûts d'ingénierie - 10% | 6 554 500 $ |
| | **Sous-total - Coûts indirects** | **6 554 500 $** |
| **4,0** | **TOTAL - Coûts de fermeture et de restauration directs et indirects** | |
| **4,1** | Total des coûts directs et indirects | 72 099 433 $ |
| **4,2** | Contingence - 15% | 10 814 915 $ |
| | **TOTAL** | **82 914 348 $** |