

MUNICIPALITÉ DE CHELSEA

GLISSEMENT DE TERRAIN ENTRE LES CHEMINS WRIGHT ET LORETTA

ÉTUDE GÉOTECHNIQUE COMPLÉMENTAIRE

CHELSEA, QUÉBEC

RÉF. WSP : 171-06536-00

DATE : 14 NOVEMBRE 2017

CONFIDENTIEL





MUNICIPALITÉ DE CHELSEA
**GLISSEMENT DE TERRAIN
ENTRE LES CHEMINS WRIGHT
ET LORETTA**
ÉTUDE GÉOTECHNIQUE
COMPLÉMENTAIRE
CHELSEA, QUÉBEC

CONFIDENTIEL

REF. WSP : 171-06536-00
DATE : 14 NOVEMBRE 2017

RAPPORT (VERSION FINALE)

WSP CANADA INC.
BUREAU 200
480 BOUL. DE LA CITÉ
GATINEAU (QUÉBEC) J8T 8R3
CANADA

TÉL. : +1-819-243-2827
TÉLÉC. : +1-813-243-2019

WSP.COM

GESTION DE LA QUALITÉ

VERSION	DATE	DESCRIPTION
1	8 septembre 2017	Version préliminaire
2	14 novembre 2017	Version finale

SIGNATURES

PRÉPARÉ PAR

Michel Kuntz, Ph.D, ing. (OIQ #146079)
Chargé de discipline



Kristina Bondy, ing. (OIQ 146117)
Chargée de discipline

RÉVISÉ PAR

Luc Paquette, ing.
(OIQ #110523)
Chef d'équipe

Le présent rapport a été préparé par WSP pour le compte de Municipalité de Chelsea conformément à l'entente de services professionnels. La divulgation de tout renseignement faisant partie du présent rapport incombe uniquement au destinataire prévu. Son contenu reflète le meilleur jugement de WSP à la lumière des informations disponibles au moment de la préparation du rapport. Toute utilisation que pourrait en faire une tierce partie ou toute référence ou toutes décisions en découlant sont l'entière responsabilité de ladite tierce partie. WSP n'accepte aucune responsabilité quant aux dommages, s'il en était, que pourrait subir une tierce partie à la suite d'une décision ou d'un geste basé sur le présent rapport. Cet énoncé de limitation fait partie du présent rapport.

© 2017, Municipalité de Chelsea. Tous droits réservés.

La préparation de la présente étude géotechnique fait partie de l'étude de faisabilité réalisée avec le concours du Fonds municipal vert, un fonds financé par le gouvernement du Canada et administré par la Fédération canadienne des municipalités. Malgré cet apport, les opinions exprimées sont celles des auteurs, et la Fédération canadienne des municipalités et le gouvernement du Canada n'assument aucune responsabilité à leur égard.

Référence à citer :

WSP. 2017. *Glissement de terrain entre les chemins Wright et Loretta, Étude géotechnique complémentaire, Chelsea, Québec*. Rapport produit pour Municipalité de Chelsea. Réf. WSP : 171-06536-00. 18 pages et annexes.

ÉQUIPE DE RÉALISATION

MUNICIPALITÉ DE CHELSEA

Directrice du service des travaux publics et infrastructures Paola Zurro, ing. jr., LEEP AP : BD+C

Chargé de projet Claude Doucet, ing. urbaniste

WSP CANADA INC. (WSP)

Chargée de projet Isabelle Sanchez, ing , M.Ing., MBA

Étude et rédaction du rapport Michel Küntz, Ph.D., ing.

Analyses de stabilité Kristina Bondy, ing., M.ing.

Assistante de projet, arpentage Nadine Chartrand, tech.

Assistant de projet, arpentage Carl Bisson, tech.

Assistante de projet, cartographie Iveline Douce, cartographe

Assistant de projet, cartographe Sébastien Major, tech.

ÉNONCÉ DE RESPONSABILITÉ

Ce rapport a été préparé par WSP Canada Inc. (WSP) uniquement pour la Municipalité de Chelsea, tous les autres intervenants sont des tierces parties.

Ni WSP ni la Municipalité de Chelsea ne déclarent, ne certifient ou ne garantissent à une tierce partie, que ce soit expressément ou implicitement :

- l'exactitude, l'intégralité ou encore l'utilité;
- les droits de propriétés intellectuelles, ou autres droits de propriété, de toute personne ou de toute partie ;
- la qualité marchande, l'adaptation à un usage particulier;
- tout renseignement, produit ou procédé divulgué, décrit ou recommandé dans ce rapport.

WSP et la Municipalité de Chelsea déclinent toute responsabilité de quelque nature résultant de quelque façon de l'utilisation faite par une tierce partie de tout renseignement, produit ou procédé divulgué, décrit ou recommandé dans ce rapport. WSP et la Municipalité de Chelsea déclinent toute responsabilité résultant de la confiance que toute tierce partie accorde à tout renseignement, énoncé ou recommandation contenus dans ce rapport. Si une tierce partie utilisait tout renseignement, produit ou procédé divulgué, décrit ou recommandé dans ce rapport, ou encore se fondait sur ceux-ci, il le ferait à ses risques et périls.

TABLE DES MATIÈRES

1	INTRODUCTION.....	1
1.1	Mise en contexte	1
1.2	Objectifs	1
1.3	Limitations	1
2	LOCALISATION DU SITE	3
3	MÉTHODES DE RECONNAISSANCE	5
3.1	Études antérieures	5
3.2	Visite de terrain et description des lieux	5
3.3	Arpentage.....	6
3.4	Stratigraphie des dépôts meubles.....	6
3.5	Essais in-situ	8
4	CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS.....	10
4.1	Étude de stabilité.....	10
4.1.1	Propriétés géotechniques des sols et des matériaux.....	10
4.1.2	Méthode d'analyse et cas de chargement	11
4.2	Résultats des analyses de stabilité.....	11
4.2.1	Stabilité du talus actuel	11
4.2.2	Renforcement du talus par une berme	12
4.3	Travaux de réfection et stabilisation	13
4.3.1	Nettoyage des lieux et entreposage des débris	13
4.3.2	Mise en place de l'enrochement.....	13
4.4	Inspection et Instrumentation	14
4.5	Méthodes de stabilisation alternatives	14
5	CONCLUSIONS.....	17
6	RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....	18

TABLEAUX

TABLEAU 3-1	RÉSULTATS DES LIMITES DE CONSISTANCE SUR LE DÉPÔT COHÉRENT	7
TABLEAU 3-2	RÉSULTATS DES ESSAIS GÉONOR	8
TABLEAU 4-1	PARAMÈTRES GÉOTECHNIQUES POUR L'ANALYSE DE STABILITÉ	10
TABLEAU 4-2	RÉSULTATS DES ANALYSES DE STABILITÉ	12
TABLEAU 4-3	RÉSULTATS DES ANALYSES DE STABILITÉ	12

FIGURE

FIGURE 2-1	CARTOGRAPHIE DES ZONES DE GLISSEMENT POTENTIELLES.....	3
------------	--	---

ANNEXES

A	LIMITATIONS ET CONDITIONS GÉNÉRALES DE L'ÉTUDE
B	PLAN DE LOCALISATION
C	RAPPORTS DE SONDAGE
D	ANALYSES DE STABILITÉ

1 INTRODUCTION

1.1 MISE EN CONTEXTE

Les services professionnels de la firme WSP Canada Inc. (WSP) ont été retenus par la Municipalité de Chelsea pour effectuer une étude géotechnique complémentaire à la suite d'un glissement de terrain qui s'est récemment produit le long de la voie ferrée désaffectée entre Gatineau et Wakefield au nord-ouest du chemin Loretta dans la municipalité de Chelsea (Québec). La firme WSP collabore déjà avec la Municipalité dans le cadre du projet de la transformation de la voie de chemin de fer en sentier communautaire. Pour ce dernier mandat, elle a notamment réalisé une campagne d'investigation géotechnique à différents endroits le long de la voie ferrée afin d'évaluer la stabilité actuelle des talus dans plusieurs secteurs identifiés comme potentiellement instables.

Un glissement de terrain est intervenu au début du mois de mai entre les chemins Loretta et Wright dans le secteur visé dans l'étude géotechnique. La Municipalité a confié à la firme WSP en juin 2017 le mandat d'effectuer une étude géotechnique complémentaire dans le secteur du glissement et d'émettre des recommandations pour la stabilisation et la réhabilitation du talus.

Ce rapport présente les travaux réalisés, les résultats de l'étude géotechnique complémentaire permettant d'identifier la nature et les propriétés des débris de glissement afin d'émettre des commentaires et des recommandations relatives à la réhabilitation du site.

1.2 OBJECTIFS

Le principal objectif de l'étude géotechnique complémentaire consiste à évaluer la stabilité du talus ferroviaire à la suite du glissement de terrain intervenu au début du mois de mai 2017 et à proposer des méthodes destinées à stabiliser la pente à long terme.

Dans le cadre de ce mandat, un ingénieur spécialisé en géotechnique a effectué une inspection de la zone de glissement afin d'évaluer la stabilité résiduelle du talus, de déterminer la géométrie de la zone instable et d'étudier les mécanismes à l'origine de la rupture. Les travaux réalisés sur le site incluaient notamment un relevé d'arpentage détaillé du secteur et des mesures de la résistance au cisaillement non drainé des sols intacts et remaniés dans la zone de glissement. L'ensemble des données collectées sur le terrain combinées aux données de forage obtenues au cours de l'étude géotechnique principale ont ensuite été utilisées pour effectuer des analyses de stabilité et valider les méthodes pour le renforcement du talus.

1.3 LIMITATIONS

Le présent rapport a été préparé pour la Municipalité de Chelsea dans le cadre de la réhabilitation d'un glissement de terrain. Ce rapport ne peut pas être utilisé dans un autre contexte sans l'approbation écrite de WSP et de la Municipalité de Chelsea.

Les recommandations dans le présent rapport ont été élaborées selon l'information fournie par le Client et celle obtenue lors de la reconnaissance géotechnique du site. Toute modification au projet devra être communiquée à WSP afin que les recommandations puissent être révisées.

Ce rapport est assujéti à certaines conditions limitatives qui découlent de la problématique inhérente aux phénomènes reliés aux profils géologique, géotechnique et hydrogéologique de tout site faisant l'objet d'investigation par sondage. Il est important de faire ressortir que ces conditions et limitations font partie du présent rapport et permettent une meilleure compréhension de celui-ci. Ces dernières sont présentées en détail à l'annexe A.

Les principales caractéristiques du site sont illustrées sur le plan de localisation joint à l'annexe B du présent rapport. Selon le chainage adopté pour l'étude géotechnique principale de WSP déjà mentionnée, le glissement de terrain se situe au voisinage de la côte 200+600. Il est important de mentionner qu'à cet endroit la pente initiale du talus de l'ordre de 3H : 1V (soit 18°) est modérée, ce qui n'a toutefois pas empêché le déclenchement d'instabilités.

3 MÉTHODES DE RECONNAISSANCE

3.1 ÉTUDES ANTÉRIEURES

Selon les informations qui nous ont été transmises dans les documents d'appel d'offres, au moins deux (2) glissements ont eu lieu le long de ce talus au cours des quinze (15) dernières années en amont et en aval de la voie ferrée, à quelques centaines de mètres à l'est de la zone d'étude. Les études géotechniques suivantes réalisées à la demande de la Compagnie du chemin de fer de l'Outaouais (CCFO) à la suite de ces glissements ont été consultées pour la préparation de ce rapport :

- Expertise géotechnique – glissement de terrain près de la voie de chemin de fer Gatineau-Wakefield situé à 280 m au nord-ouest de l'intersection de la voie avec le chemin Loretta, municipalité de Chelsea, Québec. Qualitas, N/dossier D-08320, juin 2008;
- Guide préliminaire sur la stabilité – train à vapeur H.C.W. de Gatineau à Wakefield, Québec. Qualitas, N/dossier D-11324, août 2011;
- Jean-Claude Blais Consultant. 2015. *Étude géotechnique – rapport intérimaire – Interventions projetées ou réalisées en zones de mouvement de masses. Secteur sud-est de la municipalité. Implantation d'une piste de ski de fond sur le trajet de l'ancienne voie ferrée entre les chemins Loretta Loop et Mill, Chelsea, Québec.* N/Référence : GP-1750.

Des travaux de stabilisation ont été effectués pour renforcer le talus dans les zones instables : ils ont principalement consisté à mettre en place une berme en enrochement dans les zones de glissement pour stabiliser la pente, conformément aux recommandations émises par la compagnie Qualitas dans les études mentionnées ci-dessus.

Plusieurs études ont d'autre part été entreprises le long de la voie ferrée entre Gatineau et Wakefield pour cartographier et caractériser du point de vue géotechnique les zones présentant des signes précurseurs d'instabilité pouvant éventuellement nécessiter des interventions en vue de renforcer le talus. La dernière de ces études, actuellement en cours, a été confiée à WSP. Le glissement de terrain s'est produit pendant la réalisation de ce mandat.

Les résultats obtenus lors de ces différentes études, y compris les données collectées à l'occasion du mandat principal de WSP, ont été utilisés dans le cadre de cette étude complémentaire.

3.2 VISITE DE TERRAIN ET DESCRIPTION DES LIEUX

Selon les informations transmises, le glissement de terrain a eu lieu au mois de mai 2017 en aval de la voie ferrée. Le site a été visité par WSP le 24 mai 2017 afin de constater l'ampleur du glissement et déterminer le type et le mécanisme de rupture. Il s'agit selon toute vraisemblance d'une instabilité de type rotationnel dont l'emprise au sommet du talus est estimée à environ 30 m.

Le glissement rotationnel correspond à une instabilité de pente d'extension généralement limitée caractérisée par une surface de rupture de forme circulaire qui peut pénétrer jusqu'à quelques mètres de profondeur à l'intérieur du talus. Ce type de glissement de géométrie caractéristique peut être entièrement contenu dans la pente ou affecter une bande de terrain située au sommet du talus de largeur variable n'excédant généralement pas une fois la hauteur du talus. Les mécanismes à l'origine de l'instabilité sont de plusieurs types et affectent généralement l'équilibre des forces et des moments agissant sur le massif de sol. Il peut s'agir d'un changement de la géométrie de la pente, naturelle – érosion en pied de talus, ravinement - ou artificielle – une excavation par exemple, d'une augmentation des pressions d'eau interstitielles à la suite de fortes précipitations, de la rupture d'une canalisation, etc., ou de la mise en place d'une surcharge en sommet de talus – remblai, bâtiments, etc.

Une portion de la plateforme du chemin de fer située en bordure de talus a été emportée dans la pente. Le glissement principal présente des surfaces de rupture franches ainsi que des fissures de tension de part et d'autre de la partie affaissée. La partie arrière de la cicatrice en bordure de la plateforme de la voie ferrée est fortement redressée. La plus grande partie des débris est demeurée en place au pied de la surface de rupture où elle forme un bourrelet. Une faible proportion a glissé le long de la pente en contrebas.

Des signes d'érosion dans la pente et des fissures de tension au sommet du talus le long de la voie ferrée sont également visibles à proximité du site, sur une longueur approximative de 300 m. Finalement, des glissements ont également été répertoriés antérieurement dans ce secteur et ont fait l'objet de travaux de stabilisation.

Les causes à l'origine du déclenchement de l'instabilité à cet endroit sont vraisemblablement multiples : elles combinent éventuellement la géométrie de la pente, les propriétés du dépôt argileux, la présence de fissures au sommet du talus et les fluctuations du niveau de la nappe d'eau souterraine dans le massif

3.3 ARPENTAGE

Un relevé d'arpentage détaillé du terrain au niveau du glissement du terrain a été réalisé le 14 août 2017 par un arpenteur de WSP. Les coordonnées et l'élévation des essais in-situ décrits dans la section 3.5 suivante ont également été relevées.

Le relevé d'arpentage a permis de caractériser la géométrie et de quantifier l'ampleur de la rupture. Il s'agit d'un glissement de terrain de type rotationnel d'ampleur limitée ne présentant aucune caractéristique d'un glissement de type régressif. Son emprise au sommet du talus est de l'ordre de 30 m pour une dénivellation d'environ 7 m. Un volume de sol estimé à quelques centaines de m³ a été emporté par le glissement. La plus grande partie des débris est demeurée en place au pied de la surface de rupture.

Comme nous l'avons mentionné, la pente moyenne du talus avant glissement est de l'ordre de 19 degrés (3H : 1V) à la suite du décrochement, la pente étant localement plus redressée dans la partie supérieure du plan de glissement en bordure immédiate de la plateforme de la voie ferrée.

Les données du relevé d'arpentage ont été utilisées pour établir la géométrie pour la modélisation du talus pour l'étude de stabilisation.

3.4 STRATIGRAPHIE DES DÉPÔTS MEUBLES

Un forage stratigraphique, identifié comme le forage F-2B et un essai au piézocône identifié comme l'essai CPT-01 ont été réalisés au droit du glissement à partir de la voie ferrée par WSP dans le cadre de l'étude géotechnique en cours pour l'aménagement du futur sentier communautaire. Les résultats de ces deux (2) sondages ont été utilisés pour évaluer spécifiquement les propriétés géotechniques des sols impliqués dans le glissement de terrain. Les informations sur la méthodologie et les équipements mis en œuvre au cours des travaux de terrain sont résumées dans le rapport principal déjà mentionné. Les rapports des deux (2) sondages sont reportés à l'annexe C.

Les sondages indiquent que le mort-terrain est pour l'essentiel constitué d'un dépôt cohérent d'argile de couleur gris-brun en surface devenant grise en profondeur de consistance raide à très raide. Le forage F-2B réalisé à partir de la plateforme ferroviaire a été interrompu dans ce dépôt à 9,75 m de profondeur (élévation : 79,81 m), soit environ 5 m sous le niveau de la base du glissement. Le sondage au piézocône CPT-01 suggère que le dépôt d'argile mis en évidence par le forage se poursuit jusqu'à une profondeur d'au moins 50 m sous la plateforme de la voie ferrée.

Les limites de consistance (limites Atterberg) et la teneur en eau du dépôt ont été mesurées sur trois (3) échantillons de l'argile prélevés à différentes profondeurs dans le forage F-2B. Les résultats sont présentés dans le tableau no 3-1 ci-dessous :

Tableau 3-1 Résultats des limites de consistance sur le dépôt cohérent

Forage	Échantillon	Intervalle de profondeur (m)	Teneur en eau naturelle w	Limite de plasticité w_p	Limite de liquidité w_l	Indice de plasticité I_p	Indice de liquidité I_L	Classification unifiée des sols
F-2B	CF-3	1,52 – 2,13	56,8	24	55	31	1,06	CH
F-2B	CF-7	4,57 – 5,18	53,2	26	49	23	1,18	CL
F-2B	CF-12	8,38 – 8,99	53,4	26	45	19	1,44	CL

La composition du dépôt cohérent passe progressivement d'une argile de forte plasticité classée « CH » dans la partie supérieure du dépôt à une argile moins plastique classée « CL » selon la classification USCS plus en profondeur. Il faut aussi noter que l'indice de liquidité I_L de l'argile est systématiquement supérieur à 1 (la teneur en eau des échantillons sélectionnés est supérieure à la limite liquide W_L) et qu'il augmente apparemment avec la profondeur. Dans ce cas, un indice de liquidité supérieur à 1 indique que le dépôt d'argile a le potentiel de se liquéfier et qu'un glissement de terrain rétrogressif est également probable.

La résistance au cisaillement non drainé « C_u » de la partie supérieure du dépôt à l'état intact a été mesurée à l'aide d'un scissomètre de chantier Nilcon dans le forage F-2B : elle est comprise entre 67 et 129 kPa, ce qui correspond à une argile de consistance raide à très raide. Le sondage au piézocône conduit à des résultats similaires dans la partie supérieure du dépôt et montre que la résistance « C_u » augmente progressivement avec la profondeur.

La résistance à l'état remanié « C_{ur} » du dépôt a également été mesurée dans le forage. Avec des valeurs comprises entre 8 et 44 kPa, la sensibilité (St) du dépôt, définie comme le rapport entre la résistance C_u à l'état intact et C_{ur} à l'état remanié varie de 2,2 (argile de faible sensibilité) à plus de 15 (argile très sensible). La sensibilité de l'argile caractérise la perte de résistance du sol lorsqu'il est soumis à une rupture et permet d'évaluer sa résistance résiduelle une fois l'instabilité enclenchée. Les profils de l'essai au piézocône suggèrent une valeur moyenne de la sensibilité de l'ordre de 8 sur toute l'épaisseur du dépôt.

La contrainte de préconsolidation σ'_p du dépôt d'argile a été estimée à l'aide de la relation proposée par Leroueil et al. (Journal Canadien de Géotechnique, 20, 4, p. 681-705, 1983) à partir des valeurs de l'indice de plasticité I_p reportées dans le tableau no 3-1 et des mesures de résistance eau cisaillement « C_u » obtenues *in situ*. Les résultats montrent qu'il s'agit d'une argile surconsolidée, avec des valeurs d'OCR (défini comme le rapport entre la contrainte de préconsolidation σ'_p et la contrainte verticale effective σ'_{vo}) comprises entre 7,7 dans la partie supérieure du dépôt et 2,3 en profondeur. Les valeurs de contraintes de préconsolidation σ'_p interprétées d'après les sondages au piézocône confirment que le dépôt d'argile est effectivement fortement surconsolidé.

3.5 ESSAIS IN-SITU

Lors de l'investigation géotechnique complémentaire effectuée le 2 août 2017, huit (8) profils de résistance au cisaillement non drainé « Cu » ont été réalisés à l'aide d'un scissomètre portatif de type Géonor à différents endroits dans la zone de décrochement par un membre du personnel technique de WSP qui a aussi relevé leur position géodésique et leur élévation en surface.

Les essais ont été réalisés à des profondeurs comprises entre 0,15 et 1,65 m sous la surface du terrain. L'emplacement des profils est indiqué sur le plan de localisation à l'annexe B. Le tableau 3-2 ci-dessous présente les résultats des essais Géonor :

Tableau 3-2 Résultats des essais Géonor

Sondage n°	Profondeur (m)	Élévation (m)	Résistance au cisaillement (kPa)
S-1	0,15	82,66	9
	0,65	82,16	18
	1,15	81,66	56
S-2	0,15	85,77	40
	0,65	85,27	100
	1,15	84,77	148
S-3	0,15	81,89	36
	0,65	81,49	66
	1,15	80,89	112
	1,20	80,84	128
S-4	0,15	78,03	24
	0,65	77,53	52
	1,15	77,03	80
	1,65	76,53	104
S-5	0,15	73,43	12
	0,65	72,93	16
	1,15	71,43	72
	1,65	70,93	156
S-6	0,15	71,09	60
	0,65	70,59	116
	1,13	71,11	188
S-7	0,15	75,56	64
	0,65	75,06	86
	1,15	74,56	100
	1,65	74,06	136
S-8	0,15	78,73	16
	0,65	78,23	48
	1,15	77,73	108
	1,22	77,66	132

Les profils indiquent que l'épaisseur des sols remaniés entraînés lors du glissement de terrain caractérisé par des résistances au cisaillement plus faibles n'excède apparemment pas 1,5 m et que les sols remaniés présentent généralement une résistance résiduelle significative, habituellement caractéristique d'une argile ferme. Ce dernier résultat suggère en outre qu'en moyenne le dépôt a une sensibilité peu élevée, en accord avec les données de laboratoire.

Sous la surface de rupture, les résistances « Cu » des sols non remaniés du talus sont comparables à celles mesurées en forage dans le dépôt d'argile intacte.

4 CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS

Afin d'assurer la stabilité du futur sentier communautaire, le talus de la voie ferrée doit être renforcé dans le secteur du glissement de terrain. Les prochaines sections discutent des analyses de stabilité réalisées pour confirmer la stabilité du talus et valider l'efficacité de la méthode de stabilisation proposée. Les méthodes de construction pour la réalisation des travaux de stabilisation sont aussi brièvement présentées.

4.1 ÉTUDE DE STABILITÉ

Afin de déterminer les mesures correctives à apporter pour la stabilisation et la réfection du talus à l'emplacement du glissement de terrain, des analyses de stabilité ont été effectuées en prenant en compte la géométrie de la zone de décrochement, la stratigraphie des sols constituant le talus et les propriétés mécaniques résiduelles des sols remaniés et des débris de glissement mesurées in situ à l'aide du scissomètre manuel.

4.1.1 PROPRIÉTÉS GÉOTECHNIQUES DES SOLS ET DES MATÉRIAUX

À l'exception des débris de glissement, les paramètres géotechniques utilisés pour l'analyse de stabilité ont été établis pour la préparation de l'étude géotechnique émise en juillet 2017 et sont présentés dans le tableau 4-1 suivant.

Tableau 4-1 Paramètres géotechniques pour l'analyse de stabilité

Paramètre	Enrochement	Débris de glissement	Terre végétale	Argile 1	Argile 2	Argile 3	Argile 4
Élévation (m)	-		-	±100 - 93	±93 - 75	±75 - 55	< 55
Poids volumique humide, γ_h (kN/m ³)	22	16	18	16	16	16	16
Poids volumique effectif, γ' (kN/m ³)	12,2	6,2	8,2	6,2	6,2	6,2	6,2
Angle de frottement effectif, ϕ' (-)	38	16	30	35 ⁽¹⁾ / 0 ⁽²⁾	35 ⁽¹⁾ / 0 ⁽²⁾	30 ⁽¹⁾ / 0 ⁽²⁾	30 ⁽¹⁾ / 0 ⁽²⁾
Cohésion, c' (kPa)	0	0	1	4	4	4	4
Résistance au cisaillement non drainé, c_u (kPa)	-	20	-	75	60	100	200

(1) Valeur à court terme seulement, dans des conditions non drainées.

(2) Valeur à long terme seulement, dans des conditions drainées.

Rappelons que dans cette étude géotechnique, le dépôt d'argile a été divisé en quatre (4) unités distinctes selon l'élévation du terrain à partir de la compilation de l'ensemble des données de forages effectués dans le secteur de Chelsea, soit les forages et les sondages CPT réalisés au cours de l'étude géotechnique ainsi que les données des études antérieures mentionnées à la section 3.1. Les propriétés géotechniques des débris, notamment leur résistance résiduelle, ont été évaluées à partir des relevés de terrain.

Pour les simulations, le niveau de la nappe phréatique en condition hydrostatique a été positionné dans l'argile à environ 1 m de profondeur sous le sommet du talus, à la surface du sol en pied du talus et proche de la surface du sol dans le talus. Cette hypothèse a été retenue en considérant que le dépôt dans le talus peut épisodiquement être entièrement saturé, au moment de la fonte des neiges au printemps ou à l'occasion de pluies soutenues par exemple.

Il faut mentionner que le niveau d'eau a été mesuré à un niveau significativement plus bas dans le tube ouvert du forage F-2B. Toutefois, nous sommes d'avis que ce niveau n'est vraisemblablement pas représentatif des conditions de pressions d'eau au moment de la rupture.

4.1.2 MÉTHODE D'ANALYSE ET CAS DE CHARGEMENT

Les analyses de stabilité ont été réalisées avec le logiciel Slope/W 2012 développé par GeoSlope International, en contraintes effectives, selon la méthode Morgenstern-Price. La stabilité a été évaluée le long de deux (2) coupes parallèles 1A et 1B – l'une passant par la zone de glissement (1A) et l'autre dans le talus intact (1B) - jugées représentatives de la géométrie du talus.

Les cas de chargement analysés sont les suivants :

- Cas statique à long terme en considérant les paramètres de résistance effective (cohésion effective et angle de frottement effectif) du dépôt argileux. Pour ce cas, le coefficient de sécurité (C.S.) minimum recherché pour assurer la stabilité à long terme du talus est de 1,5.
- Cas d'un événement sismique en considérant les paramètres de résistance au cisaillement non drainé pour le dépôt argileux. Le cas sismique a été évalué selon la méthode pseudo-statique. Cette méthode requiert la détermination des paramètres sismiques tels que le rapport d'accélération maximale au sol (AMS) et le coefficient de pondération sismique k.

La valeur du rapport d'accélération à considérer pour la région du talus à l'étude est de 0,27. Cette accélération correspond à une probabilité de dépassement de 2 % en 50 ans.

Le coefficient sismique k retenu pour les analyses de stabilité pseudo-statique est considéré égal à 50 % de la valeur du rapport d'accélération. Pour le cas d'un événement sismique, un coefficient de sécurité minimal de 1,0 est requis.

La stabilité du talus a été évaluée à l'état actuel puis après la mise en place de la berme en enrochement destinée à renforcer la pente.

4.2 RÉSULTATS DES ANALYSES DE STABILITÉ

4.2.1 STABILITÉ DU TALUS ACTUEL

Le tableau suivant résume les résultats de l'évaluation de la stabilité actuelle du talus le long des coupes 1A et 1B. Les résultats des analyses sont présentés à l'annexe D.

Tableau 4-2 Résultats des analyses de stabilité

Coupe	Chargement	Facteur de sécurité obtenu
1A	Statique	0,97
1B	Statique	0,94

Avec un facteur de sécurité de l'ordre de 1 en statique, les calculs confirment que la pente sans renforcement est potentiellement instable. À noter que le mécanisme de rupture le plus probable obtenu à partir des simulations implique un glissement du talus sur toute sa hauteur.

4.2.2 RENFORCEMENT DU TALUS PAR UNE BERME

La méthode de renforcement proposée consiste à modifier la topographie du talus à l'aide d'un matériau d'emprunt - généralement un enrochement - judicieusement disposé le long du talus et ancré à la base de la pente par une clé, le tout afin d'augmenter la charge en pied de talus et/ou d'améliorer la résistance effective moyenne des matériaux dans la pente. Cette méthode déjà proposée par Qualitas pour d'autres secteurs de l'ancienne voie ferrée a été mise en œuvre avec succès, semble-t-il, un peu plus au sud de la zone d'étude.

La géométrie de la berme a été ajustée par essais-erreurs à l'aide du logiciel Slope/W suivant les deux (2) principes généraux suivant : 1) augmenter le facteur de sécurité globale du talus jusqu'aux valeurs cibles déjà mentionnées de 1,5 pour le cas statique et 1,0 de pour le cas sismique et 2) minimiser dans la mesure du possible les travaux d'excavation et le volume des remblais.

Plusieurs géométries ont été envisagées pour l'enrochement. Les résultats des analyses de stabilité pour la stabilisation du talus sont présentés dans le tableau 4-3. Les cercles de rupture pour chacun des cas sont montrés sur les figures à l'annexe D.

Tableau 4-3 Résultats des analyses de stabilité

Coupe	Pente de talus reprofilé	Chargement	Berme		Profondeur de clé	Facteur de sécurité obtenu
			Longueur en crête	Pente		
1A	2H : 1V	Statique	12 m	2H : 1V	-	1,5
	2H : 1V	Sismique	12 m	2H : 1V	-	1,1
	2H : 1V	Statique	0 m	3H : 1V	-	1,5
	2H : 1V	Sismique	0 m	3H : 1V	-	1,1
	2H : 1V	Statique	3 m	2H : 1V	5 m	1,5
	2H : 1V	Sismique	3 m	2H : 1V	5 m	1,1
1B	2H : 1V	Statique	15 m	2H : 1V	-	1,6
	2H : 1V	Sismique	15 m	2H : 1V	-	1,2
	2H : 1V	Statique	3 m	3H : 1V	5 m	1,6
	2H : 1V	Sismique	3 m	3H : 1V	5 m	1,2

Les simulations montrent que le talus peut effectivement être stabilisé par une berme en enrochement avec une clé aménagée à la base de la pente, dont la géométrie est illustrée sur les coupes de l'annexe D et résumée dans le tableau 4.3 ci-dessus.

Il faut mentionner toutefois que ces scénarios sont proposés à titre indicatif seulement et que la géométrie finale de la berme pourra être optimisée à l'étape des plans en prenant notamment en compte la topographie de l'ensemble du talus et les différentes contraintes de chantier, comme l'accès et le transport des matériaux par exemple.

4.3 TRAVAUX DE RÉFECTION ET STABILISATION

Un chemin devra vraisemblablement être aménagé en bas de talus le long de la rivière Chelsea pour accéder à la zone de glissement et amener les matériaux d'emprunt nécessaires pour la construction de la berme. Le tracé du chemin temporaire devra être choisi pour minimiser les impacts potentiels sur la rivière Chelsea et les risques de déstabilisation du talus en dehors de la zone des travaux. Une étude spécifique devra vraisemblablement être effectuée pour déterminer le tracé optimal et vérifier la conformité de la solution retenue avec tous les règlements, notamment ceux qui concernent les travaux dans les zones humides et à proximité des cours d'eau.

4.3.1 NETTOYAGE DES LIEUX ET ENTREPOSAGE DES DÉBRIS

Les arbres devront être abattus dans le couloir situé dans la zone de travaux compris entre le pied du talus et la plateforme ferroviaire et incluant la zone de glissement et disposés hors du site. On devra notamment éviter d'entreposer même temporairement les troncs le long du talus. Les souches et les racines pourront être laissées en place pourvu qu'elles ne gênent pas l'installation de l'enrochement.

4.3.2 MISE EN PLACE DE L'ENROCHEMENT

La solution proposée prévoit la mise en place d'une clé en enrochement au pied du talus actuel. Selon la géométrie préliminaire proposée pour la berme, il faudra excaver la base du talus. Les excavations devront être effectuées dans le sol intact par sections de 5 m de longueur maximale et remblayées avec l'enrochement pour limiter les risques de déstabilisation de la pente. Une procédure détaillée devra être mise en place au moment des travaux par l'entrepreneur. Les détails des marches à suivre devront être préparés et autorisés par un ingénieur en géotechnique d'expérience.

Afin de limiter le remaniement de l'assise argileuse, les excavations devront être effectuées à l'aide d'une pelle munie d'un godet sans dents.

Les déblais, constitués d'argile remaniée, devront en principe être évacués hors du site et disposés selon la réglementation environnementale en vigueur.

La clé devra avoir une largeur suffisante pour permettre la circulation des camions chargés d'amener les matériaux constituant l'enrochement et l'évacuation des déblais.

Une fois la clé mise en place au pied de la zone à stabiliser, l'enrochement pourra progressivement être disposé le long de la pente selon l'inclinaison prévue en procédant systématiquement du bas vers le haut à partir du sommet de la clé jusqu'à la plateforme ferroviaire.

Il est important de mentionner qu'aucun travail pour la mise en place de l'enrochement ne pourra être effectué à partir du sommet du talus.

De plus, les matériaux d'enrochement ne devront pas être entreposés dans la zone des travaux; ils devront être transportés au fur et à mesure selon les besoins.

Finalement, toute excavation doit être remblayée à la fin de chaque journée. Aucune excavation ouverte n'est permise.

4.4 INSPECTION ET INSTRUMENTATION

Tous les travaux devront être effectués sous la supervision continue d'un ingénieur géotechnique qui s'assurera que les travaux sont effectués dans des conditions sécuritaires et ne menacent pas la stabilité globale du talus et/ou de la plateforme ferroviaire. Ils devront minimalement faire l'objet d'un suivi par arpentage afin de repérer le plus tôt possible tout signe de mouvement de terrain.

Une instrumentation permanente, incluant notamment des inclinomètres au niveau de la voie ferrée et des piézomètres à différents niveaux dans la pente, pourra éventuellement être installée pour effectuer un suivi des niveaux d'eau et des déformations dans le talus.

4.5 MÉTHODES DE STABILISATION ALTERNATIVES

La stabilisation par une berme en enrochement proposée dans cette étude (et par d'autres laboratoires auparavant dans d'autres secteurs du talus) permet un renforcement efficace et durable de la pente comme le montrent les résultats des calculs effectués avec le logiciel SLOPE/W. Il s'agit en outre d'une méthode simple qui a montré son efficacité dans de nombreuses circonstances et qui peut être mise en œuvre rapidement par la plupart des entrepreneurs en excavation.

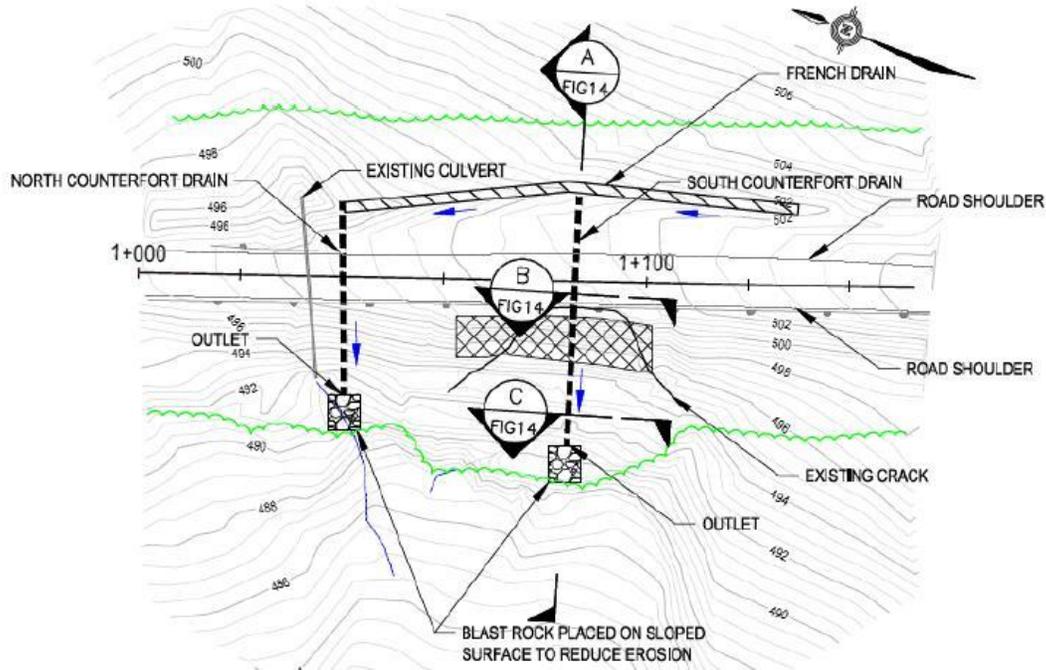
Toutefois, dans le cas particulier de ce talus dont la pente – de l'ordre de 3H : 1V – est initialement faible, les simulations montrent que la stabilisation requiert l'apport d'une grande quantité d'enrochements et demande d'importants travaux de terrassement sur toute la hauteur du talus pour atteindre le facteur de sécurité minimal de 1,5. Ces travaux pourraient s'avérer coûteux et difficiles à mettre en œuvre compte tenu des accès restreints le long de la rivière Chelsea. La pente doit en outre être entièrement déboisée avant de mettre en place l'enrochement et des aménagements spéciaux sont nécessaires si l'on souhaite revégétaliser au moins partiellement le talus. L'impact visuel de la stabilisation par enrochement pourrait en outre être important et aller à l'encontre de la vocation récréotouristique du futur sentier communautaire.

D'autres méthodes de stabilisation qui n'ont jusqu'ici pas été évoquées à notre connaissance pourraient être utilisées pour augmenter la stabilité du talus. Ces méthodes alternatives peuvent se ranger selon deux (2) catégories principales.

Les dispositifs de drainage : Les analyses des facteurs pouvant contribuer à l'instabilité du talus réalisées notamment par Qualitas (op. cit.) ont montré que l'eau souterraine jouait vraisemblablement un rôle important dans le déclenchement des glissements le long de l'ancienne voie ferrée. Les glissements interviennent fréquemment à la suite d'épisodes de pluie soutenue ou pendant la fonte des neiges. L'infiltration (par les fissures par exemple) et l'accumulation d'eau contribuent à augmenter la pression hydrostatique dans le talus et à diminuer la résistance effective des sols.

Les opérations envisagées consistent à rabattre durablement et quelle que soit les conditions climatiques le niveau de l'eau souterraine dans le massif de sol de façon à augmenter la stabilité globale du talus. Le rabattement peut être obtenu en aménageant des tranchées drainantes en tête et en pied de talus, des drains horizontaux, etc. ou une combinaison de ces méthodes. Les interventions peuvent être locales, aux endroits où les risques d'instabilité sont les plus élevés ou ont déjà eu lieu ou plus globales (sur une portion du futur sentier communautaire).

À titre indicatif, la figure suivante illustre la combinaison de drains horizontaux, d'une tranchée drainante et l'utilisation d'enochement pour stabiliser un glissement de terrain le long de l'autoroute Liard dans les Territoires du nord-ouest².



Pour une description détaillée du projet, on pourra se reporter au texte de la présentation dont la référence est indiquée en bas de page.

Les systèmes d'ancrages et de renforcement : le principe consiste à renforcer les sols en installant des inclusions rigides en pied de pente ou directement dans le talus. Parmi ces méthodes, le cloutage (soil nailing) pourrait éventuellement être envisagé dans cette section du talus. Le cloutage consiste à installer un ensemble de barres d'acier disposées à des intervalles rapprochés pour former un matériau composite dont la résistance effective est supérieure à celle du sol seul. L'ensemble des clous peut être rattaché à un parement souple (géogrid), disposé à la surface du talus. Ce parement exerce un confinement supplémentaire sur le massif de sol à stabiliser lorsque les clous sont sollicités et contribue de cette façon à améliorer les performances du renforcement. Les clous peuvent être mis en place par forage et injectés à l'aide d'un coulis cimentaire pour augmenter l'interaction avec le sol environnant ou simplement « lancé » (launched nails) à l'aide d'un propulseur monté sur une pelle mécanique.

Ces systèmes sont illustrés dans le rapport géotechnique principal produit par WSP auquel le lecteur est invité à se référer au besoin.

² Rita Kors-Olthof, Ed Hoeve & Bob Patrick (2014). Evaluation and Stabilization of a Slope Failure at Liard Highway No. 7, km 5.9 (Case Study). Georegina, 2014.

Ces solutions sont d'utilisation courante et de multiples exemples d'application sont disponibles dans des contextes variés et peuvent être consultés. Les deux (2) approches – drainage et renforcement – peuvent être utilisées indépendamment ou combinées selon les conditions et les besoins locaux. Leur mise en œuvre demande toutefois des études spécifiques détaillées. Le cas échéant, la compagnie WSP sera en mesure d'évaluer à votre demande leur faisabilité dans le contexte de l'aménagement du sentier communautaire pour certaines portions critiques au moins du tracé.

5 CONCLUSIONS

L'objectif de cette étude consistait à évaluer la stabilité d'un talus à la suite d'un glissement de terrain qui s'est récemment produit le long de la voie ferrée désaffectée entre Gatineau et Wakefield au nord-ouest du chemin Loretta dans la municipalité de Chelsea (Québec) et à proposer des solutions et à émettre des recommandations pour la stabilisation et la réhabilitation du talus.

Les analyses de stabilité montrent qu'avec un facteur de sécurité proche de 1 dans les conditions statiques, le talus est actuellement potentiellement instable et que le mécanisme de rupture mis en évidence par les calculs affecte le talus sur toute sa hauteur. Les résultats de l'étude géotechnique globale réalisée par WSP indiquent aussi que d'autres sections de l'ancienne voie ferrée pourraient éventuellement être instables. Dans ces conditions, nous sommes d'avis que le chemin devrait rester fermé au public jusqu'à ce que la pente soit l'objet d'une réparation durable dans le secteur du décrochement et plus généralement le long de toutes les sections identifiées comme potentiellement instables le long du tracé. Une barrière physique devrait être mise en place et la signalisation devrait indiquer que la piste n'est pas accessible au public à cause des risques d'instabilité et que les contrevenants s'engagent sur le sentier à leurs propres risques. Il est utile de mentionner que le risque d'instabilité augmente particulièrement à la suite de pluies soutenues ou d'épisodes de redoux hivernal, qui sont par nature difficiles à prévoir et que le talus devrait éventuellement faire l'objet d'une surveillance accrue pendant ces épisodes. Il est à noter que le sentier devrait rester fermé au public durant la saison hivernale et estivale.

Plusieurs méthodes d'intervention ont été proposées pour stabiliser le talus de façon durable. Les calculs ont montré que l'installation d'une berme en enrochement sur toute la hauteur du talus - comme cela a déjà été fait sur différents tronçons du futur sentier - permettrait d'augmenter la stabilité de la pente de façon significative et d'atteindre le facteur de sécurité minimal de 1,5 généralement retenu pour définir une pente stable. Compte tenu des travaux de terrassement (remblai-déblai) importants que cette solution pourrait occasionner, d'autres approches, qui pourraient consister à drainer localement ou à renforcer mécaniquement le talus, ont été suggérées et pourraient faire l'objet d'une étude détaillée le cas échéant.

6 RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- L'HEUREUX J.-S., LOCAT A., LEROUEIL S., DEMERS D., LOCAT J. 2014. *Landslides in Sensitive Clays – From Geosciences to Risk Management*. Springer Publishers,
- SOCIÉTÉ CANADIENNE DE GÉOTECHNIQUE. 2013. *Manuel canadien d'ingénierie des fondations*. 4e édition. BiTech Publishers, Richmond, B.C., 476 pages.
- RESSOURCES NATURELLES CANADA. 2017. *National Building Code Seismic Hazard Calculation*. Consulté en ligne au: <http://www.earthquakescanada.nrcan.gc.ca>

ANNEXE

A

LIMITATIONS ET
CONDITIONS
GÉNÉRALES DE
L'ÉTUDE

LIMITES ET CONDITIONS GÉNÉRALES - ÉTUDE GÉOTECHNIQUE

Utilisation du rapport

Les données factuelles, les interprétations et les recommandations contenues dans ce rapport se rapportent à un projet spécifique tel que décrit dans ledit rapport et ne s'appliquent à aucun autre projet ni à aucun autre site. Si le projet est modifié du point de vue de la conception, de l'emplacement ou de l'élévation ou encore, si le projet n'est pas amorcé dans un délai raisonnable, WSP devra être consultée de façon à réviser la validité des recommandations données dans le présent rapport.

Les recommandations données dans ce rapport ne servent qu'à guider l'ingénieur concepteur. Les entrepreneurs soumissionnaires ou exécutant les travaux devront compter sur leurs propres interprétations des résultats factuels des sondages pour déterminer de quelle manière les conditions géotechniques, hydrogéologiques et géologiques peuvent affecter leurs travaux.

Pour conserver l'intégrité de ce rapport et permettre son interprétation avec pertinence, aucune donnée, valeur ou résultat ne peut en être partiellement retiré. Le présent rapport ne doit être utilisé qu'aux fins pour lesquelles il a été préparé.

Suivi de l'étude et des travaux

Certains ou tous les détails de conception et de construction peuvent ne pas être connus au moment de la parution du rapport de WSP.

Il est recommandé que les services d'un professionnel soient retenus pendant la construction, d'abord pour vérifier et confirmer que les conditions géotechniques, hydrogéologiques et géologiques présentes sur l'ensemble du chantier ne diffèrent pas de celles indiquées dans le rapport de WSP. Ensuite, il est essentiel de certifier que les travaux de construction n'ont pas d'effets défavorables sur les recommandations du rapport.

Conditions des sols et du roc

Les descriptions des sols et du roc inscrites dans ce rapport proviennent de méthodes de classification et d'identification communément acceptées et utilisées en pratique géotechnique, qui ne garantit pas que les descriptions soient exactes.

Cependant, WSP applique une description convenant à la nomenclature communément utilisée en pratique géotechnique.

Les conditions des sols et du roc décrites dans ce rapport sont celles observées au moment de l'étude. À moins d'indication contraire, ces conditions représentent les fondements qui ont amené à établir les recommandations du rapport. Les conditions des sols et du roc peuvent cependant être sensiblement modifiées par les travaux de construction (circulation d'équipements, excavation, fonçage de pieux, dynamitage, etc.) sur le site ou sur les sites voisins. Une excavation peut exposer les sols à des changements de propriétés provoqués par l'humidité, le séchage ou le gel. Sauf indication contraire, les sols et le roc doivent être protégés contre l'effet dommageable de ces changements ou du remaniement pendant la construction.

Rapports de forage et interprétation des conditions observées

Les dépôts meubles et le massif rocheux sont de nature et de propriété variables sur une plus ou moins grande superficie et aussi en profondeur. Les rapports de forage ne fournissent que des conditions approximatives et ponctuelles de ces formations géologiques à l'emplacement des forages et des sondages. Les contacts entre les différentes couches indiquées sur les rapports peuvent être difficiles à distinguer. En effet, la nature des sols peut changer progressivement avec la profondeur, de sorte que le contact entre deux couches peut être imprécis et correspondre plutôt à une zone de transition. La précision de la stratigraphie rencontrée dépend de la méthode de forage, de la fréquence et de la méthode d'échantillonnage puis de l'homogénéité des sols rencontrés. L'espacement entre les forages, la fréquence d'échantillonnage et le type de forage dépendent des considérations budgétaires et des délais d'exécution, tous deux établis avant le début des travaux.

Les conditions géotechniques, hydrogéologiques et géologiques entre les emplacements des forages font l'objet d'une interprétation par interpolation ou encore, elles dépendent du jugement de l'ingénieur géotechnicien. En réalité, la stratigraphie peut varier sensiblement, de sorte que l'interprétation des résultats de l'étude doit être faite avec précaution par le lecteur du rapport.

Les niveaux de l'eau souterraine indiqués dans ce rapport sont uniquement ceux observés à l'endroit et à la date des relevés, tels que présentés dans le rapport. Ces conditions peuvent varier selon les saisons ou à la suite de travaux de construction sur le site ou sur les sites voisins.

Changement des conditions observées

Lorsque les conditions géotechniques, hydrogéologiques ou géologiques rencontrées sur le site diffèrent de celles indiquées au rapport, soit à cause de la nature hétérogène des sols et du roc ou encore, parce que des changements sont survenus à la suite de travaux de construction (ou pour toute autre raison), le Client doit, comme condition d'utilisation du rapport, prévenir WSP du changement des conditions et fournir à WSP l'opportunité de réviser les recommandations émises dans ce rapport. Reconnaître un changement des conditions des sols et du roc requiert une certaine expérience; il est donc recommandé qu'un ingénieur géotechnicien expérimenté soit dépêché sur le site pour prendre position sur les changements des conditions rencontrées.

Drainage

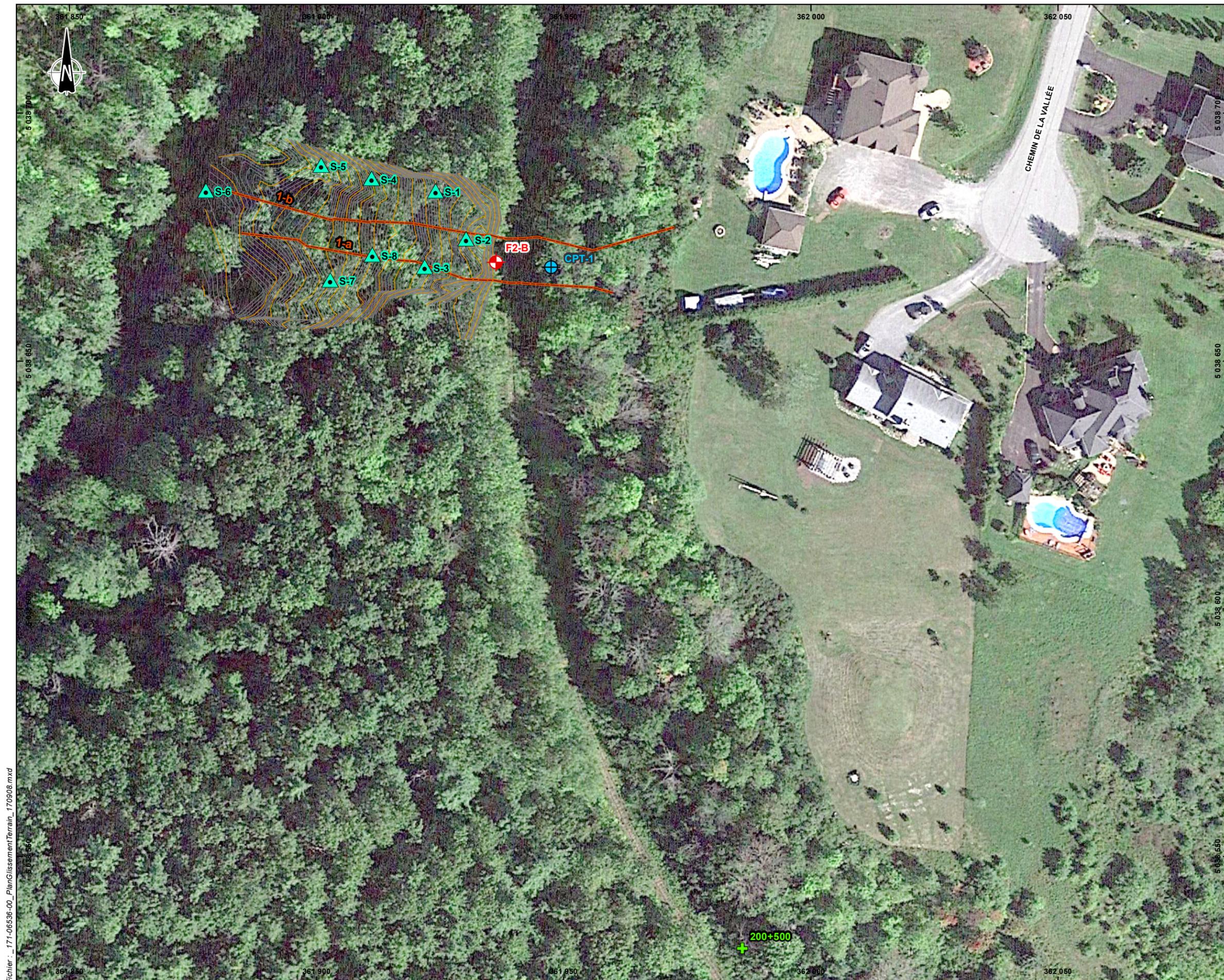
Le drainage de l'eau souterraine est souvent requis aussi bien pour des ouvrages temporaires que pour des ouvrages permanents. La conception ou l'exécution impropre d'un système de drainage peut entraîner de sérieuses conséquences. WSP ne peut en aucun cas endosser la responsabilité des dommages causés par un système inadéquat de drainage, à moins que WSP n'ait été spécifiquement impliquée à la fois dans la conception détaillée et le suivi continu au chantier, lors de la construction du système de drainage.

ANNEXE

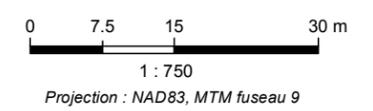
B

PLAN DE
LOCALISATION

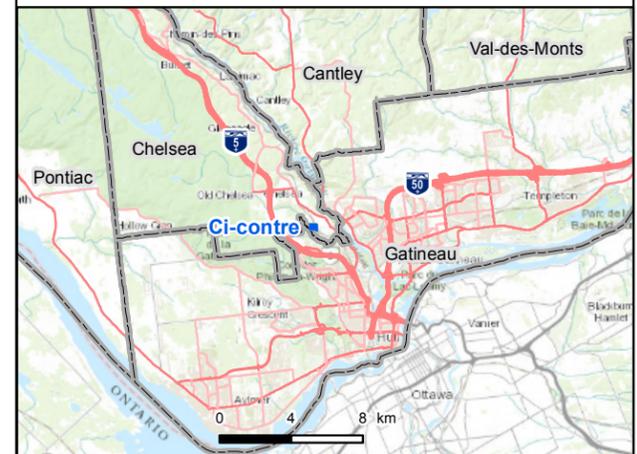




- CHELSEA**
-  Limite municipale
 -  Essais au scissomètre
 -  Sondage au piézomètre
 -  Forage et sondage au scissomètre
 -  Chaînage (500 m)
 -  Sections de profil
 -  Courbe de niveau maîtresse
 -  Courbe de niveau secondaire



Sources :
 Image aérienne : Google Map
 Cartes : ESRI World Topographic Map
 MERN, AQRéseau+, réseau routier
 Limites de municipalités : SDA20K, 2010-01



ÉTUDE GÉOTECHNIQUE COMPLÉMENTAIRE
MUNICIPALITÉ DE CHELSEA
PISTE MULTIFONCTIONNELLE PROJETÉE
 Chelsea, Qc

Plan de localisation du glissement de terrain

Fichier : _171-06536-00_PlanGlissementTerrain_170908.mxd

ANNEXE

C

RAPPORTS DE
SONDAGE



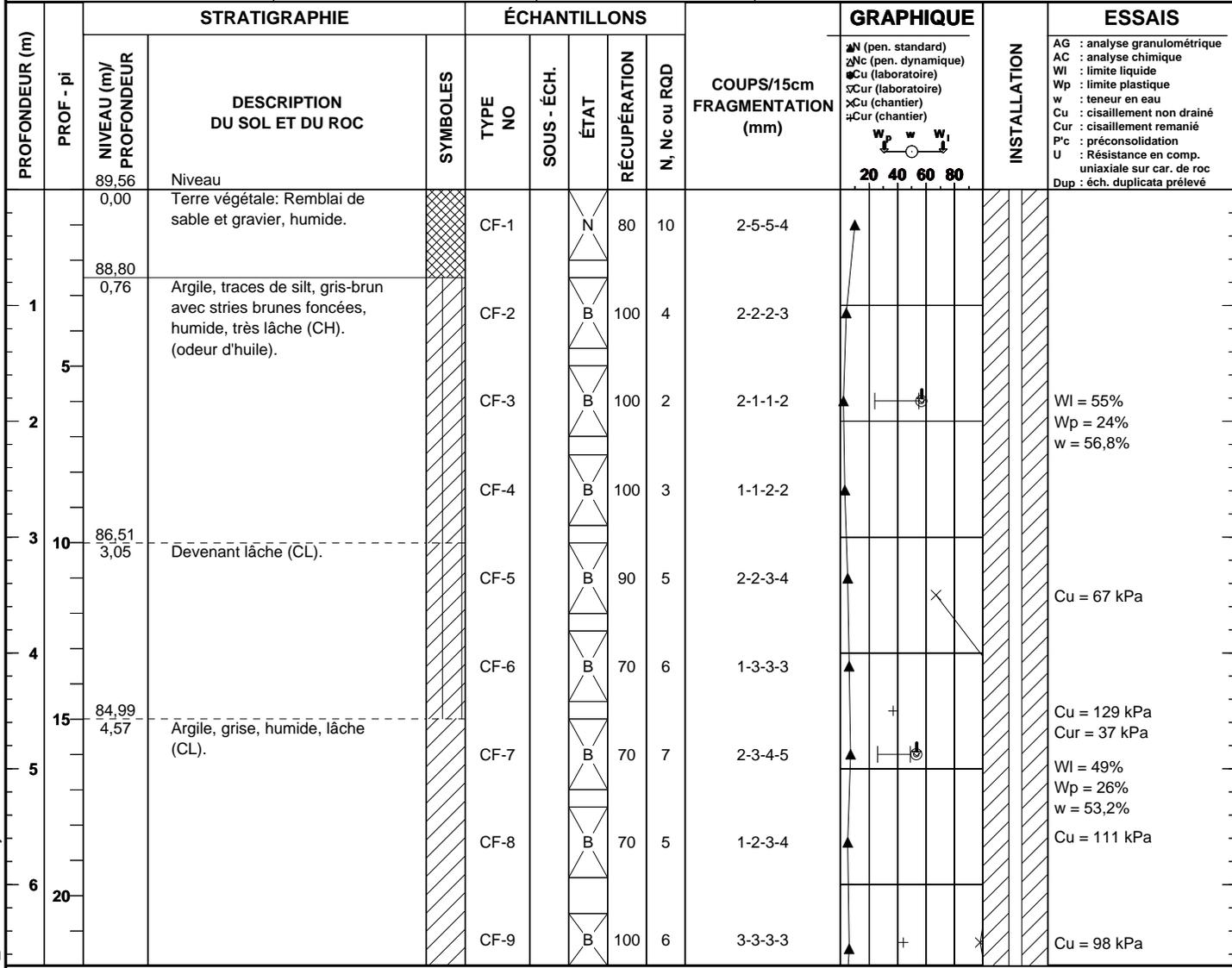


RAPPORT DE FORAGE

Sondage N° **F-2B**

<p>Nom du projet: Étude géotechnique - Piste multifonctionnelle projetée Chelsea, Québec</p> <p>Nom du requérant: Municipalité de Chelsea</p> <p>Localisation civile: Chemin de fer, Chelsea</p> <p>Entrepreneur en forage: Forage Grenville</p> <p>Type de forage: Tarière Inclinaison: 90 Azimut: </p> <p>Diamètre du forage: 159 mm Diamètre du carottier: </p> <p>Préparé par: Andréa Dufour, tech. Vérifié par: </p>	<p>Coordonnées géodésiques X: 361939,952</p> <p>MTM (NAD-1983) Y: 5038671,352</p> <p>Z: 89,564</p> <p>No. de projet: 171-06536-00</p> <p>Plan de localisation No.: </p> <p>Date du début du sondage: 2017-06-07</p> <p>Profondeur du sondage: 9,75</p>
--	---

TYPE D'ÉCHANTILLON	TERMINOLOGIE	INDICE DE QUALITÉ DU ROC	COMPACTITÉ	INDICE "N"	NIVEAU D'EAU
CF Cuillère fendue CR Échantillon par forage au diamant EM Manuel TA Tarière TE Tube d'échantillonnage TM Tube à paroi mince	"traces" 1-10% "un peu" 10-20% adjectif (...eux) 20-35% "et" 35-50%	% RQD <25 25-50 50-75 75-90 90-100	Très lâche Lâche Compact Dense Très dense	0-4 4-10 10-30 30-50 >50	Date: 2017-06-13 Prof.: 8,35
ÉTAT DE L'ÉCHANTILLON	SYMBOLES	CLASSIFICATION (SYSTÈME UNIFIÉ)	CONSISTANCE	RÉSISTANCE AU CISAILLEMENT (Cu)	
Remanié Intact (tube à paroi mince) Perdu Forage au diamant	N: Indice de pénétration standard R: Refus (N > 100) PM: Poids du marteau / 61 cm R.Q.D: Indice de qualité du roc % R.Q.D = Σ Carottes > 4 po. (10 cm) / longueur forée	Argile < 0,002 mm Silt 0,002 à 0,075 mm Sable 0,075 à 4,75 mm Gravier 4,75 à 75 mm Cailloux 75 à 300 mm Blocs > 300mm	Très molle Molle Ferme Raide Très raide Dure	<12 kPa 12-25 kPa 25-50 kPa 50-100 kPa 100-200 kPa >200 kPa	



Remarque(s):

Date de production 2017-07-05

WSP_modèle de base_MunChelsea.sty



RAPPORT DE FORAGE

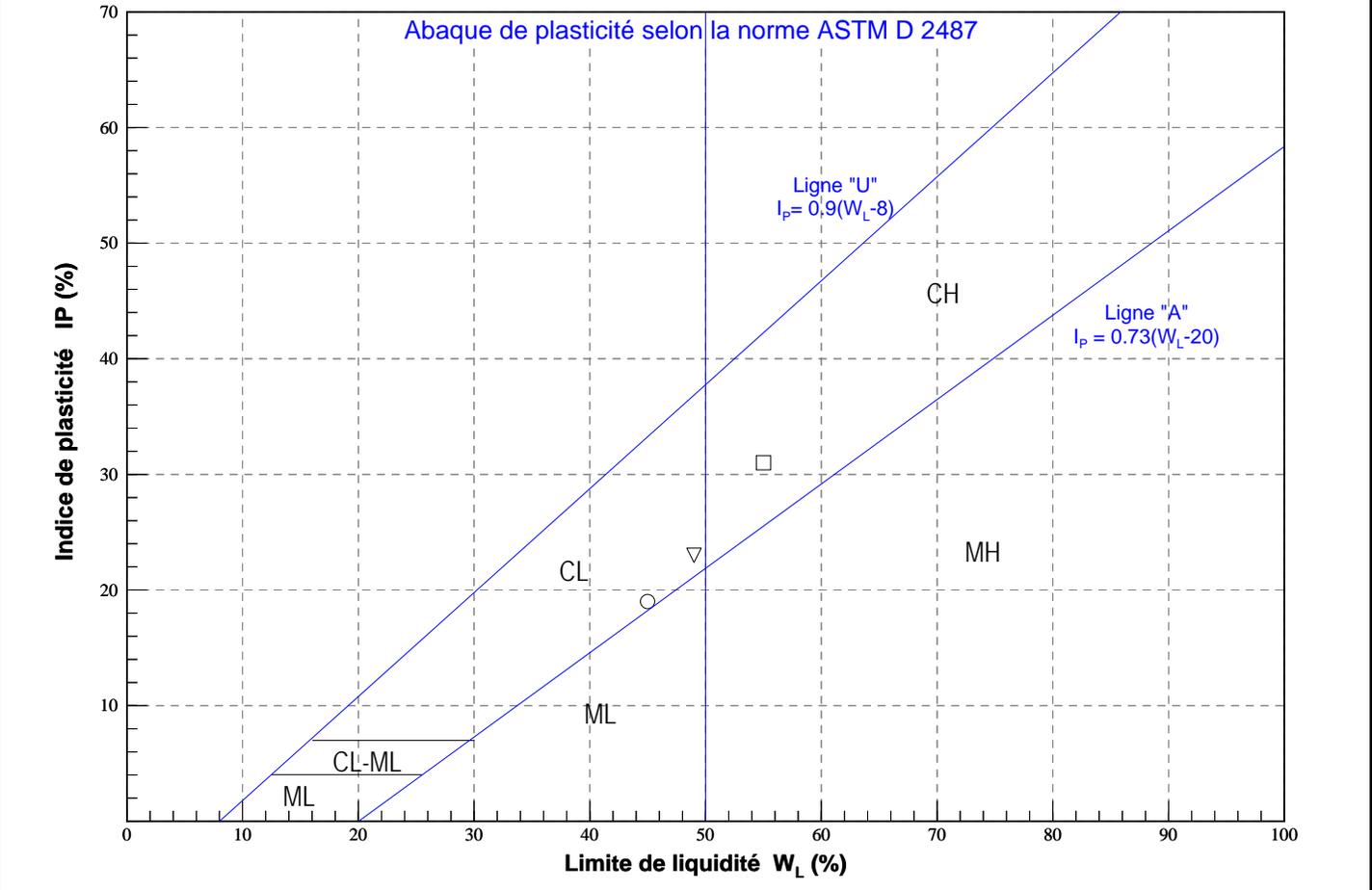
Sondage N°

F-2B

PROFONDEUR (m)	STRATIGRAPHIE				ÉCHANTILLONS			COUPS/15cm FRAGMENTATION (mm)	GRAPHIQUE	INSTALLATION	ESSAIS
	PROF. - pi	NIVEAU (m)/ PROFONDEUR	DESCRIPTION DU SOL ET DU ROC	SYMBOLES	TYPE NO	SOUS - ÉCH. ÉTAT	RÉCUPÉRATION N, Nc ou RQD				
7	82,70 6,86	Devenant très lâche (CL).		CF-10	B	100	3	1-1-2-4			Cur = 44 kPa
25				CF-11	B	100	4	1-2-2-3			Cu = 112 kPa
8				CF-12	B	100	5	2-2-3-4			Cu = 123 kPa Cur = 8 kPa WI = 45% Wp = 26% w = 53,4%
9				CF-13	B	100	3	1-1-2-3			
10	79,81 9,75	Fin du forage.									Cu = 100 kPa
35											
11											
12											
40											
13											
45											
14											
15											
50											
16											
55											
17											
18											
60											

WSP_modèle de base_MunChelsea.sty

Nom du projet : **Étude géotechnique - Piste multifonctionnelle projetée Chelsea, Québec**
 No. de projet : **171-06536-00**
 Nom du requérant : **Municipalité de Chelsea**
 Plan de localisation No. :
 Localisation civile : **Chemin de fer, Chelsea**
 Date du début du sondage : **2017-06-07**



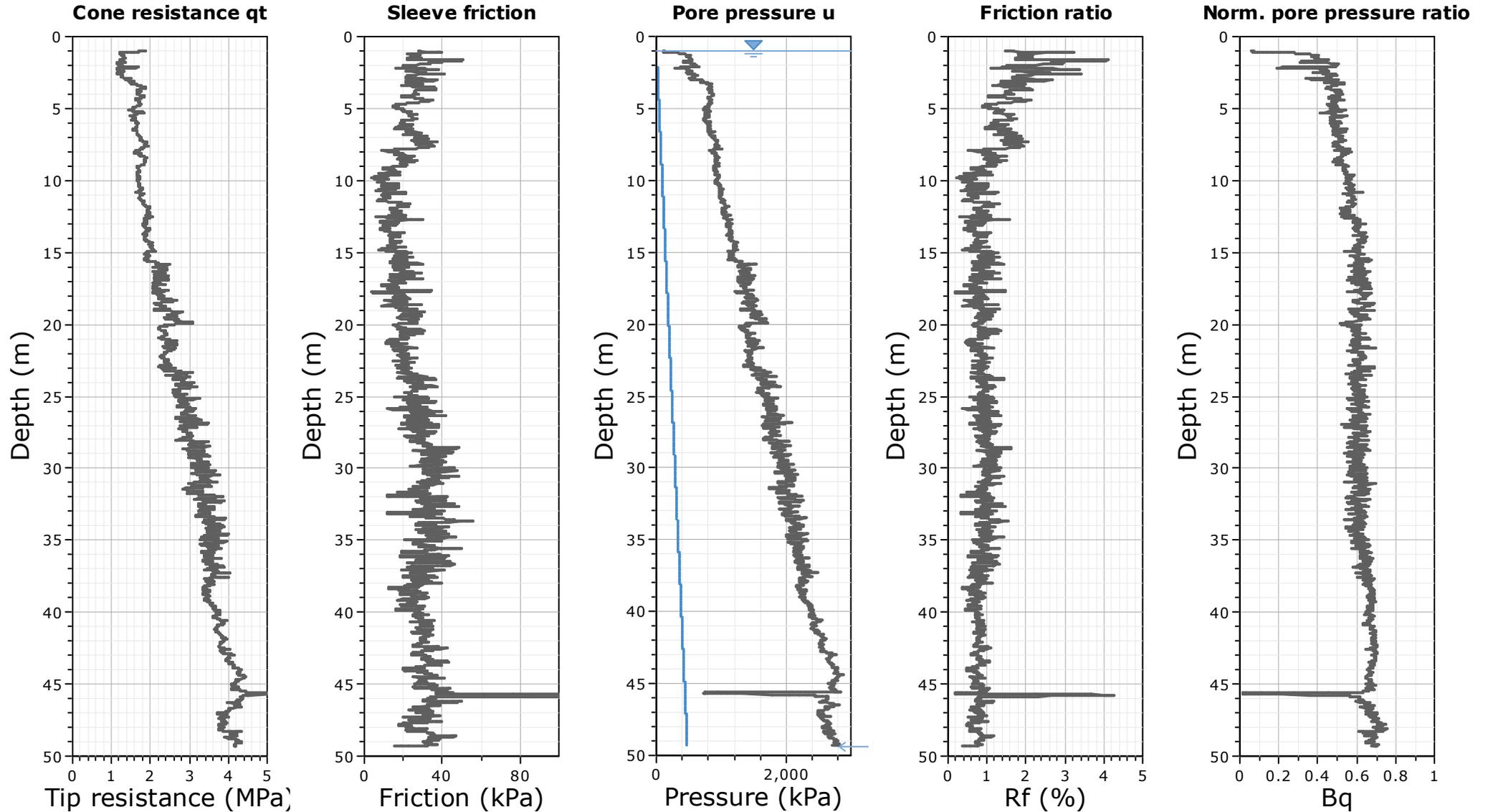
Symbole	Sondage	Type	Échantillon	Profondeur	État	W_N	W_L	W_P	I_L	I_p	USCS
○	F-2B	CF	12	8,38 - 8,99	R	53,4	45	26	1,44	19	CL
□	F-2B	CF	3	1,52 - 2,13	R	56,8	55	24	1,06	31	CH
▽	F-2B	CF	7	4,57 - 5,18	R	53,2	49	26	1,18	23	CL

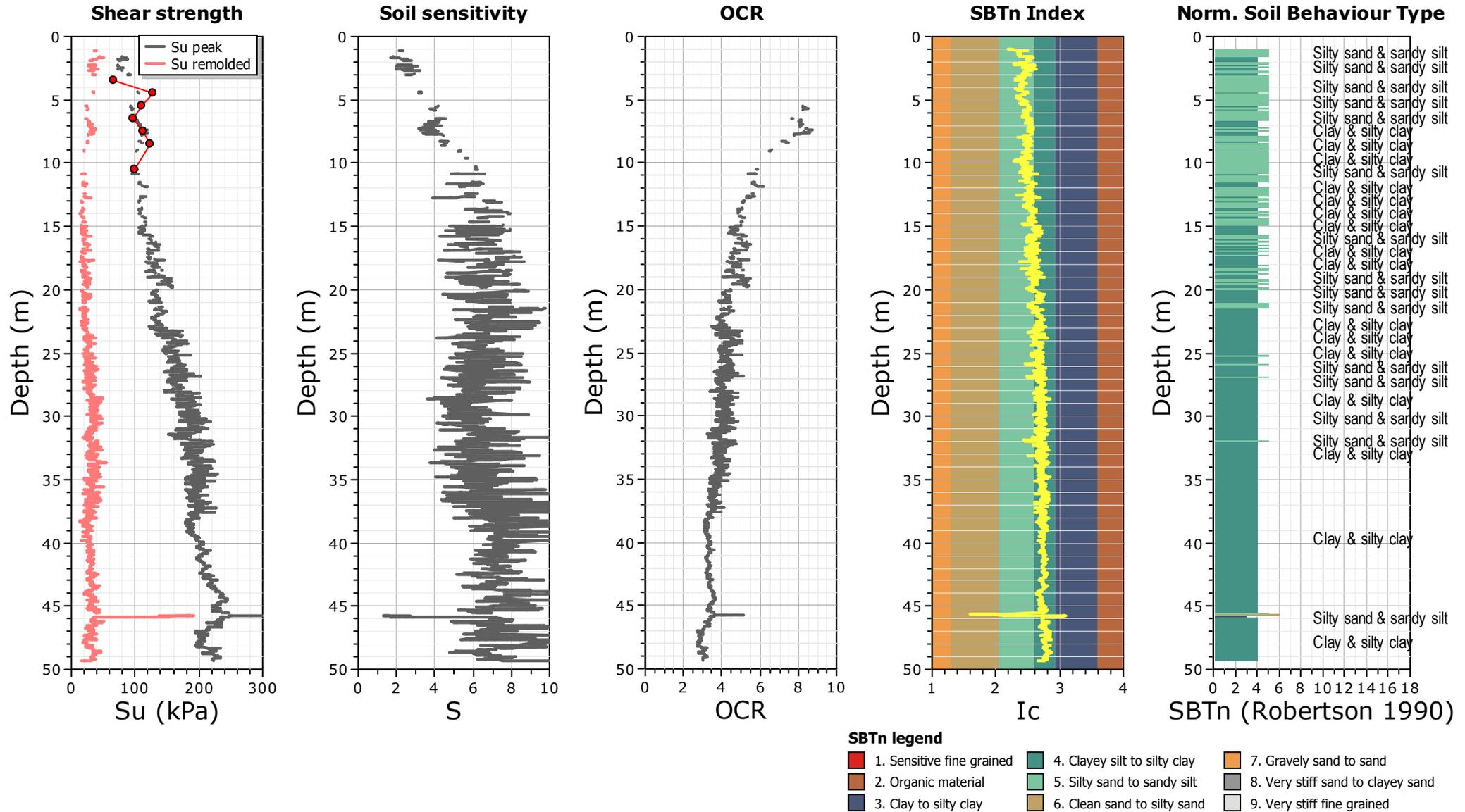
Y:\geotec_80\Style\lab\Lab_Atterberg_FR1_logo client.sxy U:\Environnement\Géotechnique\Geotec_principal_20170629.mdb



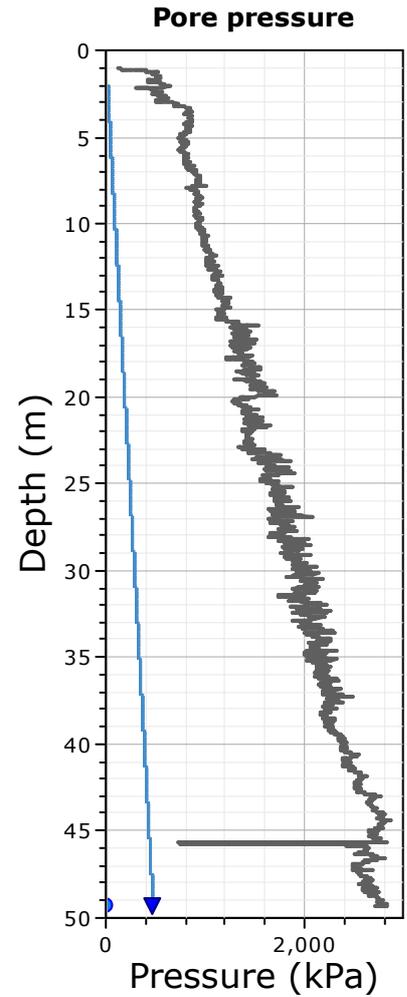
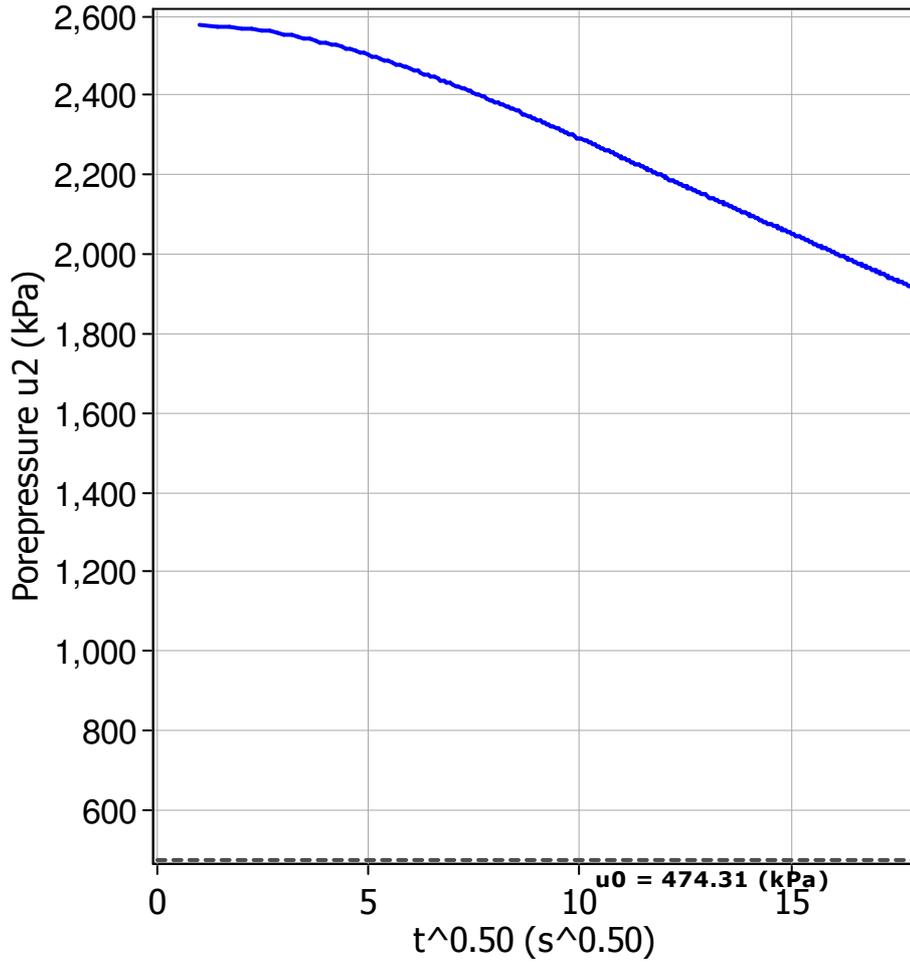
Project: Étude géotechnique - Piste multifonction

Location: Chelsea





Piezocone Dissipation Test: CPT-01 Depth: 49.35 (m)



Dissipation Tests Results

Dissipation tests

Dissipation tests consists of stopping the piezocone penetration and observing porepressures (u) with elapsed time (t). The data are automatic recorded by the field computer and should take place until a minimum of 50% dissipation.

The porepressures are plotted as a function of square root of (t). The graphical technique suggested by Robertson and Campanella (1989), yields a value for t_{50} , which corresponds to the time for 50% consolidation.

The value of the coefficient of consolidation in the radial or horizontal direction c_h was then calculated by Houlsby and Teh's (1988) theory using the following equation:

$$c_h = \frac{T \times r^2 \times I_r^{0.5}}{t_{50}}$$

where:

T: time factor given by Houlsby and Teh's (1988) theory corresponding to the porepressure position

r: piezocone radius

I_r : stiffness index, equal to shear modulus G divided by the undrained strength of clay (S_u).

t_{50} : time corresponding to 50% consolidation

Permeability estimates based on dissipation test

The dissipation of pore pressures during a CPTu dissipation test is controlled by the coefficient of consolidation in the horizontal direction (c_h) which is influenced by a combination of the soil permeability (k_h) and compressibility (M), as defined by the following:

$$k_h = c_h \times \gamma_w / M$$

where: M is the 1-D constrained modulus and γ_w is the unit weight of water, in compatible units.

Tabular results

CPTU Borehole	Depth (m)	$(t_{50})^{0.50}$	t_{50} (s)	t_{50} (years)	G/ S_u	c_h (m^2/s)	c_h ($m^2/year$)	M (MPa)	k_h (m/s)
CPT-01	49.35	0.0	0	0.00E+000	405.03	0.00E+000	0	30.93	-1.00E+004

ANNEXE

D

ANALYSES DE STABILITÉ





Analyses de stabilité pour la piste multifonctionnelle

Date : 4 octobre 2017

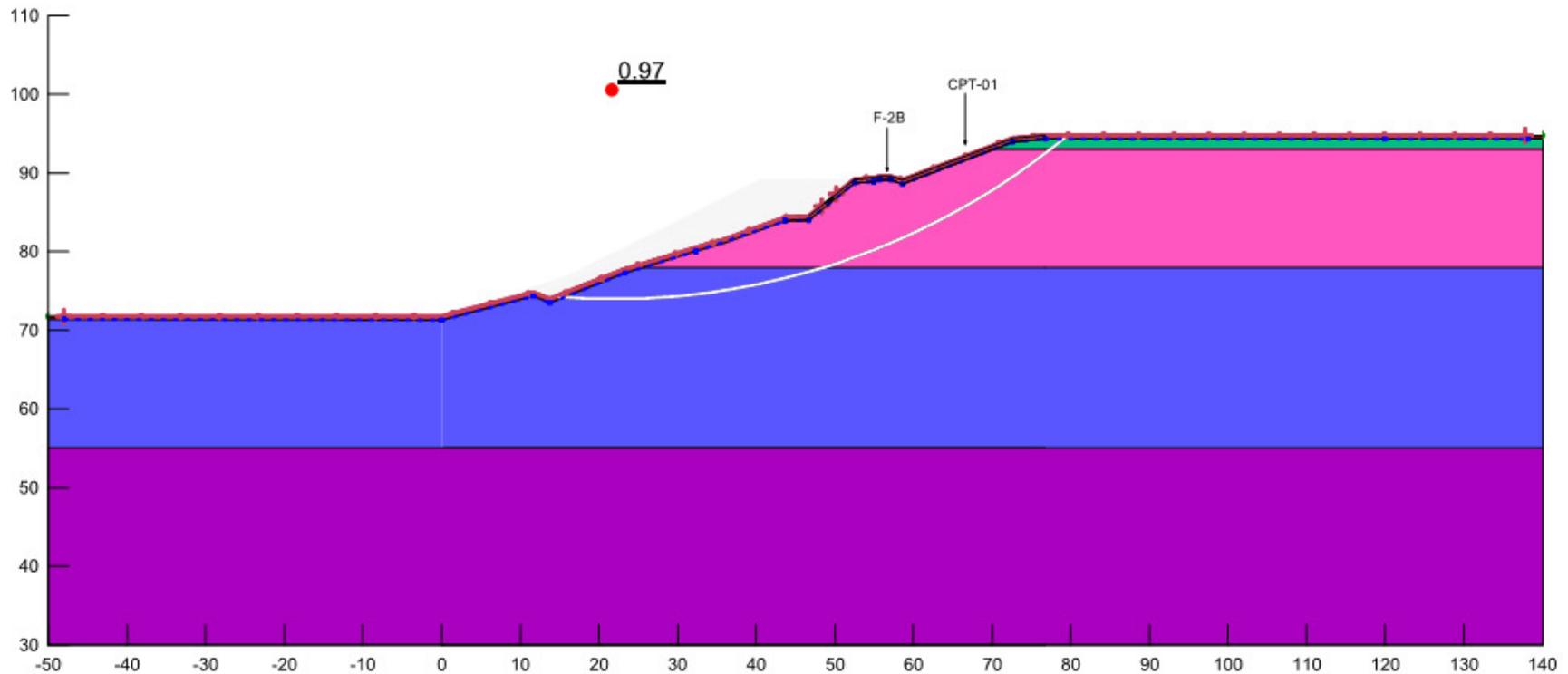
Paramètre	Enrochement	Terre végétale	Sable silteux argileux	Argile 1	Argile 2	Argile 3	Argile 4
Élévation (m)			>100	±100 - 93	93 - 75	75 - 55	< 55
Poids volumique humide, γ_h (kN/m ³)	22	20	19	16	16	16	16
Poids volumique effectif, γ' (kN/m ³)	12,2	10,2	9,2	6,2	6,2	6,2	6,2
Angle de frottement effectif, ϕ' (-)	38	30	32	35 / 0	35 / 0	30 / 0	30 / 0
Cohésion, c' (kPa)	0	1	2	4	4	4	4
Résistance au cisaillement non drainé, c_u (kPa)	-	-	-	75	60	100	200

Client :	Municipalité de Chelsea	Préparé par : Kristina Bondy, ing., M.ing
Projet :	Étude géotechnique – Piste multifonctionnelle projetée	
Référence :	171-06536-00	
Localisation :	Secteur B	Révisé par : Luc Paquette, ing.
Analyse :	-	



Figure 1 : Coupe 1A
Condition initiale – Cas statique

Date : 21 juillet 2017

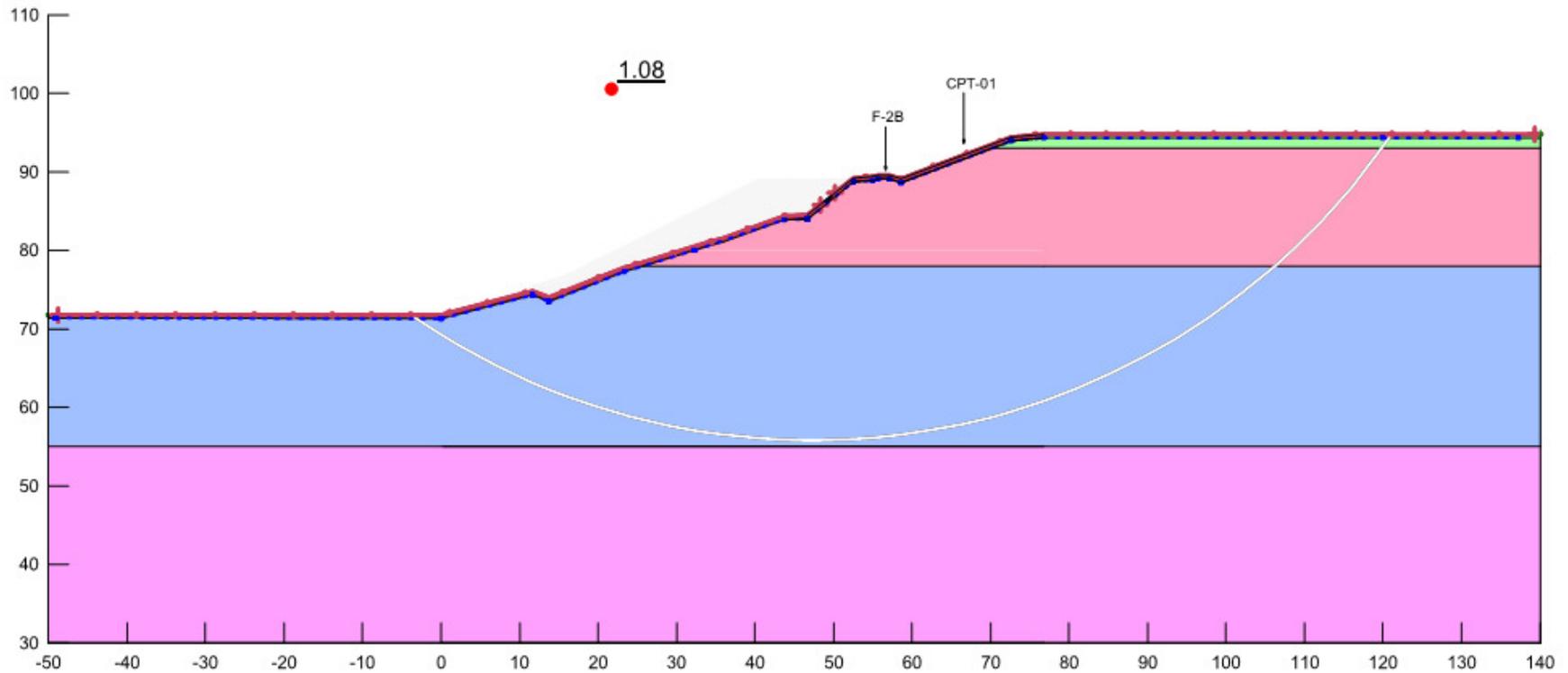


Client :	Municipalité de Chelsea	Préparé par :	Kristina Bondy, ing., M.ing
Projet :	Étude géotechnique – Piste multifonctionnelle projetée		
Référence :	171-06536-00		
Localisation :	Secteur B – Coupe 1A	Révisé par :	Luc Paquette, ing.
Analyse :	Long terme - statique	F.S. : 0,97	



Figure 2 : Coupe 1A
Condition initiale – Cas sismique

Date : 21 juillet 2017

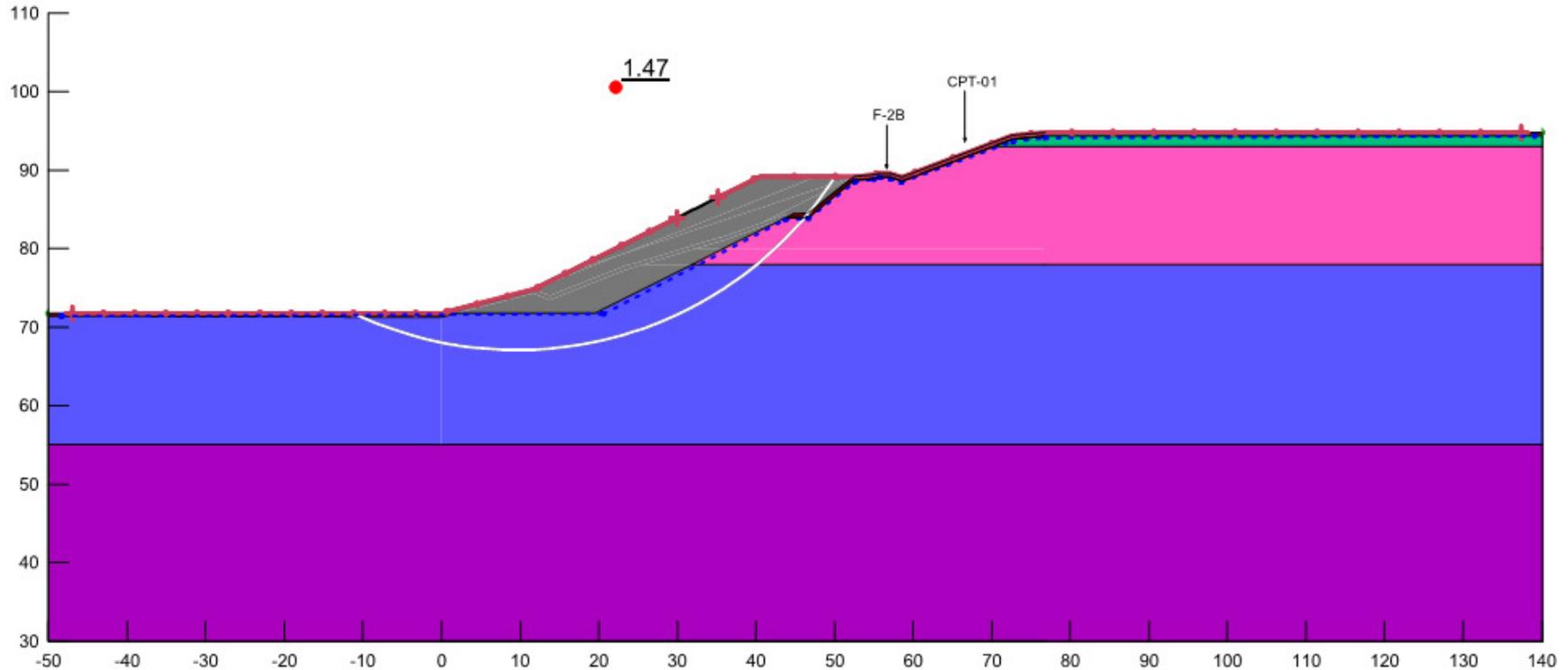


Client :	Municipalité de Chelsea	Préparé par :	Kristina Bondy, ing., M.ing
Projet :	Étude géotechnique – Piste multifonctionnelle projetée		
Référence :	171-06536-00		
Localisation :	Secteur B – Coupe 1A	Révisé par :	Luc Paquette, ing.
Analyse :	Courte terme - sismique	F.S. : 1,08	



Figure 3 : Coupe 1A
Reprofilier le terrain 2 :1 et ajouter un enrochement de protection -
Pente 2H:1V avec berme de 12 m à partir de l'élévation du chemin
de fer – Cas statique

Date : 21 juillet 2017

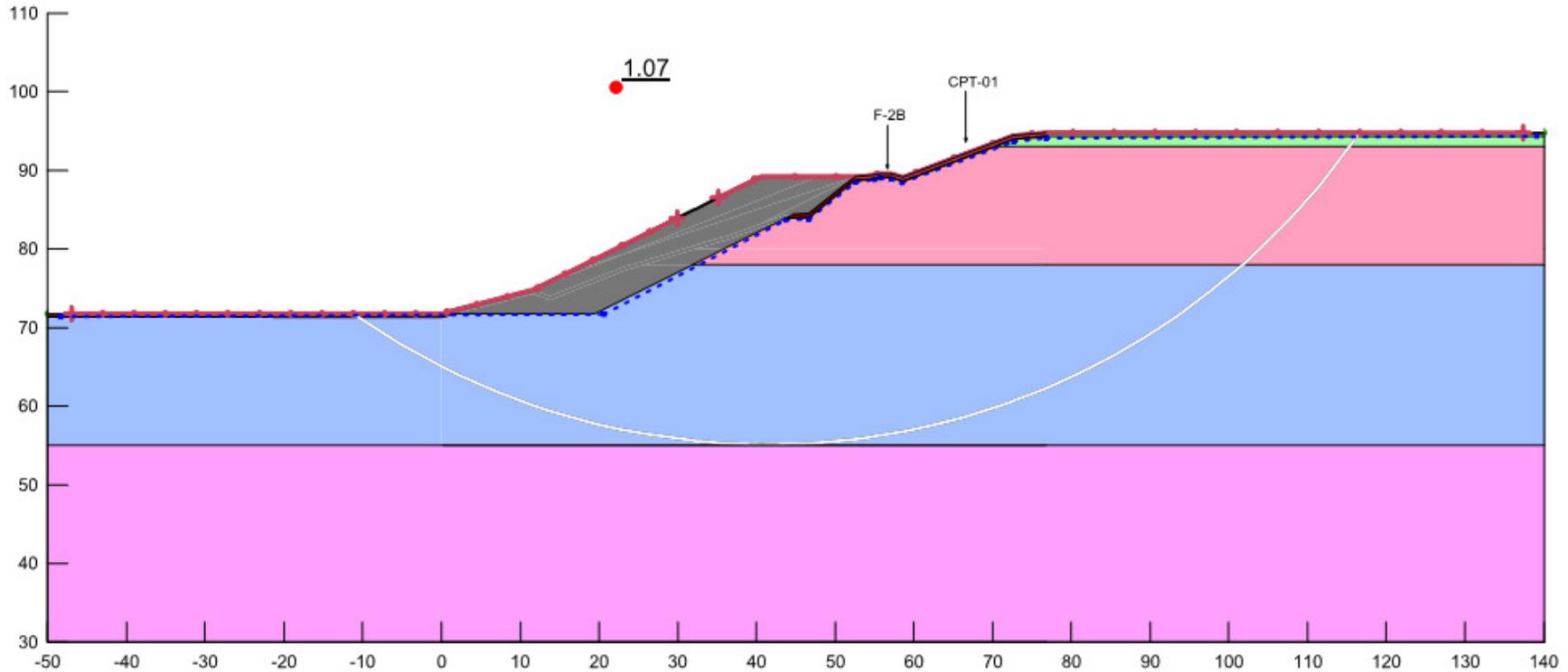


Client :	Municipalité de Chelsea	Préparé par :	Kristina Bondy, ing., M.ing
Projet :	Étude géotechnique – Piste multifonctionnelle projetée		
Référence :	171-06536-00		
Localisation :	Secteur B – Coupe 1A	Révisé par :	Luc Paquette, ing.
Analyse :	Long terme - statique	F.S. : 1,47	



Figure 4 : Coupe 1A
Reprofilier le terrain 2 :1 et ajouter un enrochement de protection -
Pente 2H:1V avec berme de 12 m à partir de l'élévation du chemin
de fer – Cas sismique

Date : 21 juillet 2017



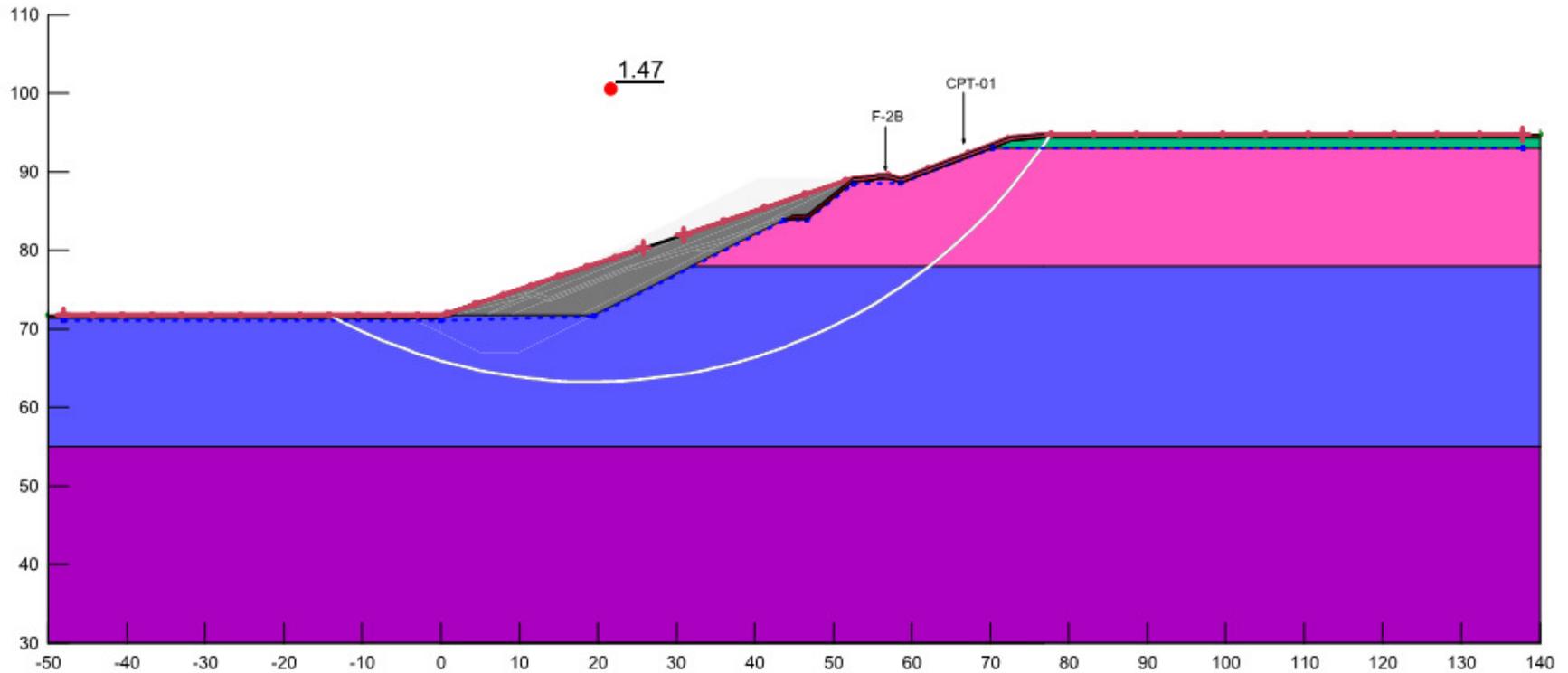
Client :	Municipalité de Chelsea	Préparé par :	Kristina Bondy, ing., M.ing
Projet :	Étude géotechnique – Piste multifonctionnelle projetée		
Référence :	171-06536-00		
Localisation :	Secteur B – Coupe 1A	Révisé par :	Luc Paquette, ing.
Analyse :	Courte terme - sismique	F.S. : 1,07	



Figure 5 : Coupe 1A

Reprofilier le terrain 2 :1 et ajouter un enrochement de protection -
Pente 3H:1V à partir de l'élévation du chemin de fer – Cas statique

Date : 4 octobre 2017



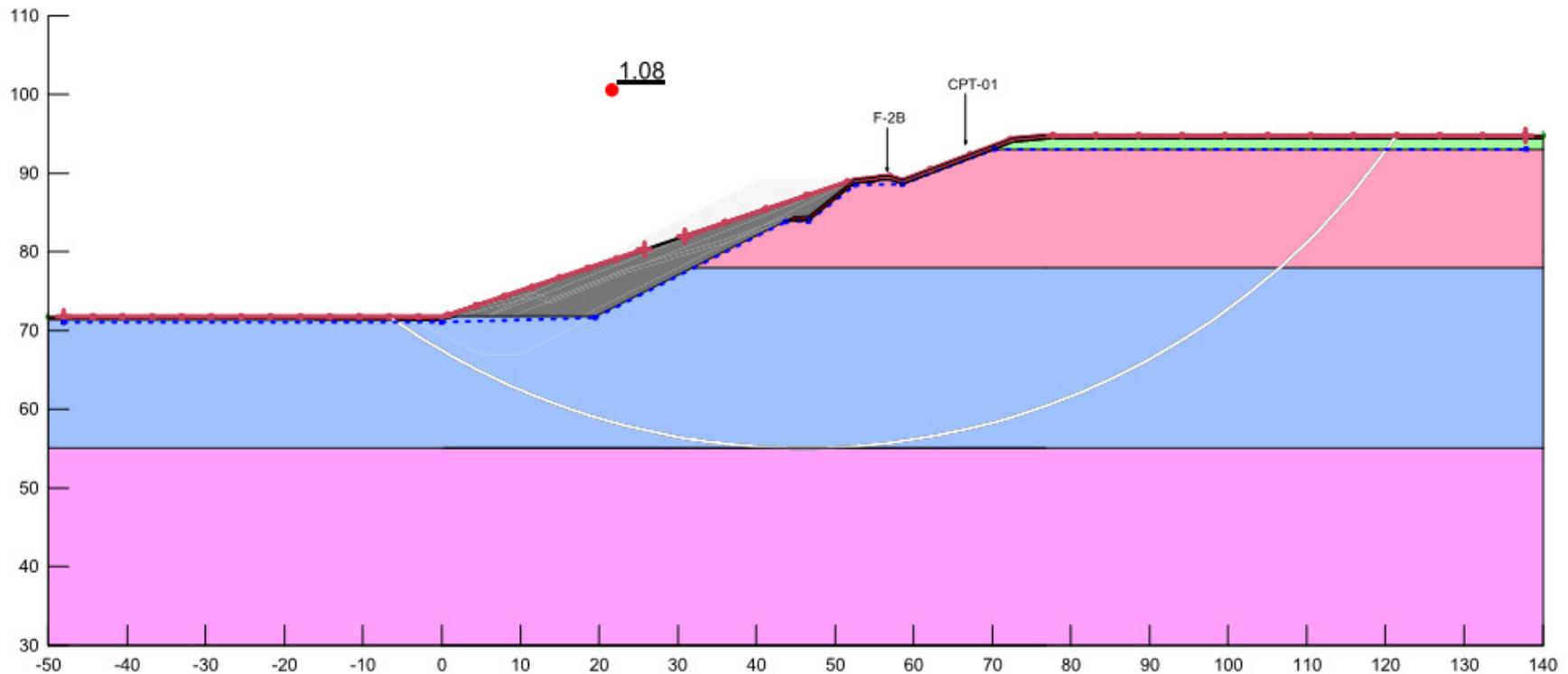
Client :	Municipalité de Chelsea	Préparé par :	Kristina Bondy, ing., M.ing
Projet :	Étude géotechnique – Piste multifonctionnelle projetée		
Référence :	171-06536-00		
Localisation :	Secteur B – Coupe 1A	Révisé par :	Luc Paquette, ing.
Analyse :	Long terme - statique	F.S. : 1,47	



Figure 6 : Coupe 1A

Reprofilier le terrain 2 :1 et ajouter un enrochement de protection -
Pente 3H:1V à partir de l'élévation du chemin de fer – Cas sismique

Date : 4 octobre 2017



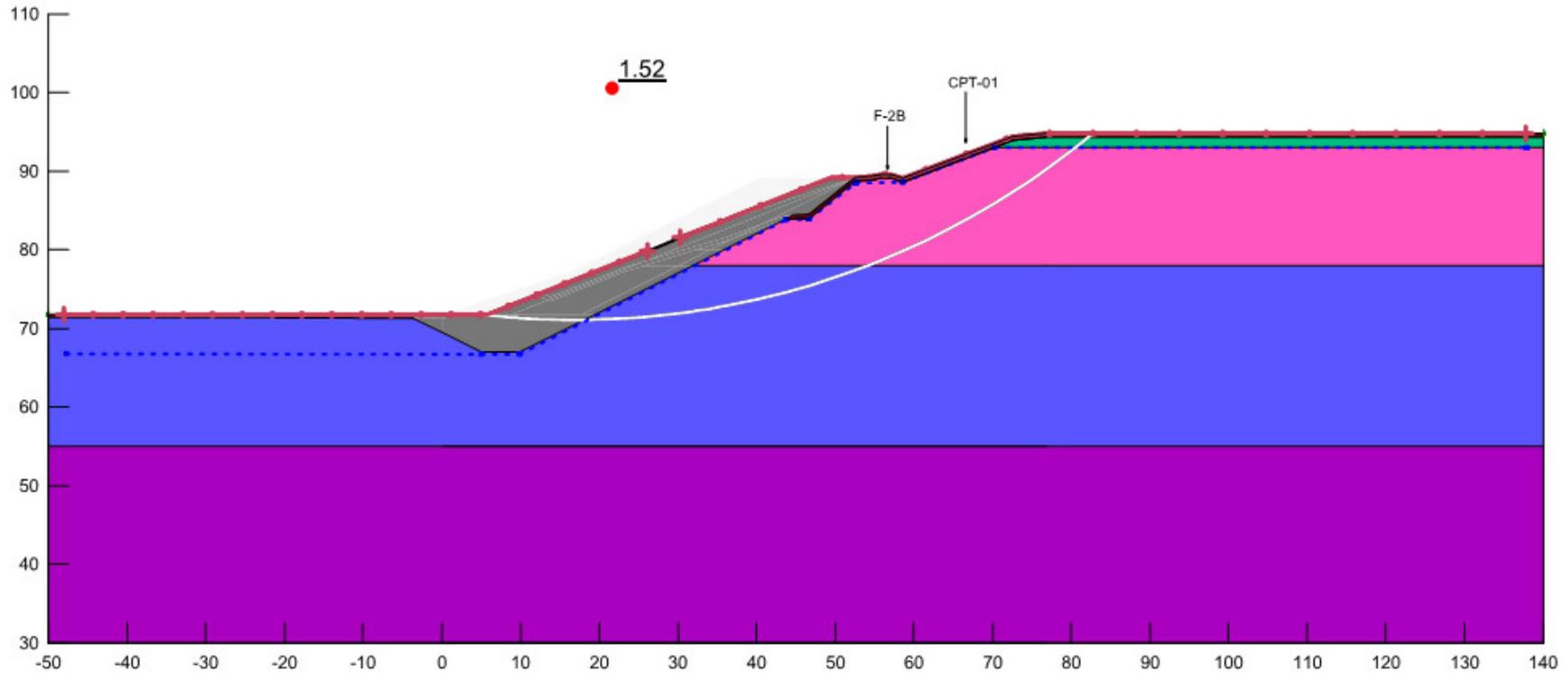
Client :	Municipalité de Chelsea	Préparé par :	Kristina Bondy, ing., M.ing
Projet :	Étude géotechnique – Piste multifonctionnelle projetée		
Référence :	171-06536-00		
Localisation :	Secteur B – Coupe 1A	Révisé par :	Luc Paquette, ing.
Analyse :	Courte terme - sismique	F.S. : 1,08	



Figure 7 : Coupe 1A

Reprofilier le terrain 2 :1 et ajouter une clé de 5m de profondeur et un enrochement de protection - Pente 2,5H:1V avec berme de 3 m à partir de l'élévation du chemin de fer – Cas statique

Date : 4 octobre 2017

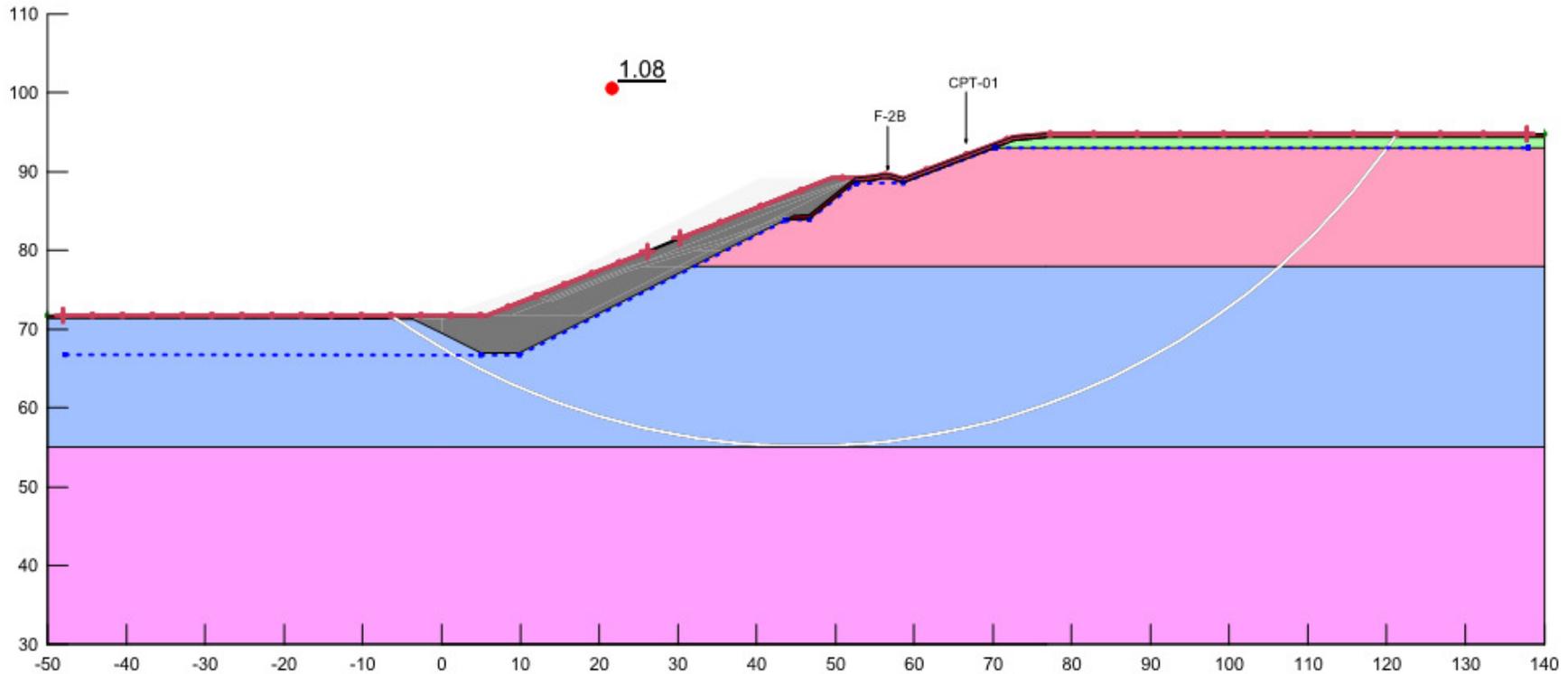


Client :	Municipalité de Chelsea	Préparé par :	Kristina Bondy, ing., M.ing
Projet :	Étude géotechnique – Piste multifonctionnelle projetée		
Référence :	171-06536-00		
Localisation :	Secteur B – Coupe 1A	Révisé par :	Luc Paquette, ing.
Analyse :	Long terme - statique	F.S. : 1,52	



Figure 8 : Coupe 1A
Reprofilier le terrain 2 :1 et ajouter une clé de 5m de profondeur et un enrochement de protection - Pente 2,5H:1V avec berme de 3 m à partir de l'élévation du chemin de fer – Cas sismique

Date : 4 octobre 2017



Client :	Municipalité de Chelsea	Préparé par :	Kristina Bondy, ing., M.ing
Projet :	Étude géotechnique – Piste multifonctionnelle projetée		
Référence :	171-06536-00		
Localisation :	Secteur B – Coupe 1A	Révisé par :	Luc Paquette, ing.
Analyse :	Courte terme - sismique	F.S. : 1,08	



Figure 9 : Coupe 1B
Condition initiale – Cas statique

Date : 21 juillet 2017

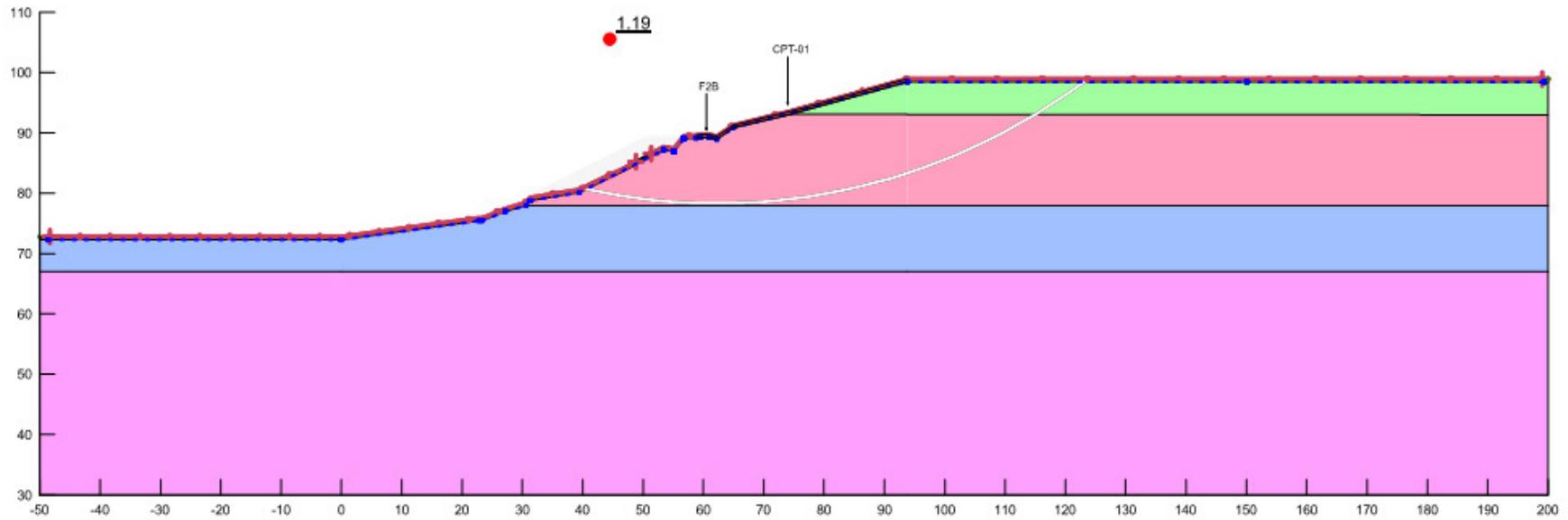


Client :	Municipalité de Chelsea	Préparé par :	Kristina Bondy, ing., M.ing
Projet :	Étude géotechnique – Piste multifonctionnelle projetée		
Référence :	171-06536-00		
Localisation :	Secteur B – Coupe 1B	Révisé par :	Luc Paquette, ing.
Analyse :	Long terme - statique	F.S. : 0,94	



Figure 10 : Coupe 1B
Condition initiale – Cas sismique

Date : 21 juillet 2017

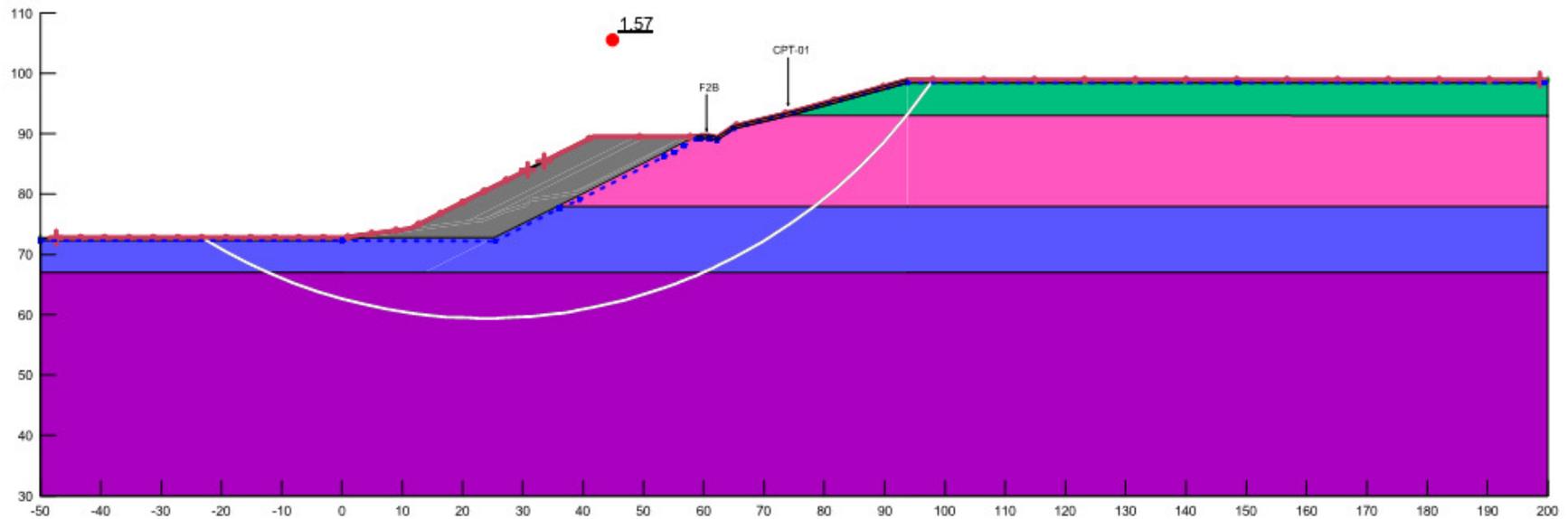


Client :	Municipalité de Chelsea	Préparé par :	Kristina Bondy, ing., M.ing
Projet :	Étude géotechnique – Piste multifonctionnelle projetée		
Référence :	171-06536-00		
Localisation :	Secteur B – Coupe 1B	Révisé par :	Luc Paquette, ing.
Analyse :	Courte terme - sismique	F.S. : 1,19	



Figure 11 : Coupe 1B
Reprofilier le terrain 2 :1 et ajouter un enrochement de protection -
Pente 2H:1V avec berme de 15 m à partir de l'élévation du chemin
de fer – Cas statique

Date : 21 juillet 2017

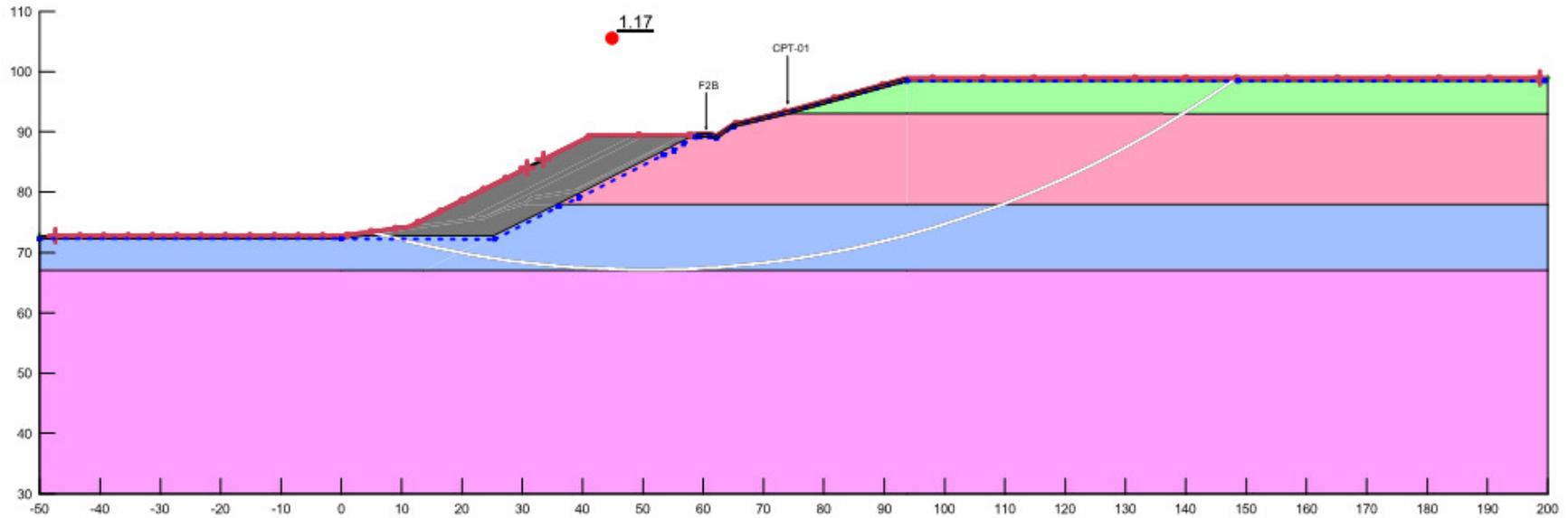


Client :	Municipalité de Chelsea	Préparé par :	Kristina Bondy, ing., M.ing
Projet :	Étude géotechnique – Piste multifonctionnelle projetée		
Référence :	171-06536-00		
Localisation :	Secteur B – Coupe 1B	Révisé par :	Luc Paquette, ing.
Analyse :	Long terme - statique	F.S. : 1,57	



Figure 12 : Coupe 1B
Reprofiler le terrain 2 :1 et ajouter un enrochement de protection -
Pente 2H:1V avec berme de 15 m à partir de l'élévation du chemin
de fer – Cas sismique

Date : 21 juillet 2017

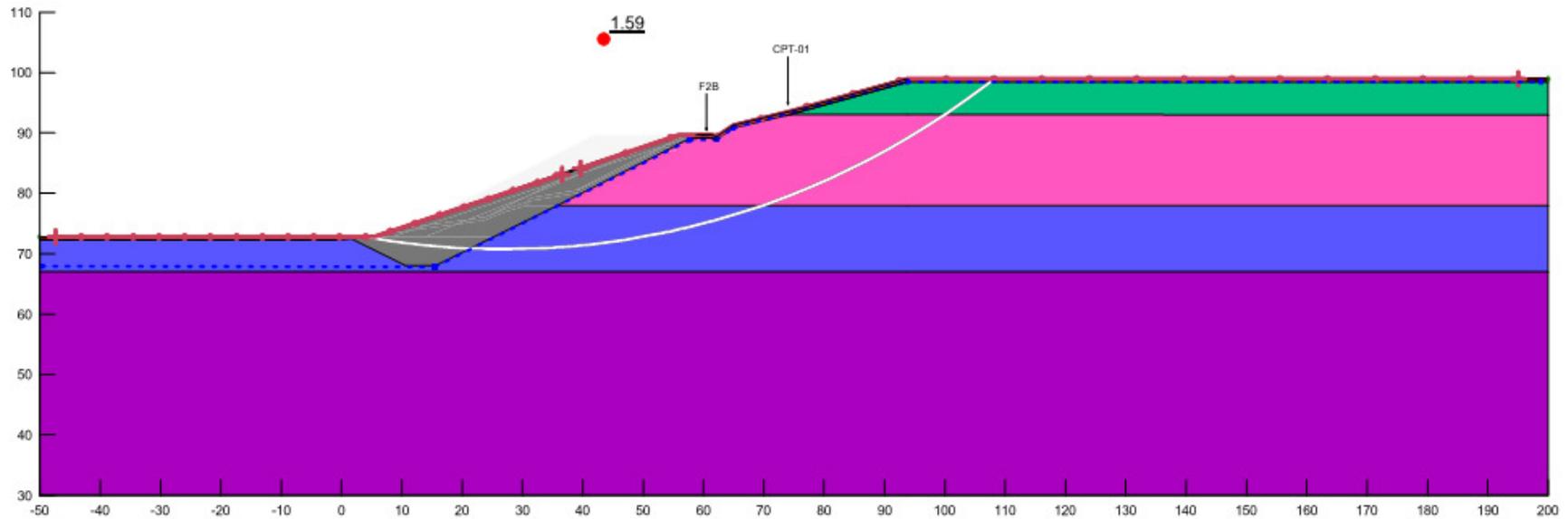


Client :	Municipalité de Chelsea	Préparé par : Kristina Bondy, ing., M.ing
Projet :	Étude géotechnique – Piste multifonctionnelle projetée	
Référence :	171-06536-00	
Localisation :	Secteur B – Coupe 1B	Révisé par : Luc Paquette, ing.
Analyse :	Courte terme - sismique	



Figure 13 : Coupe 1B
Reprofilier le terrain 2 :1 et ajouter une clé de 5m de profondeur et un enrochement de protection - Pente 3H:1V avec berme de 3 m à partir de l'élévation du chemin de fer – Cas statique

Date : 4 octobre 2017

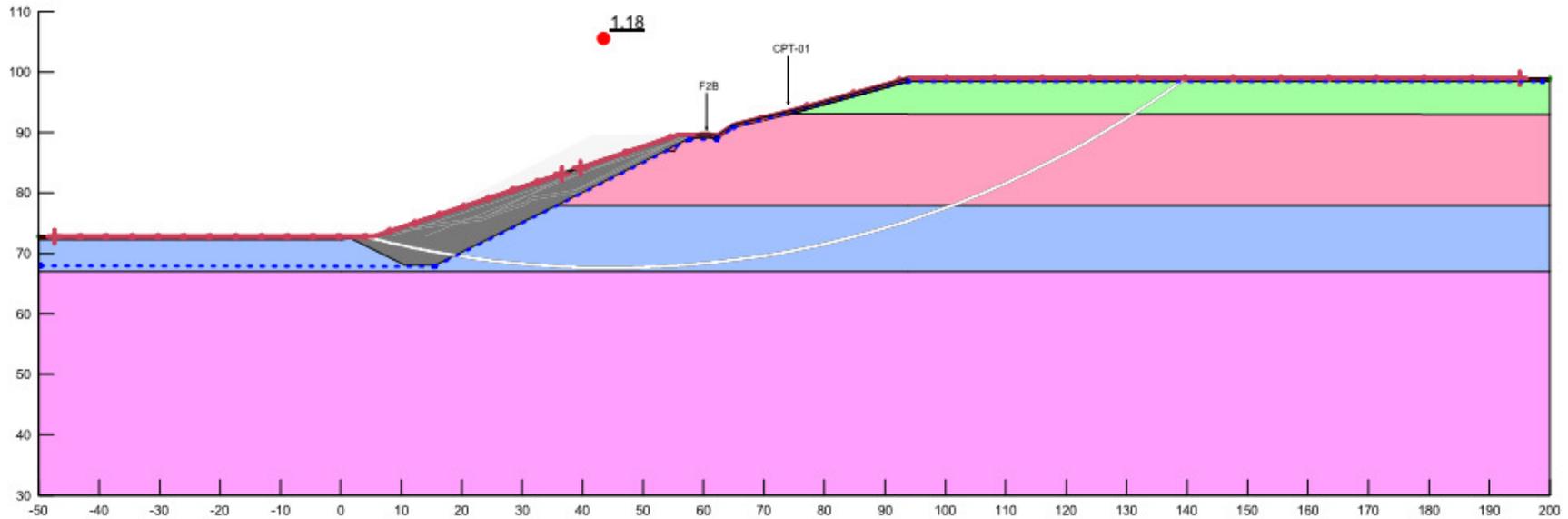


Client :	Municipalité de Chelsea	Préparé par :	Kristina Bondy, ing., M.ing
Projet :	Étude géotechnique – Piste multifonctionnelle projetée		
Référence :	171-06536-00		
Localisation :	Secteur B – Coupe 1B	Révisé par :	Luc Paquette, ing.
Analyse :	Long terme - statique	F.S. : 1,59	



Figure 14 : Coupe 1B
Reprofilier le terrain 2 :1 et ajouter une clé de 5m de profondeur et un enrochement de protection - Pente 3H:1V avec berme de 3 m à partir de l'élévation du chemin de fer – Cas sismique

Date : 4 octobre 2017



Client :	Municipalité de Chelsea	Préparé par :	Kristina Bondy, ing., M.ing
Projet :	Étude géotechnique – Piste multifonctionnelle projetée		
Référence :	171-06536-00		
Localisation :	Secteur B – Coupe 1B	Révisé par :	Luc Paquette, ing.
Analyse :	Courte terme - sismique	F.S. : 1,18	