

Table des matières

Résumé	iii
Abstract.....	iv
Table des matières	v
Liste des tableaux.....	viii
Liste des figures.....	x
Liste des abréviations et des sigles	xvii
Remerciements.....	xxii
Chapitre 1 - Introduction	1
1.1 Mise en contexte.....	1
1.2 Objectif de l'étude	3
1.3 Organisation du mémoire	4
Partie 1 : Caractérisation d'un cas d'étalement dans les argiles sensibles : Le glissement de terrain de Casselman, 1971	8
Chapitre 2 – Le glissement de 1971 à Casselman, Ontario.....	9
2.1 Mise en contexte.....	9
2.2 Situation antérieure au glissement.....	10
2.3 Investigation géotechnique 2014-2015.....	11
2.3.1 Sondages à l'extérieur de la cicatrice	12
2.3.2 Sondages à l'intérieur de la cicatrice	12
2.3.3 Essais en laboratoire	12
2.4 Propriétés géotechniques des sols	13
2.4.1 Site du forage 13	14
2.4.1.1 Unité 1	14
2.4.1.2 Unité 2	15
2.4.1.3 Unité 3	15
2.4.1.4 Unité 4	16
2.4.2 Site du forage 01	16
2.4.3 Remarques générales sur les sols intacts	18
2.4.4 Résultats des essais de cisaillement	18
2.4.4.1 Cisaillement simple	18
2.4.4.2 Essais triaxiaux	19
2.5 Morphologie du glissement.....	19
2.6 Localisation de la surface de rupture	20
2.7 Hydrogéologie du site	21
2.8 Stabilité initiale du talus	22

2.9 Discussion	23
2.9.1 Géomorphologie des débris.....	23
2.9.2 Mécanisme et profondeur de la rupture	24
2.10 Conclusion.....	25

Partie 2 : Application de la méthode numérique à des cas réels d'étalements. .. 40

Chapitre 3 – Modélisation numérique de la rupture progressive. 41

3.1 Rupture progressive	41
3.2 Modélisation dans PLAXIS	43
3.3 Modélisation dans BIFURC	45
3.3.1 Le modèle de sol	45
3.3.2 Les paramètres utilisés.....	45
3.3.3 L'analyse numérique	46

Chapitre 4 – Application de la rupture progressive au glissement de 1971 à Casselman..... 55

4.1 Modélisation dans PLAXIS	55
4.1.1 Géométrie et paramètres de sol	55
4.1.2 Conditions limites	56
4.1.3 Résultats.....	57
4.2 Modélisation dans BIFURC	57
4.2.1 Géométrie, maillage et conditions limites du modèle.....	58
4.2.2 Comportement du sol	58
4.2.2.1 Éléments fermes	58
4.2.2.2 Éléments interfaces	58
4.2.2.3 Critère de rupture active du sol	60
4.2.3 Résultats de l'analyse paramétrique.....	61
4.2.3.1 Influence de l'épaisseur de la bande de cisaillement	61
4.2.3.2 Influence de la résistance à grande déformation.	62
4.2.4 Analyse pour la rétrogression observée	64
4.2.4.1 Une épaisseur de bande de cisaillement de 0,1 m.	64
4.2.4.2 Pour une épaisseur de bande de cisaillement de 0,5 m.	66
4.3 Conclusion.....	67

Chapitre 5 – Application de la rupture progressive au glissement de 1986 à Saint-Luc-de-Vincennes..... 81

5.1 Introduction.....	81
-----------------------	----

5.1.1	Description du glissement.....	81
5.1.2	Investigation géotechnique	81
5.1.3	Conditions antérieures au glissement.....	82
5.1.4	Contexte stratigraphique du site	82
5.1.5	Propriétés géotechniques du sol impliqué	83
5.2	Analyse de stabilité initiale.....	84
5.3	Modélisation dans PLAXIS	86
5.3.1	Géométrie et paramètres de sol	86
5.3.2	Conditions limites	88
5.3.3	Résultats.....	88
5.4	Modélisation dans BIFURC	89
5.4.1	Géométrie, maillage et conditions limites du modèle.....	89
5.4.2	Comportement du sol	89
5.4.2.1	Éléments fermes	89
5.4.2.2	Éléments interfaces	90
5.4.2.3	Critère de rupture active du sol	90
5.4.3	Résultats de l'analyse paramétrique.....	91
5.4.3.1	L'influence de l'épaisseur de la bande de cisaillement.....	92
5.4.3.2	L'influence de la résistance à grande déformation.....	93
5.4.4	Analyse pour la rétrogression observée	94
5.4.4.1	Pour une épaisseur de bande de cisaillement de 0,1 m	94
5.4.4.2	Pour une épaisseur de bande de cisaillement de 0,5 m	95
5.5	Conclusion.....	97
Chapitre 6 – Discussion sur l'application de la rupture progressive aux étalements .		117
Chapitre 7 – Conclusion		120
Bibliographie.....		123
Annexe A – Informations complémentaires sur les sondages au piézocône du glissement de 1971.....		127
Annexe B – Données complémentaires sur les autres essais de terrain réalisés sur le site du glissement de 1971.....		146
Annexe C – Données complémentaires sur les essais réalisés en laboratoire		154
Annexe D – Comparaison des profils des sondages au piézocône réalisés à l'intérieur de la cicatrice du glissement de terrain par rapport à celui de référence (site 13) situé à l'extérieur de la cicatrice.....		163

Liste des tableaux

Tableau A-1 : Coordonnées géographiques, types et position des sondages réalisés lors de l'investigation géotechnique de 2014-2015 sur le site du glissement de 1971 à Casselman, Ontario.	128
Tableau A-2 : Élévation du terrain naturel, élévation du refus, profondeur du refus, type d'arrêt ainsi que la date de réalisation pour chacun des sondages au piézocône réalisés sur le site.	129
Tableau B-1 : Intervalle de profondeur et nombre d'essais réalisés au scissomètre pour chacun des sites de sondage.....	147
Tableau B-2: Type et profondeur d'installation pour chacun des piézomètres installés sur le site..	148
Tableau B-3 : Profondeur et nombre de tubes Shelby ou de cuillères fendues prélevés pour chacun des forages réalisés.....	149
Tableau B-4 : Numéro du tube, profondeur, élévation et type de prélèvement des échantillons intacts du forage F01-A.....	150
Tableau B- 5 : Numéro du tube, profondeur, élévation et type de prélèvement des échantillons intacts des forages F01-B et F01-C.	151
Tableau B-6 : Numéro du tube, profondeur, élévation et type de prélèvement des échantillons intacts des forages F06-A et F06-B ainsi que F08-A et F08-B.	152
Tableau B-7 : Numéro du tube, profondeur, élévation et type de prélèvement des échantillons intacts du forage F13.....	153
Tableau C-1 : Numéro, profondeur, élévation et le type d'essai effectué sur les cuillères fendues prélevées pour tous les forages réalisés.....	155
Tableau C-2 : Résumé des essais réalisés sur les échantillons du forage F01-A.....	156
Tableau C-3 : Résumé des essais réalisés sur les échantillons prélevés du forage F01-B et F01-C.	158

Tableau C-4 : Résumé des essais réalisés sur les échantillons prélevés du forage F06-A et F06-B.
..... 159

Tableau C-5 : Résumé des essais réalisés sur les échantillons prélevés du forage F08-A et F08-B.
..... 160

Tableau C-6 : Résumé des essais réalisés sur les échantillons prélevés du forage F13..... 161

Liste des figures

Figure 1-1 : Localisation des dépôts argileux de la mer de Champlain, représentée en gris foncé, pour la province du Québec et le sud-est de l'Ontario (Source : MTMDET, 2014).....	5
Figure 1-2 : Argile de la mer de Champlain, prélevée sur le site du glissement de Casselman (1971), observée au MEB (Source : Karine Bélanger).	6
Figure 1-3 : Illustration du concept de distance de rétrogression d'un glissement de terrain ainsi que de la géomorphologie typique des étalements dans les argiles sensibles. Modifié à partir de Locat et al. (2011a).....	7
Figure 2-1 : Carte de localisation du glissement de 1971 près du village de Casselman, Ontario. (Source : MTMDET, 2015).....	27
Figure 2-2 : Photographie de la cicatrice du glissement de 1971, prise quelques jours après le glissement, montrant les horsts et grabens. (Source : Conservation de la Nation Sud).	28
Figure 2-3 : Modèle ombragé du terrain avant glissement, présentant la position initiale de la rivière en 1969 ainsi que la topographie initiale de 1969, les courbes de niveau au mètre près et la position de l'escarpement arrière du glissement. La flèche indique la pente qui est utilisée pour le calcul de stabilité réalisé à rebours.	29
Figure 2-4 : Modèle ombragé du terrain après glissement présentant la localisation des essais géotechniques réalisés lors de la campagne 2014-2015. Le fond de carte utilisé est le Lidar 2014. .	30
Figure 2-5 : Profil géotechnique au site de forage 13.	31
Figure 2-6 : Profil géotechnique au site de forage 01.	32
Figure 2-7 : Résultats des essais de cisaillement simple réalisés sur les échantillons de 43,81 m (0,8 σ'_p) et 43,51 m (0,6 σ'_p) d'élévation.	33
Figure 2-8 : Résultats des essais de cisaillement triaxiaux (CIU) réalisés sur les échantillons au site du forage 01 dans le diagramme de Lambe.	33
Figure 2-9 : Coupe stratigraphique selon l'axe AA' montrant la topographie de 1969 (avant), la topographie de 2014 (après) ainsi que les piézocônes. La figure 7a est présentée avec une exagération verticale de 7 (1 : 7), tandis que la figure 7b est présentée sans exagération verticale (1 : 1).....	34
Figure 2-10 : Localisation de la surface de rupture au site de sondage 09 en comparant ce profil avec celui du sondage 13.....	35

Figure 2-11 : Coupe stratigraphique selon l'axe AA' montrant l'hydrogéologie du site. Les niveaux d'eau des différents piézomètres des sites 01 et 13.....	36
Figure 2-12: Modèle de sol utilisé pour l'analyse de stabilité réalisée avec Slope/W et Seep/W représentant : (a) le modèle complet avec la géométrie et les conditions limites et (b) l'analyse de stabilité avec le coefficient de sécurité obtenu de 1,247, pour les conditions d'eau de 2014.....	37
Figure 2-13 : Photographie d'un horst situé à l'est du sondage 07 à l'intérieur de la cicatrice du glissement, prise le 22 janvier 2015. (Source : Alain Durand).....	38
Figure 2-14 : Comparaison des Catscan des échantillons prélevés au-dessus et en dessous de la surface de rupture pour : A) le forage F06 situé à l'intérieur de la cicatrice du glissement, près d'un horst; et pour B) le forage F01 situé à l'extérieur de la cicatrice du glissement.	39
Figure 3-1 : Schématisation du comportement contrainte-déformation idéalisé d'un sol ayant un comportement anti-écrouissage.....	48
Figure 3-2 : Illustration de la rupture progressive dans les sols le long d'une surface de rupture potentielle dans une pente, modifiée à partir de (Leroueil et al. 2012).....	49
Figure 3-3 : Exemple d'un modèle PLAXIS représentant : en (a) la topographie de la vallée avant l'érosion de la rivière; et en (b) la topographie de la vallée après érosion de la rivière, correspondant à la topographie avant le glissement, à partir de (Locat et al. 2015).....	50
Figure 3-4 : Exemple de résultats d'analyse réalisée avec PLAXIS : (a) topographie considérée et position de la surface de rupture; (b) les contraintes de cisaillement initiale le long de cette surface de rupture; et (c) le profil de la contrainte totale horizontale moyenne pour le sol au-dessus de cette surface de rupture, à partir de (Locat et al. 2015).....	51
Figure 3-5 Schématisation d'un modèle BIFURC représentant les éléments fermes et les éléments interface ainsi que leurs caractéristiques. Modifié à partir de (Locat et al. 2015).....	52
Figure 3-6 (a) Comportement contrainte-déformation de la zone de cisaillement, (b) type de cisaillement de la bande de cisaillement et (c) comportement contrainte-déplacement pour la zone de cisaillement. Modifié à partir de (Locat et al. 2015).....	53
Figure 3-7 Exemple d'une courbe obtenue à partir du logiciel BIFURC qui présente le facteur p en fonction du nombre d'incrémentes.....	54
Figure 4-1 : Modèle du glissement de 1971 à Casselman utilisé dans PLAXIS pour le cas de 1971 représentant : (a) le modèle sans exagération avec la géométrie et le maillage sur toute sa longueur; (b) les couches de sol ainsi que leur paramètre K_0 pour la vallée avant l'érosion de la rivière (position initiale); et (c) la vallée après l'érosion de la rivière (position finale).	69

Figure 4-2 : Contraintes initiales dans la pente obtenues à partir de l'analyse réalisée dans PLAXIS pour le cas de 1971 : (a) la topographie initiale sur sol et la position de la surface de rupture; (b) la contrainte de cisaillement initiale le long de la surface de rupture idéalisée à 42 m d'élévation; et (c) la contrainte totale horizontale moyenne pour le sol au-dessus de la surface de rupture du glissement. 70

Figure 4-3 : Schématisation du modèle utilisé pour le cas de 1971 dans le logiciel BIFURC présentant la géométrie du modèle, les deux types d'éléments, les conditions frontières ainsi que le point A. Cette figure présente, sans être à l'échelle, les paramètres utilisés pour la modélisation dans BIFURC. ... 71

Figure 4-4 : Le comportement contrainte-déformation idéalisé pour le cas de 1971 en utilisant une prolongation linéaire de la pente entre la résistance en pic et la résistance à grande déformation obtenu au DSS afin d'obtenir des déformations supérieures à 30 %. 72

Figure 4-5 : Comportement contrainte-déplacement du cas de 1971 avec une résistance à grande déformation constante de 5 kPa pour deux épaisseurs de bande de cisaillement différentes. 73

Figure 4-6 : Déchargement critique et rétrogression résultant du processus de rupture progressive en fonction de l'épaisseur de la bande de cisaillement (t_c) pour une résistance à grande déformation constante de 5 kPa pour le cas de 1971. 74

Figure 4-7 : Déchargement critique en fonction de la résistance à grande déformation pour trois épaisseurs de bande de cisaillement pour le cas de 1971. 75

Figure 4-8 : Influence de la résistance à grande déformation et de l'épaisseur de la bande de cisaillement sur la rétrogression résultant du processus de rupture progressive pour le cas de 1971. 76

Figure 4-9 : Modélisation de la propagation de la surface de rupture pour une bande de cisaillement de 0,1 m d'épaisseur et une résistance à grande déformation de 3 kPa pour le cas de 1971. 77

Figure 4-10 : Variation de la contrainte totale horizontale en fonction du nombre d'incrémentes lors de la modélisation de la propagation de la surface de rupture pour une bande de cisaillement de 0,1 m d'épaisseur et une résistance à grande déformation de 3 kPa pour le cas de 1971. 78

Figure 4-11 : Modélisation de la propagation de la surface de rupture pour une bande de cisaillement de 0,5 m d'épaisseur et une résistance à grande déformation de 1,7 kPa pour le cas de 1971. 79

Figure 4-12 : Variation de la contrainte totale horizontale en fonction du nombre d'incrémentes obtenu lors de la modélisation de la propagation de la surface de rupture pour une bande de cisaillement de 0,5 m d'épaisseur et une résistance à grande déformation de 1,7 kPa pour le cas de 1971. 80

Figure 5-1 : Photographie de l'étalement de Saint-Luc-de-Vincennes, prise le 25 septembre 1986, quelques heures après le glissement (source : MTMDET). À partir de (Locat et al. 2013a). 98

Figure 5-2 : Photographie montrant des horsts et grabens dans les débris de l'étalement de Saint-Luc-de-Vincennes. La photographie montre des morceaux de la route et des arbres toujours debout sur le sommet des grabens séparés par des horsts (source : MTMDET). À partir de (Locat et al. 2013a).. 99

Figure 5-3 : Carte de localisation des sondages réalisés par le Ministère des Transports du Québec et de la coupe AA'. Photo aérienne MTMDET87028-5, prise le 21 avril 1987). À partir de (Locat et al. 2013a). 100

Figure 5-4 : Modèle stratigraphique et géomorphologique du glissement de Saint-Luc-de-Vincennes. La figure présente la topographie avant (1985) et après la rupture (1987), la stratigraphie, les profils de résistance en pointe nette ($q_t - \sigma_v$) et la localisation de la surface de rupture et du refus par le piézocône. À partir de (Locat et al. 2013a). 101

Figure 5-5 : Profil géotechnique du site 48032. Modifié à partir de (Locat et al. 2013a). 102

Figure 5-6 : (a) Comportement contrainte-déformation et (b) cheminement de contrainte des essais CK_0UDSS sur des échantillons provenant de 20,2 à 20,4 m de profondeur au site 48032. À partir de (Locat et al. 2013a). 103

Figure 5-7 : Modèle de sol utilisé pour l'analyse de stabilité réalisée dans Slope/W et Seep/W représentant : (a) le modèle complet avec la géométrie et les conditions limites; et (b) l'analyse de stabilité avec le coefficient de sécurité obtenu de 1,023. 104

Figure 5-8 : Modèle du glissement de 1986 utilisé dans PLAXIS représentant : (a) le modèle sans exagération avec la géométrie et le maillage sur toute sa longueur; (b) les couches de sol ainsi que leur paramètre K_0 pour la vallée avant l'érosion de la rivière (position initiale); et (c) la vallée après l'érosion de la rivière (position finale). 105

Figure 5-9 : Profil du coefficient de pression des terres au repos du sol surconsolidé en fonction de la profondeur pour la couche d'argile silteuse située entre 4 et 35 m. 106

Figure 5-10 : Contraintes initiales dans la pente obtenues à partir de l'analyse réalisée dans PLAXIS pour le cas de 1986 : (a) la topographie initiale du sol et la position de la surface de rupture; (b) les contraintes de cisaillement initiales le long de la surface de rupture idéalisée à 15 m d'élévation; et (c) le profil de la contrainte totale horizontale moyenne pour le sol au-dessus de la surface de rupture du glissement. 107

Figure 5-11 : Schématisation du modèle BIFURC utilisé pour le cas de 1986, présentant la géométrie du modèle, les deux types d'éléments, les conditions frontière ainsi que le point A. Cette figure présente, sans être à l'échelle, les paramètres utilisés pour la modélisation dans BIFURC. 108

Figure 5-12 : Le comportement contrainte-déformation idéalisé pour le cas de 1986 en utilisant une prolongation linéaire de la pente entre la résistance en pic et la résistance à grande déformation obtenu au DSS afin d'obtenir des déformations supérieures à 30 %.....	109
Figure 5-13 : Déchargement critique et rétrogression résultant du processus de rupture progressive en fonction de l'épaisseur de la bande de cisaillement pour une résistance à grande déformation constante de 5 kPa pour le cas de 1986.	110
Figure 5-14 : Déchargement critique en fonction de la résistance à grande déformation pour trois épaisseurs de bande de cisaillement pour le cas de 1986.....	111
Figure 5-15 : Influence de la résistance à grande déformation et de l'épaisseur de la bande de cisaillement sur la rétrogression résultant du processus de rupture progressive pour le cas de 1986.	112
Figure 5-16 : Modélisation de la propagation de la surface de rupture pour une bande de cisaillement de 0,1 m d'épaisseur et une résistance à grande déformation de 7,25 kPa pour le cas de 1986. ...	113
Figure 5-17 : Variation de la contrainte totale horizontale en fonction du nombre d'incrémentes lors de la modélisation de la propagation de la surface de rupture pour une bande de cisaillement de 0,1 m d'épaisseur et une résistance à grande déformation de 7,25 kPa pour le cas de 1986.	114
Figure 5-18 : Modélisation de la propagation de la surface de rupture pour une bande de cisaillement de 0,5 m d'épaisseur et une résistance à grande déformation de 5,25 kPa pour le cas de 1986. ...	115
Figure 5-19 : Variation de la contrainte horizontale totale en fonction du nombre d'incrémentes obtenus lors de la modélisation de la propagation de la surface de rupture pour une bande de cisaillement de 0,5 m d'épaisseur et une résistance à grande déformation de 5,25 kPa pour le cas de 1986.	116

Figure A-1 : Profil de l'essai au piézocône réalisé au site 01.....	130
Figure A-2 : Profil de l'essai au piézocône réalisé au site 02.....	131
Figure A-3 : Profil de l'essai au piézocône réalisé au site 03.....	132
Figure A-4 : Profil de l'essai au piézocône réalisé au site 04.....	133
Figure A-5 : Profil de l'essai au piézocône réalisé au site 05.....	134
Figure A-6 : Profil de l'essai au piézocône réalisé au site 06.....	135
Figure A-7 : Profil de l'essai au piézocône réalisé au site 07.....	136
Figure A-8 : Profil de l'essai au piézocône réalisé au site 08.....	137
Figure A-9 : Profil de l'essai au piézocône réalisé au site 09.....	138
Figure A-10 : Profil de l'essai au piézocône réalisé au site 10.....	139
Figure A-11 : Profil de l'essai au piézocône réalisé au site 11.....	140
Figure A-12 : Profil de l'essai au piézocône réalisé au site 12.....	141
Figure A-13 : Profil de l'essai au piézocône réalisé au site 13.....	142
Figure A-14 : Profil de l'essai au piézocône réalisé au site 14.....	143
Figure A-15 : Profil de l'essai au piézocône réalisé au site 15.....	144
Figure A-16 : Profil de l'essai au piézocône réalisé au site 16.....	145
Figure D-1 : Comparaison des profils au piézocône des sites 13 et 08 et identification de la surface de rupture à environ 42 m d'élévation.....	164
Figure D-2 : Comparaison des profils au piézocône des sites 13 et 09 et identification de la surface de rupture à environ 42 m d'élévation.....	165

Figure D-3 : Comparaison des profils au piézocône des sites 13 et 10 et identification de la surface de rupture à environ 42 m d'élévation.....	166
Figure D-4 : Comparaison des profils au piézocône des sites 13 et 14 et identification de la surface de rupture à environ 45 m d'élévation.....	167
Figure D-5 : Comparaison des profils au piézocône des sites 13 et 15 et identification de la surface de rupture à environ 45 m d'élévation.....	168
Figure D-6 : Comparaison des profils au piézocône des sites 13 et 06 et identification de la surface de rupture à environ 45 m d'élévation.....	169
Figure D-7 : Comparaison des profils au piézocône des sites 13 et 11 et identification de la surface de rupture à environ 45 m d'élévation.....	170
Figure D-8 : Comparaison des profils au piézocône des sites 13 et 12 et identification de la surface de rupture à environ 45 m d'élévation.....	171
Figure D-9 : Comparaison des profils au piézocône des sites 13 et 05 et identification de la surface de rupture à environ 50 m d'élévation.....	172
Figure D-10 : Comparaison des profils au piézocône des sites 13 et 07, aucune surface de rupture clairement identifiée pour ce site.....	173
Figure D-11 : Comparaison des profils au piézocône des sites 13 et 16, aucune surface de rupture clairement identifiée pour ce site.....	174

Liste des abréviations et des sigles

A00000	Numéro de photographie aérienne
c'	Cohésion effective
C00	Numéro de sondage au piézocône
CAT scan	Computer-assisted tomography scan
CIU	Essai de compression triaxial consolidé isotropiquement et cisailé en condition non-drainée
DSS	Essai de cisaillement simple
E	Module de Young
E_{50}	Module de chargement déviatorique
E_{el}	Module de rigidité élastique
Élév.	Élévation
E_{oed}	Module de compression en oedométrie
E_{ur}	Module de déchargement et de rechargement
F00	Numéro de forage
GPS	Ground positioning system
H	Hauteur
H_j	Hauteur de l'élément j
H_r	Hauteur du sol situé au-dessus de la surface de rupture
H_{tot}	Charge hydraulique totale
I_L	Indice de liquidité du sol
I_p	Indice de plasticité du sol
i_x	Gradient hydraulique horizontal
LERN	Laboratoire d'étude sur les risques naturels
K_0	Coefficient de pression des terres au repos du sol surconsolidé
K_0^{nc}	Coefficient de pression des terres au repos du sol normalement consolidé
$(K_0)_{labo}$	Profil de pression des terres au repos du sol surconsolidé établi à partir des essais oedométriques

$(K_0)_{\text{plaxis}}$	Profil de pression des terres au repos du sol surconsolidé obtenu à partir du logiciel PLAXIS
$(K_0)_{\text{piézocône}}$	Profil du coefficient de pression des terres au repos du sol surconsolidé obtenu à partir du sondage au piézocône
K_s	Pente du comportement après le pic dans un diagramme contrainte-déplacement
L_j	Longueur de l'élément j
Lidar	Light detection and ranging
LVM	Laboratoire Ville-Marie
MEB	Microscope à balayage électronique
MTMDET	Ministère des Transports, de la Mobilité durable et de l'Électrification des Transports du Québec
N_{ext}	Vecteur de force extérieur appliqué par le logiciel BIFURC au point A
N_{kt}	Coefficient qui lie la résistance en pointe du piézocône à la résistance au cisaillement intact du sol
NP	Non plastique
N_{σ_t}	Coefficient qui lie la résistance en pointe du piézocône à la contrainte de préconsolidation.
OCR	Rapport de surconsolidation
P	Précipitation
Prof.	Profondeur
q_t	Résistance en pointe mesurée au piézocône
R	Distance de rétrogression
S00	Numéro d'un essai au scissomètre
S_t	Sensibilité du sol
S_u	Valeur de résistance au cisaillement intact
S_{uc}	Résistance au cisaillement intact mesurée à partir du cône suédois
S_{ur}	Résistance au cisaillement remanié mesurée à partir du cône suédois
S_{uv}	Résistance au cisaillement intact mesurée à partir du scissomètre

s'	Représentation de l'axe des x dans un graphique de Lambe : $(\sigma'_1 + \sigma'_3)/2$
t	Représentation de l'axe des y dans un graphique de Lambe : $(\sigma_1 - \sigma_3)/2$
t_c	Épaisseur de la bande de cisaillement
t.n.	Terrain naturel
U_{base}	Pression d'eau appliquée à la frontière inférieure du modèle
U_{dissip}	Valeur de pression d'eau obtenue lors d'un essai de dissipation réalisé à partir d'un sondage au piézocône
$U_{piézo}$	Valeur de pression d'eau obtenue à partir d'un piézomètre
W_g	Teneur en eau naturelle prélevée sur une couche grise
W_L	Limite de liquidité
W_{lim}	Teneur en eau moyenne d'un échantillon de 10 cm d'épaisseur utilisée pour calculer l'indice de liquidité
W_{nat}	Teneur en eau naturelle du sol
W_p	Limite de plasticité
W_r	Teneur en eau naturelle prélevée sur une couche rosée
Z00	Numéro du piézomètre
α	Coefficient qui détermine l'élévation de la pression des terres résultante
δ_{ld}	Déplacement associé à la résistance à grande déformation
δ_p	Déplacement associé à la résistance en pic
δ_x	Déplacement selon l'axe des x
ΔE_j	Variation de la force E sur l'élément j
$\Delta \sigma$	Réduction de la contrainte totale horizontale
$\Delta \sigma_{cr}$	Réduction de la contrainte totale horizontale critique
Δz	Hauteur d'un segment selon l'axe z
ε_{ld}	Déformation à grande déformation
ε_p	Déformation en pic

ϕ'	Angle de frottement
γ	Poids volumique saturé moyen du sol
γ_{ld}	Déformation angulaire associée à la résistance à grande déformation
γ_p	Déformation angulaire associée à la résistance en pic
γ_{zx}	Déformation angulaire selon l'axe z et x
τ	Contrainte de cisaillement
τ_{zx}	Contrainte de cisaillement selon l'axe z et x
τ_0	Contrainte de cisaillement initiale en un point
$\tau_{0j \text{ moyen}}$	Contrainte de cisaillement moyenne initiale de l'élément j
$\tau_0(x)$	Profil de la contrainte de cisaillement initiale le long de la surface de rupture
$\tau_1(x)$	Profil de la contrainte de cisaillement au temps 1 le long de la surface de rupture
$\tau_2(x)$	Profil de la contrainte de cisaillement au temps 2 le long de la surface de rupture
$\tau_3(x)$	Profil de la contrainte de cisaillement au temps 3 le long de la surface de rupture
$\tau_4(x)$	Profil de la contrainte de cisaillement au temps 4 le long de la surface de rupture
τ_{ld}	Résistance au cisaillement à grande déformation
τ_p	Résistance au cisaillement en pic
$\sigma_{0x}(x)$	Profil de la contrainte totale horizontale initiale le long de la surface de rupture
$\sigma_{1x}(x)$	Profil de la contrainte totale horizontale au temps 1 le long de la surface de rupture
$\sigma_{2x}(x)$	Profil de la contrainte totale horizontale au temps 2 le long de la surface de rupture
$\sigma_{3x}(x)$	Profil de la contrainte totale horizontale au temps 3 le long de la surface de rupture

$\sigma_{4x}(x)$	Profil de la contrainte totale horizontale au temps 4 le long de la surface de rupture
σ_{act}	Contrainte de rupture active du sol
σ_v	Contrainte totale verticale
σ'_p	Contrainte de préconsolidation
σ'_{v0}	Contrainte effective verticale initiale
σ'_v	Contrainte effective verticale
σ_x	Contrainte totale horizontale
σ_{x0a}	Contrainte totale horizontale initiale au point A
σ_{x0j}	Contrainte totale horizontale initiale de l'élément j
σ_{x0j-1}	Contrainte totale horizontale initiale de l'élément j-1

Remerciements

Ce projet de maîtrise n'aurait pas eu lieu sans le soutien et le financement de nos partenaires: le MTMDET, le Plan d'action 2013-2020 sur les changements climatiques (PACC 2013-2020), ainsi que le CRSNG.

Je tiens à remercier ma directrice Ariane Locat pour avoir retenu ma candidature pour ce projet de maîtrise très enrichissant dont je suis particulièrement fier. Aussi pour son excellente direction, sa grande disponibilité, sa bonne humeur et son soutien tout au long du projet.

Je voudrais remercier mon codirecteur Serge Leroueil pour son implication, son intérêt et son enthousiasme par rapport au projet. Aussi pour m'avoir permis de bénéficier de ces nombreuses années d'expériences dans le domaine de la géotechnique. Il est une inspiration pour moi et pour beaucoup de ses étudiants.

J'aimerais aussi souligner l'excellent travail de plusieurs membres du MTMDET, sans qui les travaux réalisés dans le cadre de cette maîtrise sur le site du glissement de Casselman n'auraient pas pu avoir lieu. Denis Demers, pour sa confiance, son implication et ses discussions enrichissantes sur le projet; Pascal Locat, pour la planification et l'exécution des travaux de terrain, pour les bons moments sur le site et sa disponibilité tout au long du projet; Daniel Ouellet pour son travail dévoué lors de la planification et la coordination des travaux; ainsi que Martin d'Anjou et Gilbert Grondin qui ont participé activement à l'implantation des sondages sur le terrain et la supervision en chantier.

Il y a aussi les autorités de l'Ontario avec qui nous avons eu d'excellents rapports tout au long du projet. Je tiens à remercier les Comtés Unis de Prescott et Russell et la Conservation de la Nation Sud, notamment M. Louis Prévost et Mme Tessa D'Iorio pour l'aide précieuse apportée lors de la planification des sondages et la mise en place du chemin d'accès à l'intérieur du glissement. Je souhaiterais aussi remercier les propriétaires actuels des terrains qui ont été impliqués dans le glissement, tout particulièrement M. Quesnel pour son aide, sa générosité de son temps et son hospitalité.

Remerciement aux autorités du MTMDET qui ont autorisé et financé la réalisation des travaux de terrain et qui ont permis mon engagement comme stagiaire à la section des mouvements de terrain à

l'été 2015. J'ai eu le privilège de côtoyer des gens d'une grande expérience dans le domaine de la géotechnique appliquée aux glissements de terrain. Ce fut une expérience très enrichissante.

J'aimerais aussi remercier quelques personnes de l'Université Laval, notamment Christian Juneau, pour son soutien exemplaire lors des nombreux essais en laboratoire réalisés à l'Université Laval, Jacques Locat pour sa générosité, l'ouverture des portes du LERN et la participation à leur différents projets de recherche ainsi que Denis Leboeuf pour m'avoir fait confiance dans la correction de son cours de fondation et m'avoir aidé dans ma recherche d'emploi. Je tiens aussi à remercier Jean-Marie Konrad pour avoir évalué le présent mémoire.

Un remerciement spécial pour mes collègues du 5^e, particulièrement Jonathan, Kevin et François pour les bons moments passés, l'esprit de recherche scientifique, les discussions et autres.

Le dernier remerciement est pour ma famille, mes parents, pour leur appui inconditionnel et pour m'avoir donné la chance de réaliser le meilleur de moi-même. Merci.

Chapitre 1 - Introduction

1.1 Mise en contexte

La gestion du territoire constitue un défi important pour les ingénieurs au sein des sociétés modernes à travers le monde. L'approvisionnement en eau potable, la conception des réseaux autoroutiers et ferroviaires ainsi que la gestion des risques naturels en sont de bons exemples. L'est du Canada n'y fait pas exception. Cette région dispose de sols propices au développement de grands glissements de terrain, qui peuvent dévaster une importante superficie de territoire, comme le démontre le glissement de la vallée de Quyon, situé au sud-ouest de la province de Québec, dont la superficie de la cicatrice est estimée à 19 km² (Brooks 2015). Ce type de sol, provenant des dépôts de la mer de Champlain, se retrouve majoritairement dans la région de l'Outaouais et la Vallée du Saint-Laurent (figure 1-1). Le Ministère des Transports, de la Mobilité durable et de l'Électrification des Transports du Québec (MTMDET) estimait en 2014 que 89 % de la population québécoise était établie sur ce type de dépôt dont l'épaisseur peut atteindre 80 m par endroits et dont une partie peut présenter un danger de glissement de terrain (Demers et al. 2014). Le risque associé aux glissements de terrain est donc très élevé pour ces régions. Il est donc primordial de bien comprendre les mécanismes de rupture associés aux différents types de glissement de terrain afin de mieux définir les zones à risque du territoire, et ainsi, minimiser les risques associés pour la population.

Les dépôts de l'est du Canada se sont formés dans un contexte géologique particulier, il y a plusieurs milliers d'années. Il y a un peu plus de 12 mille ans, la calotte glaciaire qui recouvrait une bonne partie du Québec et de l'Ontario entamait son recul de façon significative, pour finalement complètement disparaître d'Amérique du Nord il y a environ 6000 ans (Lefebvre 1986). Ces glaciers ont fortement érodé la roche en place et ont façonné le paysage québécois. Les sédiments résultant de ce processus ont formé une farine de roche, majoritairement composée de plagioclase et de quartz, de dimension inférieure à 2 µm (Locat et al. 1984). Le retrait des glaciers a permis à une invasion marine de s'effectuer dans la dépression formée. Les conditions de déposition de ces sédiments étaient celles d'une mer, et donc, un milieu à forte teneur en sel. Ces conditions favorisent le rapprochement des feuillets d'argiles qui adsorbent de l'eau ionisée, ce qui diminue les forces de répulsion auxquelles elles sont initialement soumises. Ce processus, appelé floculation, est responsable de la microstructure en nid d'abeille caractéristique des argiles marines. La figure 1-2 illustre cette microstructure, observée à

l'aide d'un microscope à balayage électronique (MEB), sur un échantillon d'argile de la mer de Champlain prélevée sur le site du glissement de Casselman (1971).

Dû à la remontée isostatique de la croûte terrestre qui s'est effectuée plus rapidement que la remontée du niveau moyen des mers, les dépôts ont été soumis progressivement à l'érosion faite par l'eau douce des rivières, qui ont entaillé ces épais dépôts d'argiles, créant des pentes abruptes. L'infiltration des eaux de ruissellements non salées a eu pour effet de lessiver l'argile en place. La perte d'ions de l'eau interstitielle cause une diminution des forces d'attraction entre les différents feuillets d'argiles, ce qui réduit la résistance au cisaillement non-drainé de l'argile remaniée. Il s'ensuit que la sensibilité augmente (La Rochelle et al. 1970). Cette sensibilité est responsable des grands glissements de terrain dans les argiles de l'est du Canada.

Les glissements «fortement rétrogressifs» sont de grands glissements de terrain ayant une superficie généralement supérieure à 1 ha. Telle qu'illustrée à la figure 1-3, la distance de rétrogression se définit comme la distance entre le sommet de talus initial et la crête finale du glissement de terrain. Un glissement de terrain est qualifié de «fortement rétrogressif», lorsque la distance de rétrogression est supérieure à deux fois la hauteur du talus initial ou supérieure à 40 m (Demers 2014). Deux types de grands glissements de terrain sont majoritairement répertoriés par le MTMDET dans les argiles de la mer de Champlain, soit les coulées et les étalements. Ces derniers représenteraient une proportion de 37 % des glissements fortement rétrogressifs à survenir sur le territoire québécois (Demers et al. 2014).

Les coulées argileuses ont fait l'objet de nombreuses recherches dans les années 1970 à la suite du célèbre glissement de Saint-Jean-Vianney qui a causé la mort de 31 personnes et privé de foyers des centaines d'autres (Tavenas et al. 1971). Ces recherches ont permis de bien comprendre le mécanisme de rupture de ce type de glissement de terrain (Lebuis et al. 1983 et Tavenas 1984). Dans la majorité des cas, un premier glissement en pied de talus se produit, remanie le sol en place qui s'écoule hors de la cicatrice, laissant un escarpement arrière qui peut être instable. Un autre glissement peut alors se produire et le processus de rupture circulaire peut progresser jusqu'à l'obtention d'une stabilité suffisante à l'intérieur de la pente. Cette stabilité peut être obtenue lorsque l'énergie potentielle n'est plus suffisamment importante pour remanier le sol ou que les propriétés de ce même sol changent.

Les étalements quant à eux, sont caractérisés par la propagation quasi-horizontale d'une surface de rupture à partir du pied du talus et d'une dislocation du sol sus-jacent en horsts et grabens (Locat et al. 2011a). Les débris restent essentiellement à l'intérieur de l'amphithéâtre du glissement (Grondin et Demers 1996; Demers et al. 2000; Ouehb 2007; Locat et al. 2011b; Fortin-Rhéaume 2013; Locat et al. 2015; Locat et al. 2016b). Les mécanismes de rupture associés à ce type de glissement sont peu compris. De plus, les analyses réalisées à rebours sur des cas de rupture par étalement à l'aide de méthode à l'équilibre limite donnent des coefficients de sécurité élevés et ne permettent pas d'expliquer la rupture, ce qui rend la problématique d'autant plus préoccupante. Les études de Carson (1977) ont tenté d'expliquer la dislocation du sol en horsts et grabens, sans être en mesure d'expliquer la propagation quasi-horizontale de la surface de rupture sous les horsts et grabens. Les travaux de Ouehb et al. (2006), et plus récemment de Locat (2012), ont mis de l'avant la possibilité que la rupture progressive joue un rôle important dans ce type de glissement. Les étalements de Sainte-Monique en 1994 (Locat et al. 2015) ainsi que celui de Saint-Barnabé (Locat et al. 2016b) ont fait l'objet d'étude numérique afin de tenter d'expliquer la dislocation du sol et la propagation quasi-horizontale de la surface de rupture. Davantage d'études sont nécessaires afin de mieux comprendre le mode de rupture des étalements et de pouvoir prédire les distances de rétrogression observées.

1.2 Objectif de l'étude

C'est donc dans le but de mieux comprendre les mécanismes de rupture des étalements que ce projet de maîtrise a eu lieu. Il s'inscrit dans le cadre d'un vaste projet d'étude des étalements dans les argiles sensibles de l'est du Canada à l'Université Laval. Dans un premier temps, la caractérisation d'un nouveau cas d'étalement peu étudié va permettre d'améliorer les connaissances et l'information disponible sur les étalements. L'étude de la géomorphologie des débris, la géométrie des pentes avant le glissement, l'identification et la caractérisation de la surface de rupture et l'étude des propriétés géotechniques des sols impliqués sont tous des éléments qui permettront d'en apprendre davantage sur ces glissements. Dans un deuxième temps, la modélisation numérique de deux étalements, celui de Casselman et celui de Saint-Luc-de-Vincennes, portera le nombre d'étalements modélisés à quatre. Ces modélisations permettront de valider si le modèle, qui permet la simulation de propagation quasi-horizontale d'une surface de rupture et explique la rupture active en horsts et grabens du sol sus-jacent mis de l'avant par Locat (2012), est applicable à d'autres cas d'étalements. L'analyse paramétrique a pour but d'évaluer l'influence de certains paramètres qui jouent un rôle clef dans la rupture. Une

synthèse des paramètres importants et leur influence sur la rupture par étalement pour les deux cas étudiés numériquement sera réalisée.

1.3 Organisation du mémoire

Le présent mémoire est divisé en deux parties : la première partie présente la caractérisation géotechnique du glissement de 1971 à Casselman, Ontario. Cette partie a été publiée en partie dans un article pour la conférence Canadienne de Géotechnique qui s'est déroulée à Québec en 2015 (Durand et al. 2015). Le format «article» de ce chapitre a été conservé pour une publication future. Ce chapitre comprend les détails relatifs à l'étude initiale du site, une description de l'investigation géotechnique réalisée, les résultats des essais de terrain ainsi que ceux de laboratoires, les résultats des analyses de stabilité ainsi qu'une discussion sur la géomorphologie et sur le mécanisme de rupture du glissement.

La deuxième partie présente la modélisation numérique des étalements, tel que décrit par Locat (2012) et Locat et al. (2013b), et appliquée par Locat et al. (2015 et 2016b). Cette deuxième partie débute par une description générale de la méthode (chapitre 3). Par la suite, cette même méthode est appliquée au cas du glissement de 1971 à Casselman (chapitre 4) ainsi qu'au cas du glissement de 1986 à Saint-Luc-de-Vincennes (chapitre 5). Le chapitre 6 présente une discussion sur l'application de la rupture progressive et les résultats obtenus tandis que le chapitre 7 constitue la conclusion de ce mémoire.

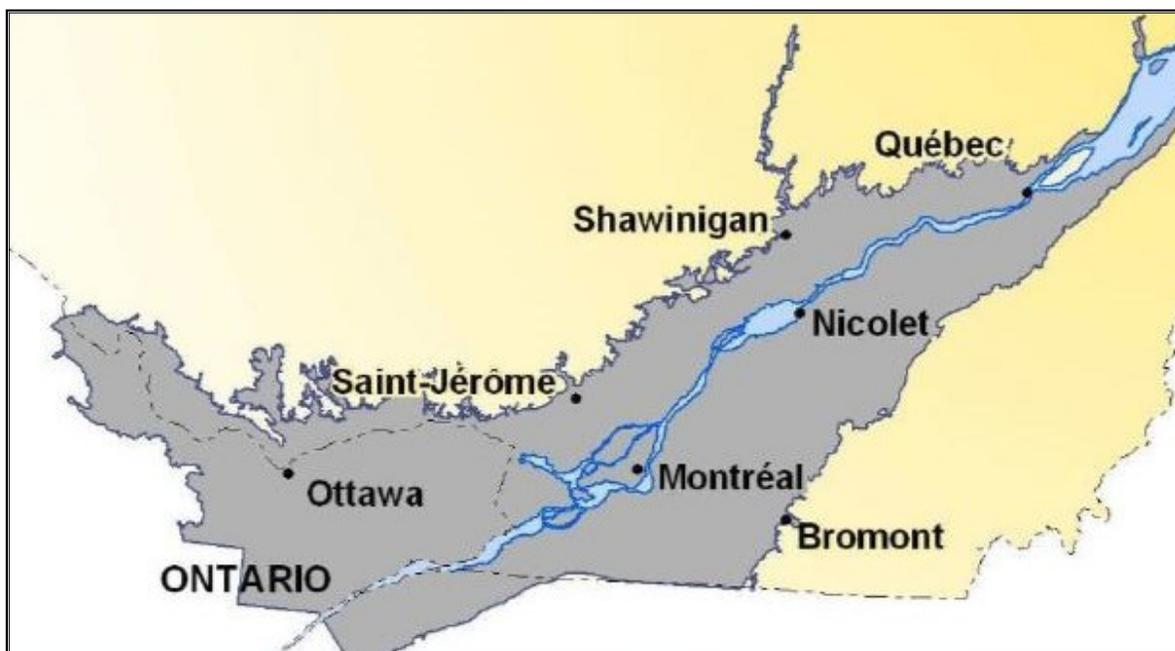


Figure 1-1 : Localisation des dépôts argileux de la mer de Champlain, représentée en gris foncé, pour la province du Québec et le sud-est de l'Ontario (Source : MTMDET, 2014).



Figure 1-2 : Argile de la mer de Champlain, prélevée sur le site du glissement de Casselman (1971), observée au MEB (Source : Karine Bélanger).

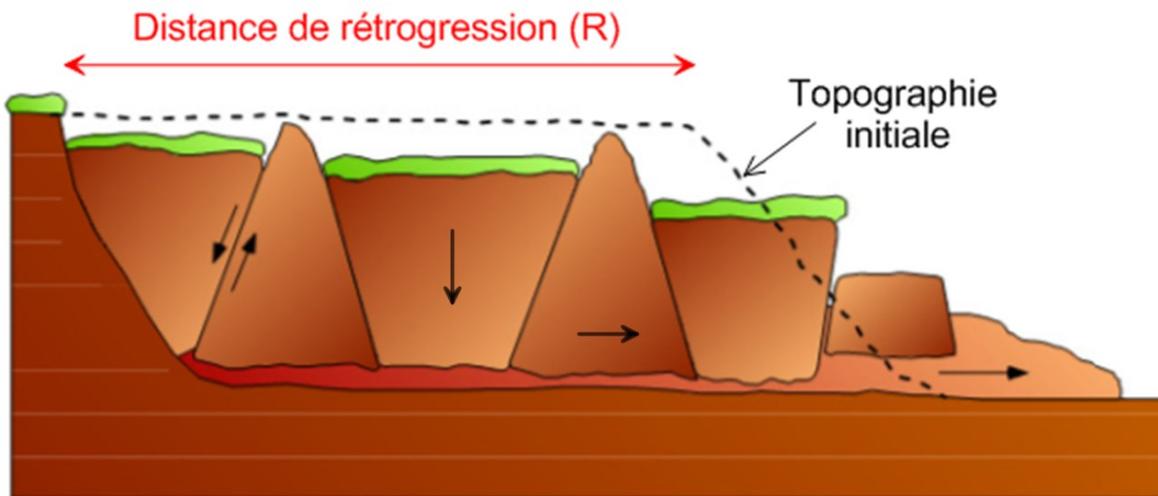


Figure 1-3 : Illustration du concept de distance de rétrogression d'un glissement de terrain ainsi que de la géomorphologie typique des étalements dans les argiles sensibles. Modifié à partir de Locat et al. (2011a).

**Partie 1 : Caractérisation d'un cas d'étalement
dans les argiles sensibles :
Le glissement de terrain de Casselman, 1971**

Rapport-Gratuit.com

Chapitre 2 – Le glissement de 1971 à Casselman, Ontario.

2.1 Mise en contexte

Dans la nuit du 16 au 17 mai 1971, un grand glissement de terrain s'est produit le long de la rivière de la Nation Sud, à environ 6 km au nord du village de Casselman dans la province de l'Ontario, au Canada (figure 2-1). Impliquant environ 28 ha de terres agricoles et mobilisant plus de 6×10^6 m³ de débris, ce glissement est l'un des plus importants à survenir le long de cette rivière jusqu'à ce jour. Le lit de la rivière a été comblé par 9 m de débris qui se sont écoulés sur une distance supérieure à 2 km vers l'aval, causant une inondation temporaire en amont (Eden et al. 1971). Aucun blessé n'a été répertorié par les autorités suite aux événements. Aucune évidence d'une première rupture en pied de talus n'a été signalée, mais quelques heures avant les événements, les fermiers du coin ont remarqué que leurs animaux de ferme étaient agités et leur bétail a refusé de se rendre au pâturage qui a par la suite été partiellement emporté lors du glissement (Mitchell 1978).

À la figure 2-2, prise sur le terrain quelques jours après le glissement, il est possible de remarquer une succession de bandes de terrain, encore recouverte d'herbe, relativement intactes appelées grabens. Les formes de sol triangulaire s'élevant au-dessus de ces grabens se nomment horsts. L'angle que fait la pointe du horst présenté à la figure 2-2 est d'environ 60°, correspondant approximativement à l'angle des ruptures actives des sols argileux de l'est du Canada (Locat et al. 2011a). Ces structures morphologiques sont grandement affectées par les agents extérieurs comme le vent, le soleil et la pluie. Il devient alors très difficile de les observer sur le terrain après quelque temps (Fortin-Rhéaume 2013). Les horsts et grabens sont des structures morphologiques typiques des étalements, un des deux types de glissement de terrain fortement rétrogressifs qui sont majoritairement répertoriés dans les argiles sensibles de l'est du Canada (Cruden et Varnes 1996 et Demers et al. 2014). Contrairement aux coulées, le mécanisme de rupture par étalement résulte essentiellement d'un mouvement de translation le long d'une surface de rupture horizontale (Grondin et Demers 1996; Locat et al. 2008 et Locat et al. 2011a). Le décès tragique en 2010 de quatre membres d'une même famille lors de l'étalement latéral de Saint-Jude met en évidence tout le danger relié à ce type de glissement de terrain (Locat et al. 2011b).

C'est dans l'optique de mieux comprendre les mécanismes associés à la rupture par étalement que le Ministère des Transports, de la Mobilité durable et de l'Électrification des Transports du Québec (MTMDET) et l'Université Laval ont collaboré à la réalisation d'une nouvelle investigation géotechnique du glissement de terrain de 1971 près du village de Casselman en Ontario. Ce glissement a déjà fait l'objet d'une étude dans les années 1970 et les principales conclusions se trouvent dans le rapport de Mitchell (1978). À cette époque, aucune investigation n'avait toutefois été réalisée afin de déterminer la position de la surface de rupture du glissement et certains résultats d'essais réalisés en laboratoire montraient des incohérences avec les valeurs attendues pour ce type de glissement de terrain, notamment des d'indices de liquidité sous l'unité.

Tous les sondages et les forages ont été réalisés sous la responsabilité et la coordination du MTMDET en septembre 2014 ainsi qu'en janvier et février 2015. Les sondages au piézocône ont été réalisés par un mandataire du MTMDET, soit la firme Inspec-Sol (maintenant GHD). Les forages, l'échantillonnage des sols et la pose des piézomètres Casagrande ont été réalisés par la même firme. L'installation des piézomètres électriques a été supervisée par le personnel technique du MTMDET. Une partie des essais en laboratoire ont été réalisés par un mandataire du MTMDET, soit la firme LVM-Technisol (maintenant Englobe). Une autre partie a été réalisée au laboratoire de l'Université Laval, et certains essais ont été réalisés au laboratoire géotechnique du MTMDET. L'implantation des travaux d'investigation a été effectuée par le personnel du MTMDET ainsi que celui de GHD. Les autorités des Comtés Unis de Prescott et Russel ont aussi contribué en produisant gracieusement le chemin d'accès pour accéder à la cicatrice du glissement à partir de l'escarpement arrière.

Les prochaines sections du présent mémoire présentent les résultats de l'investigation géotechnique réalisée en 2014-2015. Les résultats des observations par photo-interprétation, des essais *in situ*, des essais en laboratoire ainsi que leurs méthodologies respectives sont aussi présentés. La modélisation de la stabilité initiale du talus à partir des conditions hydrogéologiques obtenues lors de l'investigation sera aussi présentée.

2.2 Situation antérieure au glissement

La topographie du site avant le glissement de 1971 a été établie par stéréoscopie, à partir de photographies aériennes à l'échelle du 1/15 000 datant de 1969 (A30178, 40 et 41). La figure 2-3

présente le modèle ombragé du terrain ainsi que les courbes de niveau au mètre, lesquelles ont permis de reconstituer la géométrie avant glissement des pentes du talus près de la rivière.

Selon ce modèle, le sommet du talus était à une élévation d'environ 68 m, valeur assez uniforme sur l'ensemble du site à l'étude, à l'exception d'un ravin situé environ au centre de la présente cicatrice (voir figure 2-3). Selon l'axe de la coupe AA', présenté la figure 2-3, le talus, à partir du niveau d'eau moyen, avait une hauteur de 24 m. Près de la rivière, les 8 premiers mètres avaient un angle moyen de 19°. Par la suite, le talus avait une hauteur de 16 m avec un angle moyen de 16°. Un plateau de 15 m de largeur séparait les deux segments du talus. Toutefois, cette valeur était graduellement réduite à zéro pour la portion plus au sud de la cicatrice. À cet endroit, le talus était continu jusqu'à la rivière, avec un angle moyen de 20°, sur une distance d'environ 80 m parallèlement à la rivière (voir figure 2-3)

Le niveau du lit de la rivière a été déterminé à partir des plans de bathymétrie du pont enjambant la rivière de la Nation Sud, à 5 km au nord du glissement de 1971 (pont Albert Bélanger situé sur la route 8). L'élévation du lit de la rivière en 1971 se situait donc pas plus profondément qu'à 39,5 m d'élévation selon cette approximation. La hauteur d'eau moyenne au centre de la rivière est estimée au maximum à 4,5 m, correspondant à une élévation moyenne du niveau d'eau de 44 m.

Des données géotechniques régionales, provenant principalement d'études géotechniques réalisées pour la Conservation de la Nation Sud entre les années 1975 et 1990, en plus de l'étude géotechnique réalisée par Mitchell (1971) sur le site du glissement de Casselman ont aussi été consultées afin d'établir les propriétés des sols le long de la rivière de la Nation Sud.

2.3 Investigation géotechnique 2014-2015

La campagne d'investigation géotechnique réalisée conjointement par le MTMDET et l'Université Laval s'est déroulée en deux phases : l'une à l'automne 2014 et l'autre à l'hiver 2015. La figure 2-4 présente le modèle ombragé du terrain après le glissement, créé à partir du levé Lidar (light detection and ranging) réalisé en 2014, ainsi que la position des divers sondages réalisés pour la présente investigation (voir l'annexe A pour les tableaux de localisation des sondages réalisés ainsi que les profils des sondages au piézocône réalisés).

2.3.1 Sondages à l'extérieur de la cicatrice

La première phase de l'investigation s'est concentrée sur les sols n'ayant pas été mobilisés lors du glissement. Afin de caractériser les sols intacts ayant été impliqués dans le glissement de terrain. Dans cette optique, cinq piézocônes (01, 02, 03, 04 et 13 sur la figure 2-4) ont été réalisés, afin d'obtenir la stratigraphie générale du site, et trois profils d'essais au scissomètre (01, 03 et 13 sur la figure 2-4) ont permis de déterminer les valeurs de résistances au cisaillement intactes. Ces essais ont aussi permis d'identifier le coefficient N_{kt} régional qui relie la résistance à l'enfoncement de la pointe du piézocône (q_t) à la résistance au cisaillement intact de l'argile (S_u). Deux nids de piézomètre (01 et 13 sur la figure 2-4) ainsi que plusieurs essais de dissipations réalisés lors des sondages au piézocône ont permis d'évaluer les pressions interstitielles dans le massif de sol à différentes profondeurs. Par la suite, deux forages (01 et 13 sur la figure 2-4) ont permis de prélever 47 tubes à paroi mince Shelby de 70 mm de diamètre et de 651 cm de longueur pour réaliser des essais en laboratoire. Afin de mieux caractériser les dépôts meubles présents sur le site du glissement de 1971, 20 cuillères fendues ont aussi été prélevées pour la portion de sols plus raides en surface ainsi qu'à la base des sols argileux en profondeur (voir l'annexe B pour les tableaux récapitulatifs des essais au scissomètre, des piézomètres ainsi que les profondeurs des échantillons prélevés sur les différents sites de forage).

2.3.2 Sondages à l'intérieur de la cicatrice

La deuxième phase s'est essentiellement concentrée sur la caractérisation des débris ainsi que l'identification et la caractérisation de la surface de rupture du glissement. Pour ce faire, 11 piézocônes (02 à 12 et 14 à 16 sur la figure 2-4) ont été réalisés afin de caractériser les débris et les sols intacts situés sous la surface de rupture du glissement. Des essais de dissipation ont aussi été réalisés dans les couches de plus forte perméabilité et au refus des sondages. Deux forages avec échantillonnage de tubes à paroi mince Shelby de 70 mm de diamètre (06 et 08 sur la figure 2-4) ont permis de prélever 18 tubes de sol. Deux cuillères fendues ont aussi été prélevées à partir du forage 06.

2.3.3 Essais en laboratoire

La totalité des tubes Shelby prélevés sur le site ont été soumis à de l'imagerie tomographique (Computer-assisted tomography scan, CAT scan) par l'INRS, mandataire du MTMDET. Ces essais permettent d'obtenir, avant le détubage, une représentation visuelle de la stratigraphie des échantillons prélevés. Ces données fournissent permettent de mieux cibler les essais en laboratoire

qui ont par la suite été réalisés sur ces échantillons. Des essais de teneur en eau, de limites de consistance, de résistances au cisaillement intactes et remaniées mesurées au cône Suédois, de granulométrie et de consolidation œdométrique ont été réalisés. Ces essais de caractérisation géotechnique standard ont été réalisés conjointement par un mandataire du MTMDET (Englobe), l'Université Laval ainsi que le MTMDET. De plus, deux essais de cisaillement simple (DSS) ont été réalisés au laboratoire de géotechnique de l'Université Laval. Ces deux essais ont été consolidés en condition œdométrique à une contrainte effective verticale égale respectivement à 0,8 et 0,6 fois la contrainte de préconsolidation (σ'_p), puis cisailés en condition non-drainée une fois la consolidation terminée. Six essais triaxiaux ont aussi été réalisés au laboratoire de géotechnique de l'Université Laval. Trois essais triaxiaux ont été consolidés de façon isotropique dans le domaine normalement consolidé à des contraintes effectives verticales (σ'_v) de 350 kPa, 500 kPa et 660 kPa et cisailés en condition non-drainée (CIU). Ces essais ont permis de déterminer les paramètres de résistances effectifs du sol. Par la suite, trois essais triaxiaux ont été consolidés isotropiquement dans le domaine surconsolidé, à des contraintes effectives verticales respectives de 100 kPa, 130 kPa et 200 kPa, puis cisailés en condition non-drainée. Ceux-ci ont permis d'étudier le comportement contrainte-déformation à l'intérieur de l'état limite (voir annexe C pour les tableaux résumés des essais réalisés en laboratoire sur les échantillons prélevés).

2.4 Propriétés géotechniques des sols

Les profils géotechniques des deux forages effectués dans les sols intacts sont présentés aux figures 2-5 et 2-6. Ils permettent de caractériser les conditions géotechniques avant glissement. Ces profils présentent les principaux résultats des essais de terrain et de laboratoire effectués sur les échantillons de ces forages. Ils comprennent les images CAT scan de certains tubes prélevés, les valeurs de granulométrie, de teneurs en eau naturelle (w_{nat}) et celle moyenne calculée sur un échantillon remanié de 10 cm pour le calcul de la limite de liquidité (w_{lim}), de sensibilité (S_t), les limites de liquidité (w_L) et de plasticité (w_p), les indices de liquidité (I_L), les résistances au cisaillement intactes mesurées au scissomètre (S_{uv}) ainsi qu'au cône suédois (S_{uc}), les résistances au cisaillement remaniées obtenues au cône suédois (S_{ur}), les pressions interstitielles du piézocône après dissipations (u_{dissip}), les pressions interstitielles des piézomètres ($u_{piézo}$), les contraintes effectives verticales initiales (σ'_{v0}) et les contraintes de préconsolidation (σ'_p) déduites à partir des essais œdométriques. À partir des valeurs de résistance en pointe du piézocône (q_t), un profil de résistance au cisaillement intacte a été

déterminé en utilisant une valeur de N_{kt} de 15,5. Cette dernière valeur permet d'obtenir une bonne corrélation entre les 3 profils d'essais au scissomètre et le piézocône réalisés au même endroit (respectivement aux sites 01, 03 et 13). Un profil de contrainte de préconsolidation a aussi été déterminé à partir d'une valeur de $N_{\sigma t}$ de 3,2 qui permettait un bon accord avec les données des essais œdométriques réalisés aux sites 01 et 13. Cette valeur est légèrement plus élevée que celle proposée pour les argiles de l'est du Canada par Demers et Leroueil (2002). Ces auteurs ont trouvé une excellente corrélation avec leurs données en utilisant un facteur $N_{\sigma t}$ de 3,4. La valeur de 3,2 utilisée ici est cependant à l'intérieur de la plage comprise entre 2,9 et 4,5. En combinant les résultats des essais de granulométrie et le profil de résistance en pointe du piézocône (q_t), il a été possible d'établir une stratigraphie générale pour chacun des forages présentés.

2.4.1 Site du forage 13

Le site du forage 13, situé à une distance supérieure à 1,5 fois la hauteur de l'escarpement arrière du glissement (figure 2-4), joue le rôle de site de référence pour la présente étude. L'élévation du sol naturel, mesurée à partir d'un GPS de précision, est de 68,00 m. En se basant sur l'avant-trou réalisé lors du forage, une couche de sable silteux d'environ 1,5 m d'épaisseur a été identifiée en surface. Sous cette couche, cinq unités principales ont été identifiées pour ce site.

2.4.1.1 Unité 1

La première unité est constituée, entre 1,5 m et 13 m de profondeur, d'un silt grossier avec traces de sable présentant de nombreux interlits de silt argileux. Le contenu en argile (diamètre des particules $< 2 \mu\text{m}$) de cette couche varie entre 0 et 35 %, le contenu en silt ($2 \mu\text{m} < \text{diamètre des particules} < 80 \mu\text{m}$) varie entre 45 et 97 % et le contenu en sable ($80 \mu\text{m} < \text{diamètre des particules} < 5 \text{mm}$) varie entre 0 et 12 %. La teneur en eau moyenne pour la couche de silt est de 28 %. L'échantillon prélevé à 7 mètres de profondeur dans un interlit de silt argileux présente une limite de plasticité de 20 % et une limite de liquidité de 45 %. La teneur en eau mesurée est de 58 % et l'indice de liquidité calculé pour cet interlit de silt argileux est de 1,5. Le poids volumique moyen de l'unité 1, considérant le sol saturé, est d'environ 19 kN/m^3 , à partir de la teneur en eau moyenne et d'une densité relative des grains de 2,75, typique des argiles sensibles de la mer de Champlain (Leroueil et al. 1983). Le profil du sondage au piézocône montre une unité très stratifiée avec des valeurs de résistances en pointe variant entre 620 et 15 000 kPa.

2.4.1.2 Unité 2

La deuxième unité se trouve entre 13 et 19 m de profondeur et est constituée d'une couche de silt argileux avec un pourcentage de silt semblable à celui de la première unité, mais avec un plus grand pourcentage d'argile. Une représentation visuelle tirée du CAT scan réalisée sur un tube Shelby prélevé à 14,3 m de profondeur est présentée dans la description de l'unité à la figure 2-5. On peut y déceler une structure rubanée, où alternent des couches présentant des densités variables, associées principalement à une variation des proportions de silt et d'argile. Les couches plus denses présentant un contenu en silt un peu plus élevé.

Le contenu en argile de cette unité varie entre 25 et 50 % et son contenu en silt varie entre 50 et 75 %. Le poids volumique moyen saturé pour cette couche est de 18 kN/m³ et la teneur en eau moyenne est de 42 %. Les valeurs de limite de plasticité sont assez constantes, avec une moyenne de 18 %. Les valeurs de limites de liquidité varient entre 26 et 34 % et l'indice de liquidité associé varie entre 1,4 et 1,9. Les valeurs de résistance au cisaillement intactes sont relativement constantes avec une valeur moyenne de 50 kPa. Les résistances au cisaillement remaniées mesurées au cône suédois (S_{ur}) sont inférieures à 0,5 kPa pour l'ensemble de la couche.

2.4.1.3 Unité 3

La troisième unité, présente entre 19 m et le refus du sondage au piézocône (39,5 m de profondeur), est une couche d'argile silteuse. Cette couche présente des rythmites grisâtres-rougeâtres caractéristiques des argiles de cette région, dont l'épaisseur varie typiquement entre 0,5 cm et 4 cm. (Percival et al. 2001). Celles-ci sont visibles sur l'imagerie tirée du CAT scan présentée dans la description de l'unité pour des profondeurs de 22,3 et 34,5 m, car la densité des deux couches n'est pas la même (voir figure 2-5). Le contenu en argile varie entre 60 et 80 %, en augmentant légèrement avec la profondeur. Le contenu en silt varie entre 20 et 40 %, en diminuant avec la profondeur. Les teneurs en eau prélevées varient entre 35 et 65 %, en diminuant légèrement avec la profondeur. Les valeurs de limites de plasticité sont relativement constantes, autour de 20 %. Les valeurs de limites de liquidité varient entre 34 et 45 % et l'indice de liquidité associé varie entre 1,4 et 1,7. Locat et al. (2015) ont observé dans leur étude du glissement de terrain de Lemieux, situé le long de la rivière de la Nation Sud, à environ 3 km plus à l'est (figure 2.1), que les variations de l'indice de liquidité étaient associées en majeure partie à la rythmicité du dépôt, les couches grisâtres possédant les valeurs les plus élevées. Les résistances au cisaillement intactes obtenues au scissomètre pour cette unité débutent à environ 51 kPa à 18 m de profondeur et augmentent jusqu'à 66 kPa à 25 m de profondeur. Le profil de

résistance au cisaillement intact pour la couche d'argile silteuse, déduit à partir du piézocône, augmente linéairement avec la profondeur de 50 kPa à 140 kPa avec une oscillation de l'ordre de 10 kPa, probablement causée par la rythmicité observée à l'intérieur du dépôt. Deux lits de silt, caractérisés par une résistance en pointe supérieure à 16 000 kPa et une baisse rapide des pressions interstitielles lors du sondage, se trouvent à environ 25,5 et 32 m de profondeur (42,5 et 36 m d'élévation). Suivant le second lit de silt, une diminution des valeurs de résistances en pointe indique une couche d'environ 50 cm d'épaisseur, présentant une résistance au cisaillement plus faible (80 kPa). Les valeurs de résistance au cisaillement intactes obtenues au cône suédois semblent valider celles obtenues à partir du profil du sondage au piézocône, mais elles deviennent plus faibles à partir de 24 m de profondeur, ce qui pourrait s'expliquer par une moins bonne qualité des échantillons prélevés en profondeur. Les valeurs de sensibilité varient entre 64 et 200, et diminuent à 34 plus en profondeur. Le poids volumique moyen pour cette couche est d'environ 17 kN/m³. Des essais de consolidation œdométrique ont été réalisés à six profondeurs différentes et ont permis d'évaluer la contrainte de préconsolidation du dépôt. Les valeurs obtenues semblent confirmer le profil des contraintes de préconsolidation obtenu à partir du piézocône en utilisant un $N_{\sigma t}$ de 3,2. À partir de ce même profil, le rapport de surconsolidation se situe autour de 1 entre la couche de surface et le deuxième lit de silt (35 m d'élévation), et augmente linéairement par la suite jusqu'à 1,5 près du refus. L'argile de cette unité est donc de normalement à légèrement surconsolidée.

2.4.1.4 Unité 4

À 39,5 m de profondeur, une quatrième unité a été identifiée. Le haut de cette unité correspond au refus à l'enfoncement encouru lors des sondages au piézocône. L'analyse granulométrique d'une cuillère fendue prélevée à cette profondeur présente un contenu en argile de 8 %, un contenu en silt de 42 %, un contenu en sable de 23 % et un contenu en gravier (5 mm < diamètre des particules < 80 mm) de 27 %. Ces éléments laissent croire qu'il s'agit du till qui recouvre le socle rocheux de cette région (Eden et al. 1971 et Mitchell 1978).

2.4.2 Site du forage 01

Le site du forage 01 est situé en sommet de talus près de la rivière actuelle, à une distance supérieure à 1,5 fois la hauteur du talus. Il est situé au nord de la cicatrice actuelle du glissement (voir figure 2-4). L'élévation du terrain naturel pour ce sondage, mesuré à partir d'un GPS de précision, est de 66,20 m. Les deux forages (01 et 13) présentent les mêmes informations sur les propriétés géotechniques des

sols intacts pour le site du glissement de 1971 et les résultats obtenus sont assez similaires. Pour ces raisons, le profil du forage 01 ne sera pas décrit en détail ici. Certaines différences doivent cependant être mentionnées.

Deux des quatre unités (l'unité 1 et 3) décrites pour le site du forage 13 ont été identifiées sur le site du forage 01 avec certitude. La deuxième unité, le silt argileux, n'est pas représentée sur le profil géotechnique du forage 01, car peu d'essais ont été réalisés à une profondeur correspondant à cette couche, ce qui ne permet pas de l'identifier et de la localiser avec certitude. À partir du profil au piézocône, cette couche semble toutefois être présente entre 14 et 18 m de profondeur.

À la différence du forage 13, les teneurs en eau mesurées sur les échantillons du forage 01 ont été ciblées sur les rythmites, visibles lors du détubage et sur les CAT scan des figures 2-5 et 2-6. Le profil de teneur en eau présenté pour le profil géotechnique du forage 01 diffère donc légèrement de celui du forage 13, en présentant deux teneurs en eau en plus de celle utilisée pour calculer la limite de liquidité. Les deux autres teneurs en eau présentées sont des valeurs ponctuelles prélevées dans des couches grisâtres (w_g), représentées par des croix vertes, et des couches rosées (w_r), représentées par des losanges bleus. Cette pratique se voulait une étude de la variation de la teneur en eau locale des rythmites observées dans l'unité 3. La teneur en eau naturelle du sol diminue avec la profondeur, tant pour les couches grisâtres que pour les couches rosées. La teneur en eau moyenne pour la couche grisâtre est de 36 % et pour la couche rosée est de 53 %. Selon Percival et al. (2001), les couches grises et roses auraient une composition minéralogique relativement similaire, mais les couches rosées auraient un pourcentage de particules inférieures à 2 μm plus élevées, ce qui expliquerait les teneurs en eau plus élevées.

À partir de 40 mètres d'élévation, la couche d'argile silteuse du site 01 est légèrement plus surconsolidée que celle au site 13. Le rapport de surconsolidation (OCR) obtenu à partir de la contrainte de préconsolidation et du profil de contrainte effective du site 01 est d'environ 1,25 (entre les deux lits de silt), contrairement aux valeurs autour de 1,0 pour le site 13. Par la suite, après une couche de plus faible résistance (environ 80 kPa), les valeurs du rapport de surconsolidation du site 01 augmentent linéairement à environ 1,5 pour terminer à 1,6 autour du refus.

Il est important de noter que, contrairement au site 13 où le refus du sondage au piézocône a été atteint à environ 28,5 m d'élévation, le refus pour le site 01 a été obtenu à 23 m d'élévation. Au site 01, un

refus à l'enfoncement du tubage lors du forage a été encouru à environ 22,7 m d'élévation, valeur qui correspond au refus du piézocône. La cuillère fendue prélevée à cette profondeur contenait du roc gris, visiblement fracturé mécaniquement, réagissant à l'acide (calcaire). Le refus du sondage au piézocône au site 01 ne serait donc pas dû au till de l'unité 4, identifié au site 13, mais bien sur le socle rocheux, un calcaire Ordovicien de la formation d'Ottawa qui se trouve sous le till de cette région (Mitchell 1978). Situé à environ 22,7 m d'élévation pour le site 01, il s'agit probablement du roc, identifié ici comme une unité indépendante, l'unité 5.

2.4.3 Remarques générales sur les sols intacts.

Les différents sondages au piézocône réalisés dans les environs du glissement (site 02, 03 et 04, voir figure 2-4) montrent une uniformité du dépôt précédemment décrit pour l'ensemble du site à l'étude. En portant attention aux différentes valeurs d'élévation du refus des sondages au piézocône, des lits de silt et de l'interface entre l'unité 1 et l'unité 3 obtenue lors des sondages au piézocône, il est possible d'identifier un léger pendage positif est-ouest (gain de 3 m d'élévation sur 975 m de distance) et positif nord-sud (gain de 4,5 m d'élévation sur 720 m de distance) dans la déposition des strates de sols aux environs du glissement.

2.4.4 Résultats des essais de cisaillement

2.4.4.1 *Cisaillement simple*

Deux échantillons du forage 01 ont été soumis à un essai de cisaillement simple (DSS). Le premier échantillon prélevé à une profondeur de 22,39 m (élévation de 43,81 m) a été consolidé en condition œdométrique à une contrainte effective verticale de 320 kPa, correspondant environ à $0,8 \sigma'_p$. Puisque le rapport de surconsolidation est d'environ 1,0 pour l'argile en place, la contrainte effective verticale est sensiblement la même que la contrainte de préconsolidation. Une résistance au cisaillement maximale de 86 kPa a été atteinte à une valeur de déformation d'environ 5%. Le deuxième échantillon, prélevé à 22,69 m (élévation de 43,51) a été consolidé à $0,6 \sigma'_p$, soit environ 240 kPa. La résistance au cisaillement maximale de 79 kPa a été atteinte à une valeur de déformation d'environ 4 %. Les deux essais ont été cisailés en condition non-drainée de hauteur constante jusqu'à des déformations de l'ordre de 30 %. La résistance au cisaillement du sol pour cette valeur de déformation était d'environ 50 kPa, soit une perte de 42 % de la résistance en pic (voir figure 2-7). La réduction de la résistance au cisaillement semble être linéaire avec l'augmentation de la déformation et ne semble pas avoir

atteint sa valeur minimale, soit la résistance à grande déformation. Une déformation plus importante serait nécessaire afin d'atteindre cette valeur de résistance.

2.4.4.2 Essais triaxiaux

Les résultats des six essais triaxiaux CIU réalisés sur les sols prélevés au forage 01 sont présentés à la figure 2-8. Trois échantillons prélevés à 24,18 m, 24,38 m et 24,48 m de profondeur, ont été consolidés isotropiquement dans le domaine normalement consolidé, à des valeurs respectives de 500, 660 et 350 kPa. Ceux-ci ont par la suite été cisailés en compression triaxiale non-drainée. Ces essais ont permis d'établir la ligne d'état critique du sol et de définir les paramètres de résistance du sol normalement consolidé. La valeur de la cohésion effective (c') obtenue est de 5 kPa, et l'angle de frottement (ϕ') pour le sol est de 29° . Par la suite, trois échantillons prélevés à 23,74 m, 17,15 m et 23,84 m ont été consolidés isotropiquement à respectivement 100, 130 et 200 kPa afin de caractériser le comportement du sol surconsolidé à l'intérieur de l'état limite. Les résistances en pic ont été atteintes entre 2 et 3 % de déformation pour ces essais. Il est intéressant de noter que le comportement du sol à 17 m de profondeur correspond assez bien à ceux des deux autres essais réalisés à environ 24 m de profondeur. À partir des résultats des essais triaxiaux obtenus, les sols aux environs du glissement de 1971 adoptent un comportement anti-écrouissage important, caractéristique des argiles sensibles.

2.5 Morphologie du glissement

La figure 2-9 présente une coupe selon l'axe AA', indiqué aux figures 2-3 et 2-4, selon une exagération verticale de 7 pour 1 pour la figure 2-9a et sans exagération verticale pour la figure 2-9b (1 :1). La ligne pleine noire représente la topographie initiale établie à partir des courbes de niveau construite à partir des photographies aériennes de 1969 (voir figure 2-3). La ligne pointillée blanche représente schématiquement les deux lits de silt interceptés à différentes élévations pour les différents sites de sondage au piézocône, tant à l'intérieur qu'à l'extérieur de la cicatrice. Sur cette figure, l'interprétation des éléments stratigraphiques de la rive opposée au glissement a été effectuée à partir du sondage au piézocône 04, localisé sur la figure 2-4. La topographie après glissement, déterminée en 2014 à partir des données du lidar, révèle la présence d'une dépression d'environ 7 m au niveau des débris (entre 35 et 125 m sur la figure 2-9). Cette dépression n'est pas visible sur les photographies aériennes prises juste après le glissement ainsi que sur les coupes après glissement disponibles dans le rapport de Mitchell (1978). Ce réajustement des débris serait donc postérieur à la rupture et pourrait

avoir été causé par l'action d'érosion de la rivière au moment de creuser son nouveau lit à l'intérieur des débris du glissement (voir figure 2-4).

Le silt grossier stratifié (unité 1), le silt argileux (unité 2), l'argile silteuse (unité 3) et le substratum solide (unité 4), identifiés au forage 13, sont représentés sur cette figure. Les débris du glissement sont aussi présentés à partir de l'interprétation de la surface de rupture et de la topographie après glissement. Cinq profils de sondage au piézocône réalisés à l'intérieur de la cicatrice (09, 10, 14, 06 et 05), ainsi que le profil du sondage au piézocône de référence (site 13) sont présentés sur la figure 2-9. Les profils des sondages au piézocône réalisés aux sites 09, 08, 14 et 05 laissent croire qu'ils sont situés sur des grabens. En effet, le profil de résistance en pointe du piézocône pour les premiers mètres de ces sondages correspond à l'unité 1 du site de référence, caractérisé par une forte résistance à l'enfoncement de la pointe du piézocône. L'interface entre cette unité et l'unité 2, observée à l'intérieur de la cicatrice du glissement, se situe à une élévation plus basse que celle observée au site de référence. Lors de la rupture, les grabens ont tendance à s'enfoncer sur plusieurs mètres, ce qui est observé ici. Dans le cas du sondage réalisé au site 06, la couche de forte résistance (unité 1) n'est pas présente sur le profil du sondage au piézocône (voir figure 2-9). Les valeurs de la résistance en pointe obtenues pour ce sondage débute très rapidement dans de l'argile, ce qui laisse croire que ce sondage a été réalisé sur un horst. Un résultat similaire a été obtenu pour le sondage 07, lui aussi possiblement réalisé sur un horst.

2.6 Localisation de la surface de rupture

Afin d'identifier l'élévation de la surface de rupture du présent glissement, représentée par les points bleus sur la figure 2-9, les profils des sondages au piézocône réalisés à l'intérieur de la cicatrice ont été comparés à celui de référence situé dans le sol intact à l'arrière du glissement (site du sondage 13, voir figures 2-4 et 2-5). Lorsque la résistance en pointe obtenue du piézocône corrigée pour le poids des terres ($q_t - \sigma_v$) du sondage réalisé dans les débris, pour une même élévation, retrouve des valeurs semblables à celles du sondage 13, il est possible de conclure que le sol n'a pas été mobilisé par le glissement, donc qu'il se situe sous la surface de rupture (Demers et al. 1999). La figure 2-10 présente la comparaison entre le profil du sondage au piézocône réalisé au site 09 (débris) avec celui réalisé au site 13 (sol intact). À partir de cette figure, il est possible d'identifier clairement la surface de rupture à environ 42 m d'élévation pour le site du sondage 09. Dans le cas des ruptures par étalements, cette approche fonctionne bien lorsque les sondages sont réalisés au centre des grabens, mais ne

fonctionne pas nécessairement lorsqu'ils traversent un horst, en tout ou en partie. Dans ce dernier cas, la surface de rupture peut être tellement mince qu'il est très difficile de la détecter (Locat et al. 2008).

La même méthodologie a été appliquée aux autres sondages réalisés à l'intérieur de la cicatrice du glissement de terrain pour déterminer l'élévation de la surface de rupture (voir annexe D). Illustrée à la figure 2-9, une première surface de rupture débute près de la rivière, à environ 42 m d'élévation, et s'est propagée sur environ 210 m à l'intérieur du talus. Cette surface de rupture a été interceptée sur trois piézocônes (09, 10 et 08). La deuxième surface de rupture, située à une élévation d'environ 45 m, a été interceptée sur trois piézocônes de long de la coupe AA' (14, 15 et 06) ainsi que sur deux piézocônes en périphérie de cette même ligne (11 et 12). Considérant l'imprécision concernant le fond du lit de la rivière, il est possible que cette première surface de rupture soit localisée directement à ce niveau ou à quelques mètres au-dessus. La deuxième surface semble s'être elle aussi propagée sur une distance d'environ 210 m. Ces deux surfaces de rupture sont quasi-horizontales et leur jonction a été approximée par la valeur de l'angle de rupture active du sol, correspondant à $45^\circ + \phi'/2$ (Locat et al. 2011a). Dans ce cas-ci, la valeur est d'environ 60° .

Une troisième surface de rupture a été interceptée au sondage 05, à une élévation de 50 m. Cette dernière semble être limitée à la petite indentation qui forme la dernière partie arrière au centre de la cicatrice et se serait propagée sur environ 45 m.

La distance totale de rétrogression observée sur le site du glissement de 1971 est de 385 m, mesurée à partir du sommet de talus initial tiré des photographies aériennes de 1969, selon l'axe AA', présenté à la figure 2-4.

2.7 Hydrogéologie du site

La figure 2-11 présente les différents niveaux d'eau obtenus à partir des piézomètres ainsi que par les essais de dissipation réalisés au refus lors des sondages au piézocône, selon l'axe AA'. Sur cette figure, les niveaux d'eau des piézomètres installés aux sites 01 et 13 (voir figure 2-4) sont identifiés par des triangles rouges tandis que les niveaux d'eau obtenus lors des essais de dissipations réalisés au refus des sondages au piézocône sont identifiés par des triangles blancs. Trois piézomètres situés au site 13, de type Casagrande, ont été installés à l'automne 2014 et des lectures ponctuelles effectuées entre septembre 2014 et novembre 2015 ont permis d'établir les pressions d'eau pour ce site pour cette période de l'année. La nappe phréatique est située à environ 2 m sous la surface du sol

et un gradient hydraulique vertical descendant moyen de 0,44 a été calculé entre 5 et 39 m de profondeur.

Six piézomètres, situés au site 01, ont été installés à l'hiver 2015. Quatre piézomètres de type électrique ont enregistré deux lectures par jour de façon automatisée entre le mois de mars et le mois de juillet 2015, puis entre septembre 2015 et janvier 2016. Deux autres piézomètres de type Casagrande, situés en surface et au refus ont fait l'objet de lectures ponctuelles entre janvier 2015 et janvier 2016. Le piézomètre situé à 4 m de profondeur (62 m d'élévation) est demeuré sec durant toute cette période. À partir des pressions d'eau obtenues du piézomètre situé à 8 m de profondeur (58 m d'élévation) la nappe phréatique pour le site 01 est située à 6 m sous le niveau naturel du sol. Un gradient hydraulique vertical descendant, égal à 0,2, a été calculé pour le site 01 situé plus près de la rivière. À partir des essais de dissipation réalisés à l'automne 2014 et à l'hiver 2015 au refus des sondages au piézocône, il est possible de constater que la pression d'eau du till est relativement constante pour l'ensemble du site à l'étude. La charge hydraulique totale (H_{tot}) pour la couche de till aux environs du glissement varie entre les élévations de 48 et 50 m. L'écoulement dans le dépôt est donc contrôlé par le gradient hydraulique vertical descendant présent dans la couche d'argile.

2.8 Stabilité initiale du talus

Afin d'évaluer la stabilité initiale du talus, une modélisation numérique à partir de la suite de logiciels de Géostudio a été réalisée en couplant l'analyse de stabilité Slope/W (Krahn 2012a) et de l'écoulement Seep/W (Krahn 2012b). La figure 2-12a présente le modèle de sol complet, la géométrie ainsi que les conditions limites. La modélisation comprend la moitié de la rivière, soit une largeur d'environ 24 m. La topographie la plus défavorable avant glissement a été considérée, soit celle du talus d'une hauteur de 28 m avec un angle moyen de 20° (voir figure 2.3). Deux couches de sol ont été modélisées, soit le silt argileux en surface (unité 1) et l'argile silteuse en profondeur (unité 3). Des conductivités hydrauliques horizontale et verticale de 1×10^{-9} m/s pour l'argile et de 5×10^{-8} m/s pour le silt ont été utilisées. Tel que suggéré par Lefebvre (1981), une cohésion effective de 10 kPa et un angle de frottement effectif de 35° ont été utilisés pour prendre en compte les paramètres de résistance au cisaillement mobilisés lors d'une première rupture dans les argiles de l'est du Canada. Ces paramètres ont été établis à partir d'une valeur de σ'_p de 200 kPa, pris dans le tiers inférieur du talus, pour une plage de reconsolidation de 10 - 30 kPa. Les conditions limites aux extrémités gauche et droite du modèle hydrogéologique ont été imposées comme étant imperméable soit sous la rivière et à une

distance de 490 m du sommet de talus. À la base du modèle, une pression d'eau (u_{base}) de 196 kPa, soit une charge hydraulique totale à 50 m d'élévation a été considérée pour représenter la pression d'eau dans la couche de till, qui est relativement constante sur tout le site (voir figure 2-11). Une surface d'écoulement libre a été imposée dans la pente. En sommet de talus, une valeur de précipitation journalière (p) égale à environ 2 % de la moyenne des précipitations annuelles pour cette région a été appliquée, soit 5×10^{-5} m/j. Cette valeur permet d'obtenir une distribution représentative des conditions d'eau mesurées aux différents piézomètres des sites 01 et 13, voir figure 2-11. Une charge hydraulique totale de 44 m a été imposée au niveau du lit de la rivière. La figure 2-12b présente les résultats de l'analyse de stabilité réalisée à partir des conditions décrites précédemment. Le coefficient de sécurité obtenu pour une première rupture circulaire à la base du talus est de 1,25. Celui-ci prend en compte les conditions d'eau qui ont été déterminées lors de l'investigation de 2014-2015. Celui-ci serait fort probablement plus près de l'unité pour des conditions d'eau prises au printemps 1971, alors que le niveau d'eau dans la rivière aurait atteint une élévation maximale de 53 m au début du mois de mai 1971 pour redescendre quelques jours avant le glissement (Mitchell 1978).

Une analyse en condition non-drainée, à court terme, pour une rupture globale à partir d'une surface de rupture spécifiée, correspondant à celle observée sur le site a été réalisée. Un profil de résistance au cisaillement qui augmente linéairement de 50 à 125 kPa entre 13 et 30 m de profondeur a été appliqué pour la couche d'argile. Le coefficient de sécurité obtenu pour cette analyse est de 4,5. Cette valeur très élevée montre qu'une analyse à l'équilibre limite ne permet pas d'expliquer la distance de rétrogression observée sur le site du glissement de 1971.

2.9 Discussion

2.9.1 Géomorphologie des débris

Les caractéristiques morphologiques des débris du glissement de Casselman (1971), observées à partir des photographies aériennes ainsi que sur les photographies de terrain, ont été décrites par R.J. Mitchell dans son rapport publié sur le présent glissement (Mitchell 1978). Les formes pointues d'argile, appelée ici horsts, sont décrites comme étant des « intact pinnacles of grey silty clay ». Les éléments de sol à la surface plane, relativement intact, appelés ici grabens, sont décrits comme étant des « intact grass covered blocks [which] have been translated horizontally away from the backscrap and have dropped vertically between 8 and 15 meters [...] with extremely little tilt surface ». Cette description de la géomorphologie, effectuée par R.J. Mitchell, correspond parfaitement au concept de horsts et

grabens observés dans les débris de nombreux autres cas d'étalements dans les argiles sensibles de l'est du Canada (Carson 1977; Tavenas 1984; Grondin et Demers 1996; Demers et al. 2000; Ouehb 2007; Locat et al. 2008; Locat et al. 2011b; Fortin-Rhéaume 2013 et Locat et al. 2015). Les photographies prises quelques jours après le glissement ont permis de mettre en évidence ces structures géomorphologiques (voir figure 2-2). L'analyse de la résistance en pointe des sondages au piézocône réalisés à l'intérieur de la cicatrice a permis d'identifier deux types de profil. Certains sondages indiquent la présence de la couche de sable silteux (l'unité 1) pour une élévation inférieure à celle de référence, correspondant à la description des grabens faite par Mitchell. Sur d'autres sondages, cette couche n'est pas présente, laissant penser que ces sondages auraient été réalisés sur des horsts.

Contrairement aux coulées, les débris d'un étalement restent majoritairement à l'intérieur de la cicatrice du glissement avec peu ou pas d'écoulement (Demers et al. 2014). Un rapport entre l'épaisseur des débris et la hauteur de la pente initiale pour le cas de Casselman de 0,61 démontre bien ce phénomène caractéristique de ce type de glissement. De plus, la largeur de la cicatrice du glissement de terrain de 1971 (voir figure 2-4) est plus importante que sa longueur, se rapprochant plus d'un demi-cercle et d'une forme caractéristique en empreinte de pouce, typique des étalements (Demers et al. 2014).

2.9.2 Mécanisme et profondeur de la rupture

Selon Eden et al. (1971) et Mitchell (1978), les horsts seraient l'évidence d'un mouvement de rotation dû à une succession de ruptures circulaires lors du glissement. Les tranchées d'explorations réalisées dans deux horsts de la cicatrice du glissement ont permis de mettre en évidence la stratigraphie essentiellement horizontale des horsts, comme il est possible de le voir à partir de la figure 2-13.

De plus, les images CAT scan des échantillons prélevés au site des forages situés à l'intérieur de la cicatrice du glissement (06 et 08, voir figure 2-4), ne montrent aucune évidence de rotation. En effet, les rythmites observées aux sites 01 et 13 se retrouvent aussi dans l'argile des horsts sans aucune modification notable de l'inclinaison (voir figure 2-14). La surface de rupture quasi-horizontale sur deux niveaux, ainsi que la morphologie en horsts et grabens, indique que le mouvement se déroule essentiellement en translation et non en rotation. Ces observations abondent dans le même sens que celles de Carson (1977), concernant l'absence de rupture circulaire dans le processus de rupture de ce type de glissement. Le mécanisme et l'inclinaison de la surface de rupture, combiné à la géomorphologie précédemment décrite, confirment que le glissement de 1971 près du village de

Casselman en Ontario est typiquement un étalement selon la classification de Cruden et Varnes (1996).

2.10 Conclusion

Le glissement de terrain de Casselman, qui s'est produit dans la nuit du 16 au 17 mai 1971 le long de la rivière de la Nation Sud, présente des débris constitués de horsts et de grabens, typiques des étalements dans les argiles sensibles de l'est du Canada. La présente investigation géotechnique a permis de mettre en évidence deux surfaces de rupture principales, quasi-horizontales à 42 et 45 m d'élévation, responsables de la majorité de la rétrogression observée sur le site. La première surface de rupture, situé le plus près de la rivière, est probablement localisée au niveau du fond du cours d'eau ou légèrement plus haut.

Les sols impliqués dans le glissement sont un silt argileux et une argile silteuse présentant des rythmites grisâtres-rougeâtres, normalement à légèrement surconsolidés (OCR de 1,0 à 1,2), avec des indices de liquidité qui varient entre 1,0 et 2,0 et des valeurs de sensibilité qui varient entre 64 et 200. Les résultats des essais de cisaillement simple montrent que l'argile adopte un comportement anti-écrouissage avec une perte importante de sa résistance au cisaillement une fois la résistance au pic atteinte. Par contre, les valeurs de déformation atteintes lors des essais triaxiaux et DSS (respectivement de 15 et 30 %) ne permettent pas de se rapprocher des résistances au cisaillement obtenues le long d'une surface de rupture, puisque les déformations ne sont pas assez importantes. De ce fait, la résistance à grande déformation obtenue en laboratoire est beaucoup plus élevée que celle qui pourrait être mobilisée le long d'une surface de rupture. L'utilisation d'un appareil de cisaillement qui permet d'atteindre des valeurs de déformation plus importantes serait alors nécessaire afin d'obtenir une résistance représentative de celle mobilisée dans le cas d'une rupture par étalement.

Un coefficient de sécurité de 1,25 a été obtenu pour une analyse de stabilité réalisée en condition drainée pour une première rupture en pied de talus tandis que celui-ci est supérieur à 4 pour une analyse en condition non-drainée à partir de la surface de rupture identifiée à partir des sondages au piézocône réalisés à l'intérieur de la cicatrice. Les analyses conventionnelles ne permettent donc pas d'expliquer la rétrogression observée sur le site du glissement de 1971 avec les deux surfaces de rupture quasi-horizontales. Le processus de rupture progressive dans les argiles sensibles pourrait

expliquer la rupture telle qu'observée sur le site. L'analyse par éléments finis, élaborée par Locat et al. (2013b) et appliquée à l'étalement de 1995 à Saint-Monique (Locat et al. 2015) et celui de 2005 à Saint-Barnabé (Locat et al. 2016b) sera appliquée au cas 1971 à Casselman, Ontario au chapitre 4.



Figure 2-1 : Carte de localisation du glissement de 1971 près du village de Casselman, Ontario.
(Source : MTMDET, 2015).



Figure 2-2 : Photographie de la cicatrice du glissement de 1971, prise quelques jours après le glissement, montrant les horsts et grabens. (Source : Conservation de la Nation Sud).

Rapport-[studit.com](http://www.studit.com)

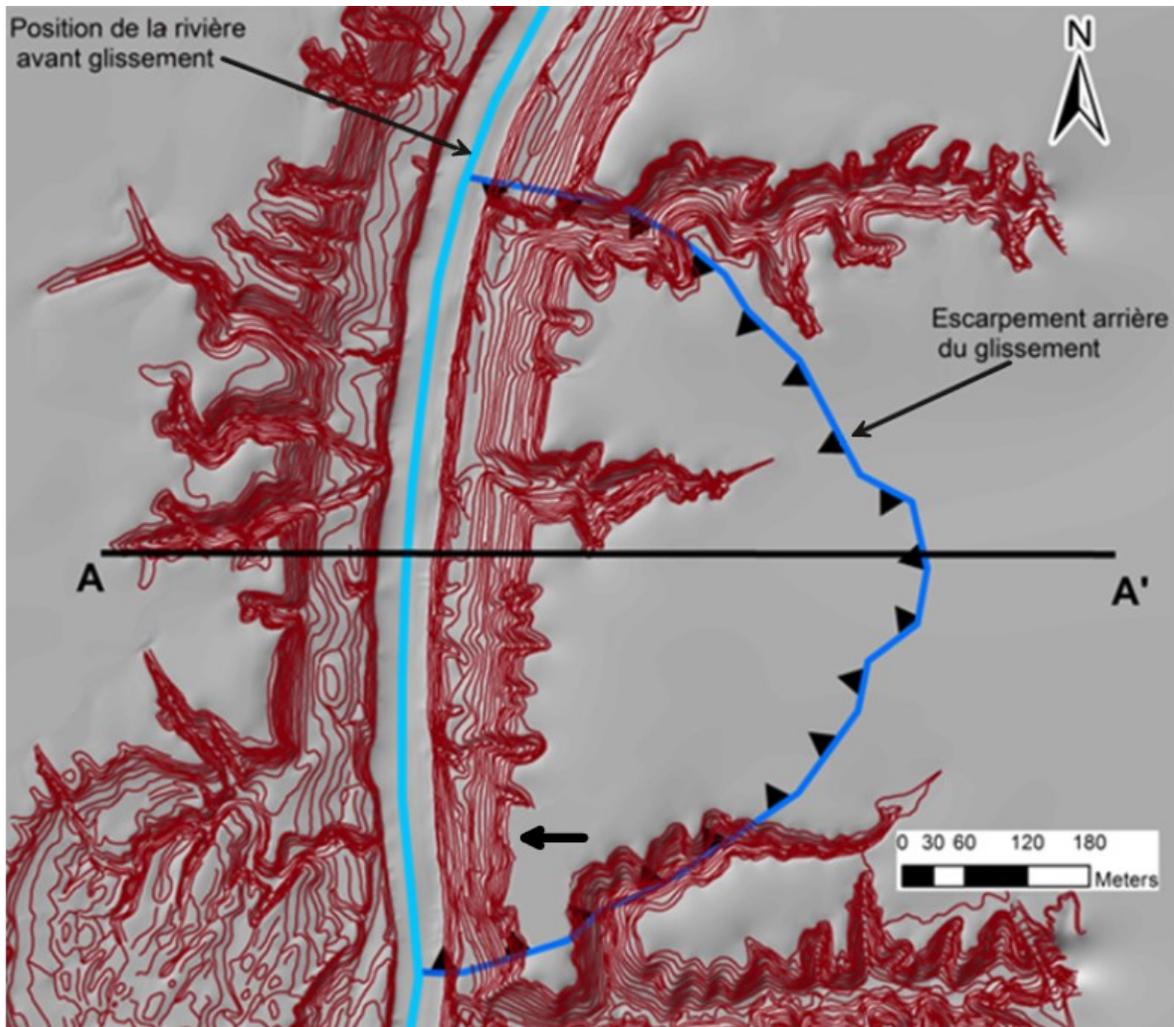


Figure 2-3 : Modèle ombragé du terrain avant glissement, présentant la position initiale de la rivière en 1969 ainsi que la topographie initiale de 1969, les courbes de niveau au mètre près et la position de l'escarpement arrière du glissement. La flèche indique la pente qui est utilisée pour le calcul de stabilité réalisé à rebours.

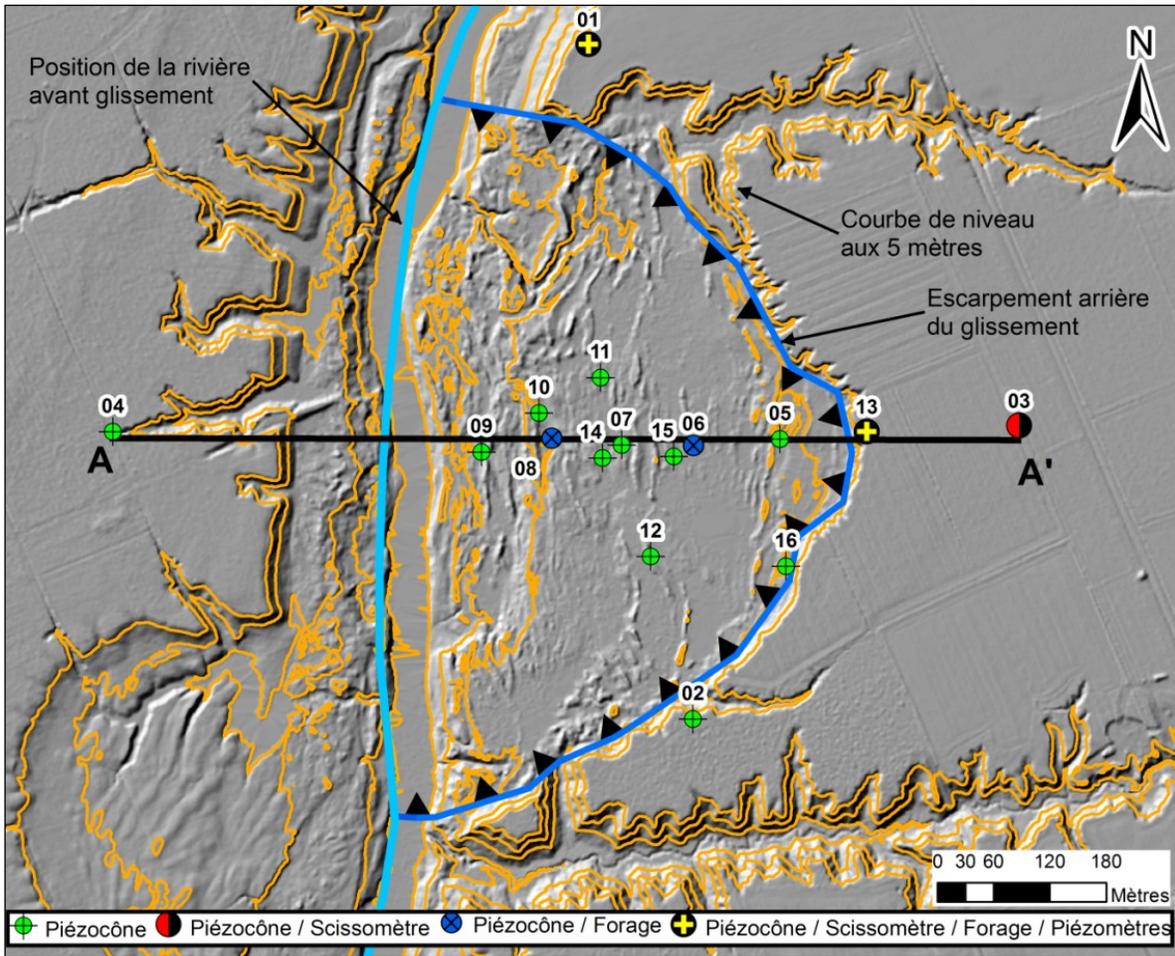


Figure 2-4 Modèle ombragé du terrain après glissement présentant la localisation des essais géotechniques réalisés lors de la campagne 2014-2015. Le fond de carte utilisé est le Lidar 2014.

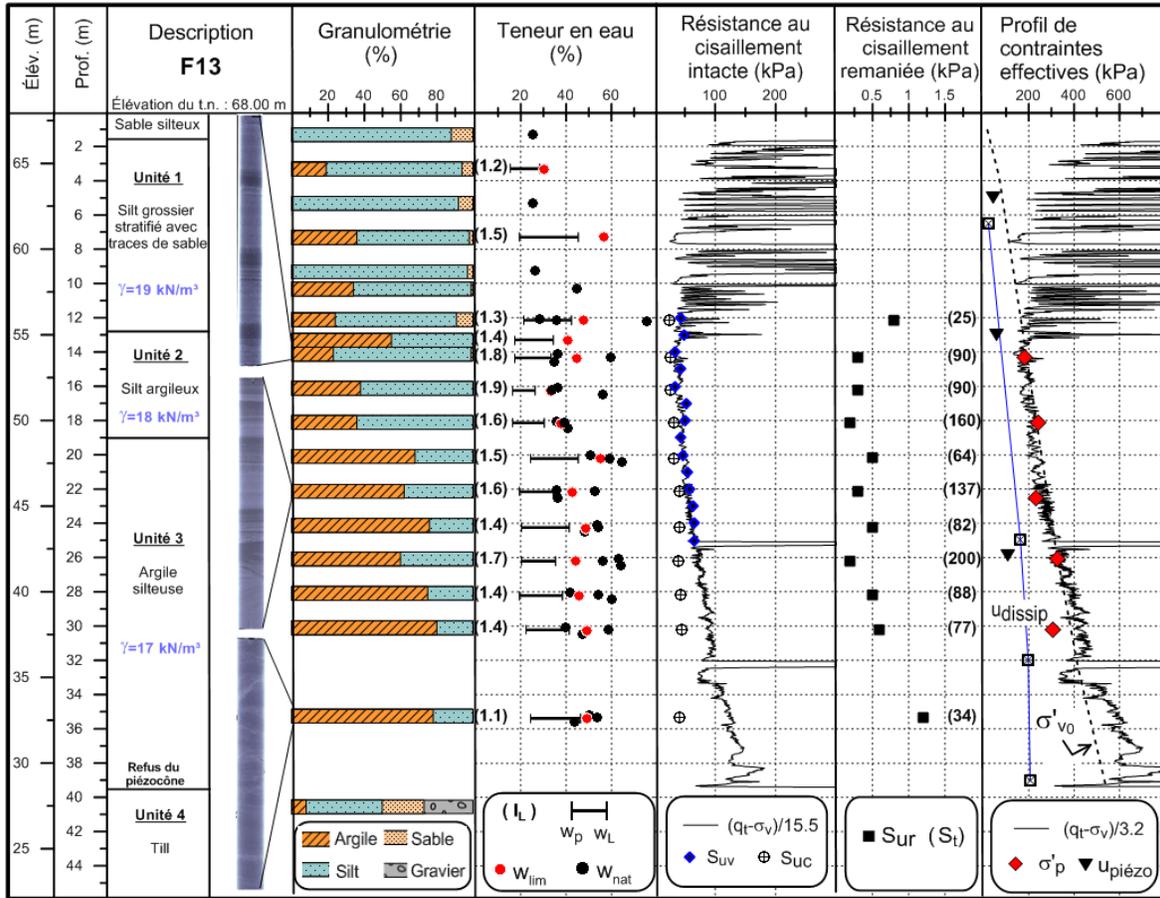


Figure 2-5 : Profil géotechnique au site de forage 13.

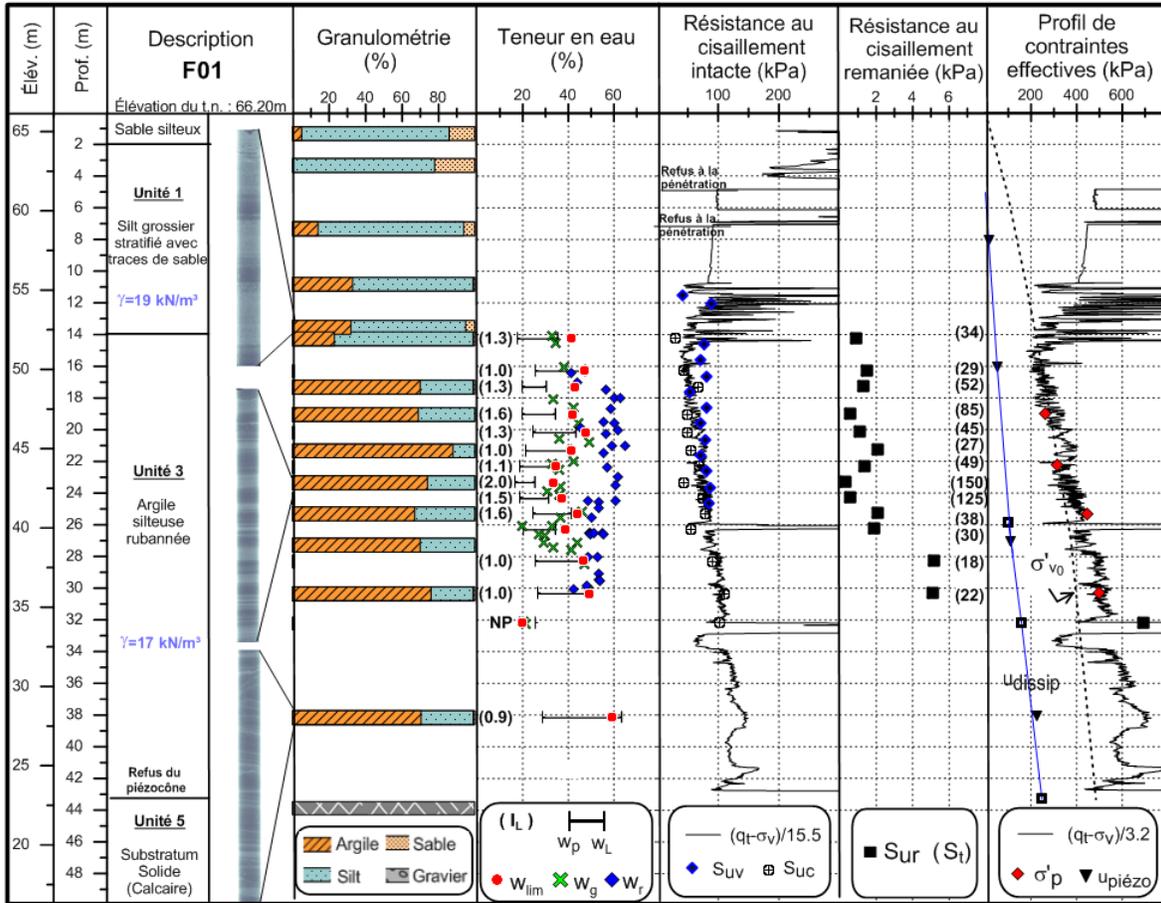


Figure 2-6 : Profil géotechnique au site de forage 01.

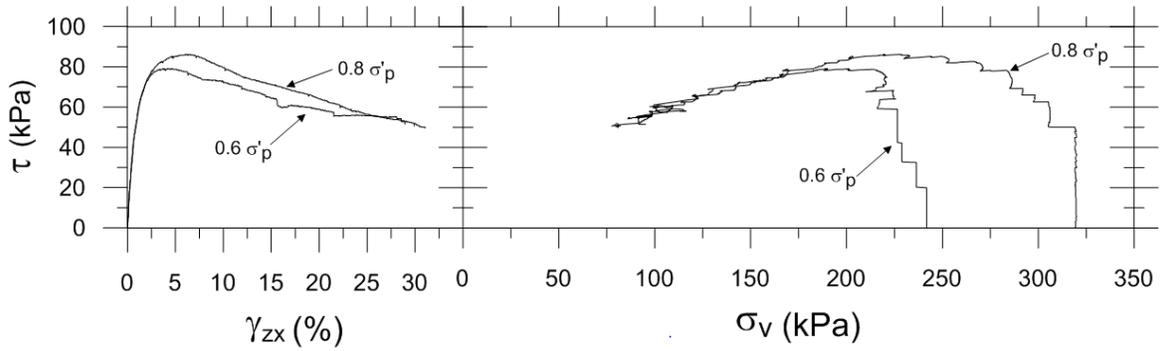


Figure 2-7 : Résultats des essais de cisaillement simple réalisés sur les échantillons de 43,81 m ($0,8 \sigma'_p$) et 43,51 m ($0,6 \sigma'_p$) d'élévation.

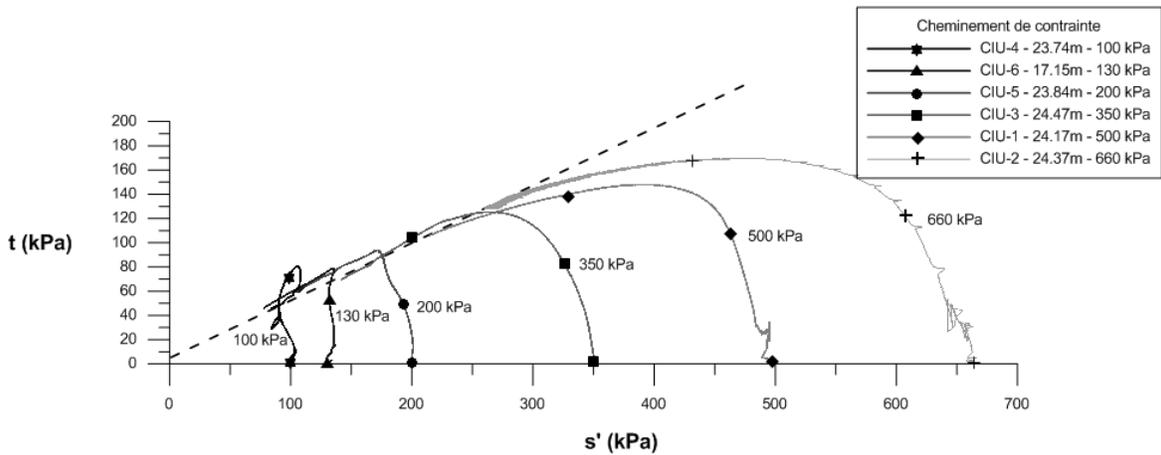


Figure 2-8 : Résultats des essais de cisaillement triaxiaux (CIU) réalisés sur les échantillons au site du forage 01 dans le diagramme de Lambe.

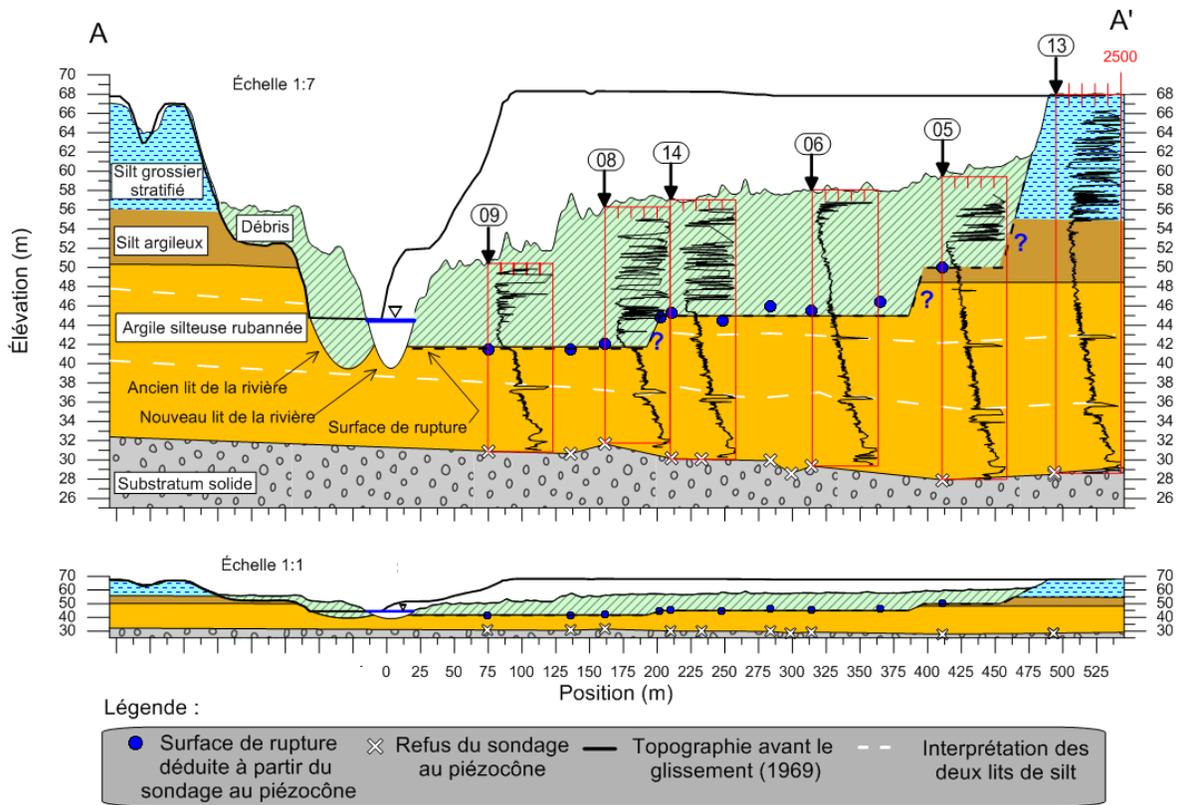


Figure 2-9 : Coupe stratigraphique selon l'axe AA' montrant la topographie de 1969 (avant), la topographie de 2014 (après) ainsi que les piézocônes. La figure 7a est présentée avec une exagération verticale de 7 (1 : 7), tandis que la figure 7b est présentée sans exagération verticale (1 : 1).

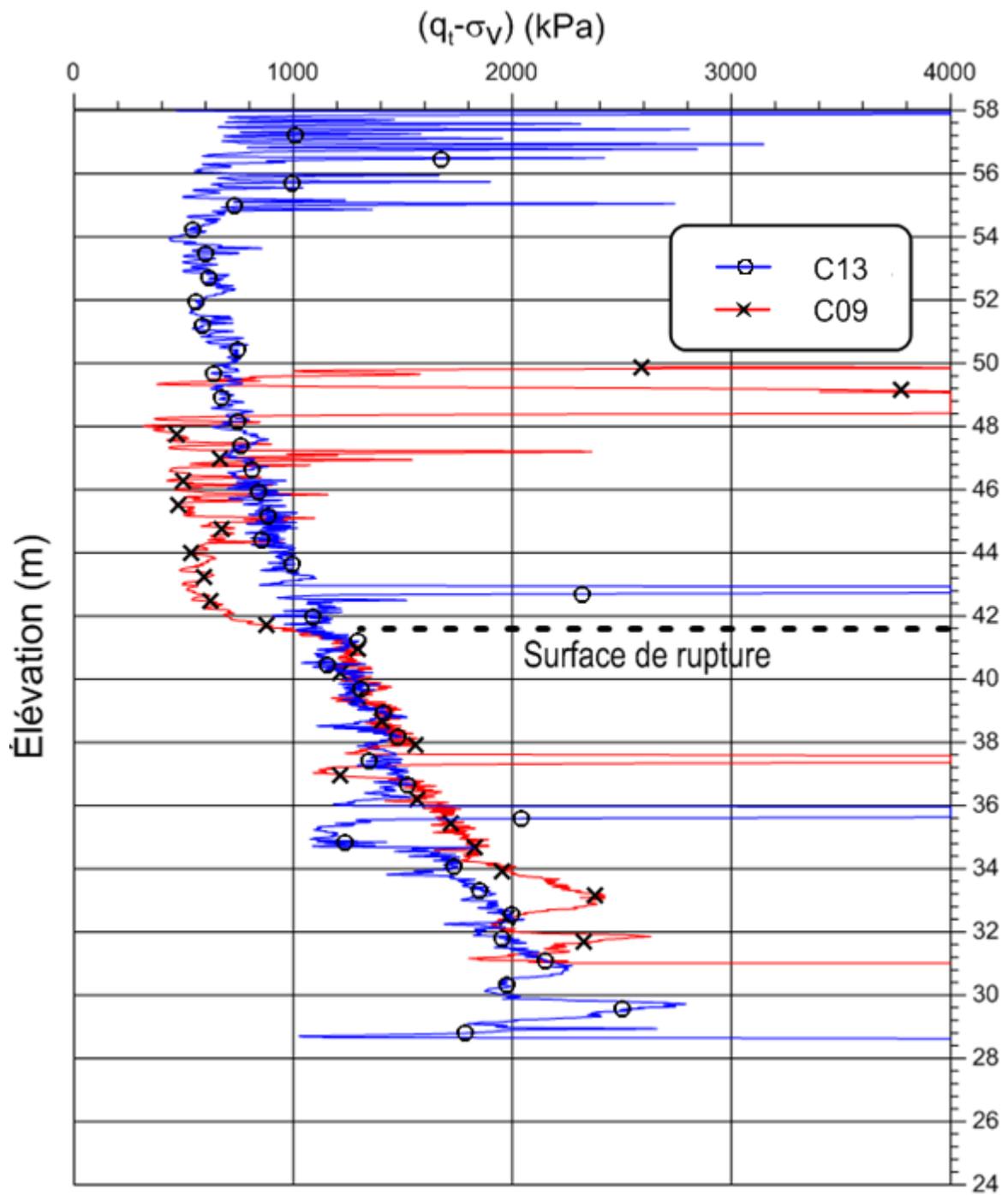


Figure 2-10 : Localisation de la surface de rupture au site de sondage 09 en comparant ce profil avec celui du sondage 13.

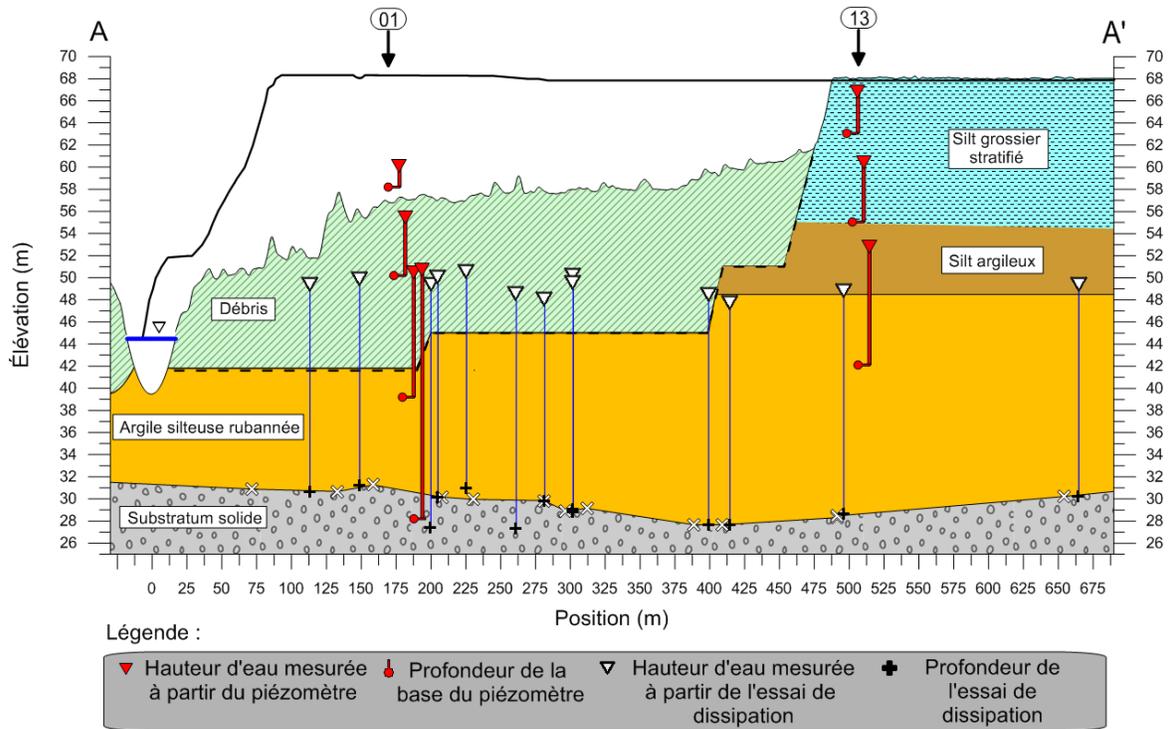


Figure 2-11 : Coupe stratigraphique selon l'axe AA' montrant l'hydrogéologie du site. Les niveaux d'eau des différents piézomètres des sites 01 et 13.

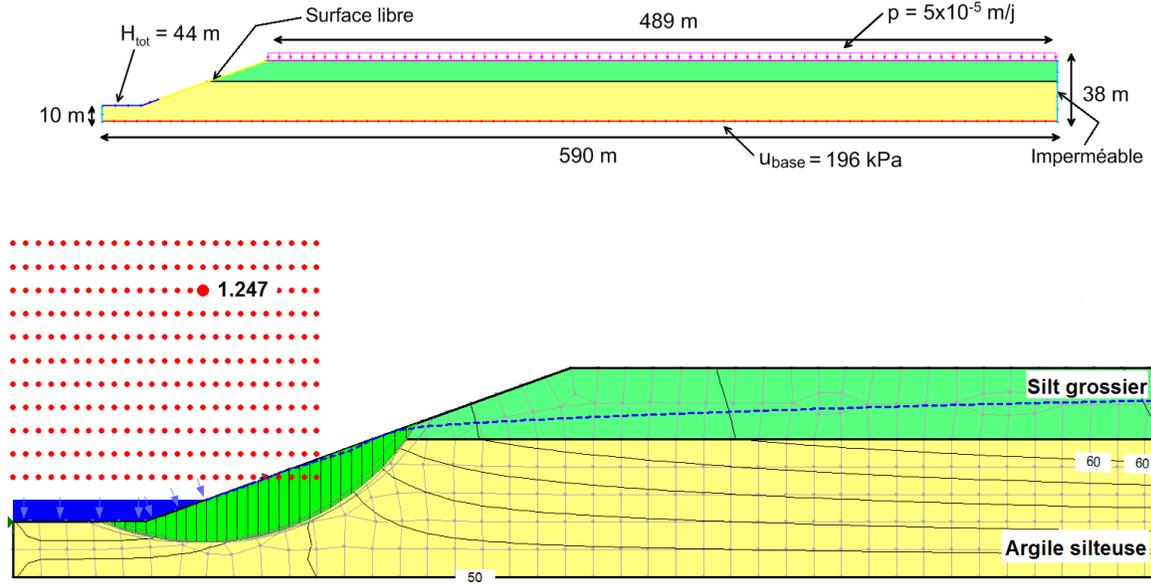


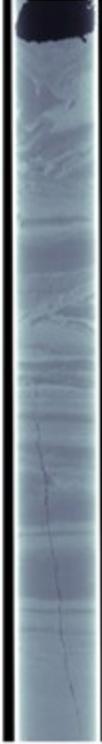
Figure 2-12 : Modèle de sol utilisé pour l'analyse de stabilité réalisée avec Slope/W et Seep/W représentant : (a) le modèle complet avec la géométrie et les conditions limites et (b) l'analyse de stabilité avec le coefficient de sécurité obtenu de 1,247, pour les conditions d'eau de 2014.



Figure 2-13 : Photographie d'un horst situé à l'est du sondage 07 à l'intérieur de la cicatrice du glissement, prise le 22 janvier 2015. (Source : Alain Durand).

A) Sondage réalisé à l'intérieur de la cicatrice du glissement

F06A TM-1
Élévation:
52,26 @ 51,65m



Au-dessus de la surface de rupture (45m)

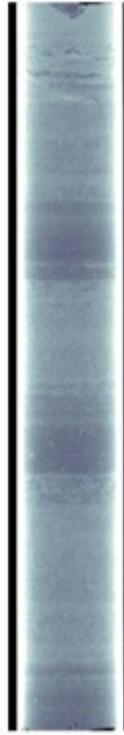
F06A TM-7
Élévation:
44,76 @ 44,15m



En-dessous de la surface de rupture (45m)

B) Sondage réalisé à l'extérieur de la cicatrice du glissement

F01A PS-1
Élévation:
52,20 @ 51,59m



F01A PS-8
Élévation:
44,20 @ 43,59m



Figure 2-14 : Comparaison des Catscan des échantillons prélevés au-dessus et en dessous de la surface de rupture pour : A) le forage F06 situé à l'intérieur de la cicatrice du glissement, près d'un horst; et pour B) le forage F01 situé à l'extérieur de la cicatrice du glissement.

Partie 2 : Application de la méthode numérique à des cas réels d'étalements.

Chapitre 3 – Modélisation numérique de la rupture progressive.

Ce chapitre présente les concepts de base de la rupture progressive dans les sols ainsi que la méthodologie relative à la modélisation en 1D des étalements dans les argiles sensibles par rupture progressive élaborée par Locat et al. (2013b). Les conditions initiales pour la modélisation sont déterminées à partir du logiciel PLAXIS (PLAXIS 2015). L'initiation et la propagation de la surface de rupture sont modélisées à partir du logiciel d'éléments finis BIFURC (Jostad et Andresen 2002).

3.1 Rupture progressive

L'étude de la rupture progressive s'est amorcée un peu avant le tournant des années 1950 par l'entremise de Terzaghi et Peck (1948), Skempton (1964) et Bjerrum (1967). Depuis, ce concept a été appliqué à certains glissements de terrain en Norvège, notamment par Bernander (2000, 2011) ainsi que pour des glissements de terrain dans l'est du Canada par Locat et al. (2011a). La rupture progressive nécessite un matériau ayant un comportement anti-écrouissage, comme par exemple, les argiles sensibles de l'est du Canada. La figure 3-1 schématise ce comportement qui est caractérisé par une perte importante de la résistance au cisaillement dépassée un point d'inflexion, correspondant à un seuil de déformation critique. Ce seuil de résistance au cisaillement est appelé résistance en pic (τ_p) et il se situe entre 0,5 et 2 % de déformation (ε_p) lors d'un essai triaxial standard pour les argiles de l'est du Canada. Passé ce seuil, la résistance offerte par le sol diminue grandement et tend vers une résistance à grande déformation (τ_{1d}) plus faible que celle en pic, comme il est possible de le remarquer sur la figure 3-1. Cette perte de résistance doit être reprise par les éléments de sol voisins, qui peuvent eux aussi passer leur résistance en pic. Il s'ensuit alors une succession de passages de la résistance en pic à la résistance à grande déformation, sans que la sollicitation initiale soit augmentée, phénomène comparable à la poussée initiale nécessaire à faire tomber une succession de dominos. Les éléments de sol qui auront atteint la rupture sous cette sollicitation initiale formeront alors une surface de rupture locale prédéfinie (Leroueil et al. 2012). La figure 3-2 illustre le phénomène de rupture progressive pour un glissement circulaire dans une pente dont le sol présente un comportement anti-écrouissage. Dû à une sollicitation en cisaillement initiale dans la pente, les éléments de sol aux points 1 et 2 le long de la surface de rupture potentielle, identifiée par le trait pointillé noir, ont atteint leur résistance en pic et tendent vers la résistance à grande déformation en subissant un certain déplacement, créant une rupture locale du sol. Dû à la redistribution des

contraintes de cisaillement le long de cette surface de rupture, l'élément de sol situé au point 3 a atteint sa résistance en pic. La sollicitation initiale a été entièrement redistribuée aux éléments de sol voisins le long de la surface de rupture, ce qui permet d'atteindre un équilibre. La pente, telle que décrite à la figure 3-2, reste stable avec un coefficient de sécurité global supérieur à un. La rupture progressive ne se propagera donc pas davantage dans le massif de sol. Une sollicitation supplémentaire, comme de l'érosion en pied de talus, serait nécessaire afin de faire passer la résistance en pic de l'élément de sol du point 3 et propager la rupture progressive plus loin dans le massif de sol (Leroueil et al. 2012).

À partir de cet état de contrainte de cisaillement le long de la surface de rupture potentielle, identifiée par la ligne pointillée, la valeur de la réduction de la contrainte horizontale qui est nécessaire pour initier la rupture progressive en pied de talus est appelée «réduction de la contrainte horizontale critique» ($\Delta\sigma_{cr}$). Cette réduction mobilise toute la résistance au cisaillement du sol le long de la surface de rupture et initie la propagation du processus de rupture progressive.

Pour l'exemple de la figure 3-2, la réduction de la contrainte horizontale critique serait la valeur qui, par de l'érosion ou un premier glissement, propagerait la rupture locale des points 1 et 2 jusqu'aux points 3 et 4, ce qui entraînerait la rupture globale de la pente. La rupture locale du point 2 vers le point 4 se propagerait sous la seule action de cette réduction de la contrainte ($\Delta\sigma_{cr}$) appliquée en pied de talus. La perte de résistance au cisaillement due au comportement anti-écrouissage du sol est responsable de cette propagation sans ajout à la sollicitation initiale qui déstabilise la pente.

La rupture progressive est donc un processus qui diminue le coefficient de sécurité d'une pente dans le temps, puisque la résistance au cisaillement mobilisée le long d'une surface de rupture diminue graduellement au fur et à mesure que les éléments de sol passent la valeur de la résistance en pic du sol et tendent vers la résistance à grande déformation, dans le domaine plastique (Leroueil 2001). Le coefficient de sécurité d'une pente assujettie à de la rupture progressive ne sera donc pas constant sur toute la surface de rupture, d'où la difficulté d'en évaluer la stabilité avec des méthodes à l'équilibre limite.

Le principe de rupture progressive est avancé afin d'expliquer la rupture des étalements ainsi que la géomorphologie observée (Locat et al. 2011a). L'initiation du processus de rupture s'effectue en pied de talus et se propage par rupture progressive le long d'une surface de rupture quasi-horizontale. À mesure que la rupture progressive se propage dans le massif de sol, les contraintes totales

horizontales de la masse au-dessus de la surface de rupture sont réduites et le cisaillement le long de la surface de rupture continue d'augmenter. Lorsque la diminution de la contrainte horizontale atteint la résistance active du sol (σ_{act}), la masse de sol située au-dessus de la surface de rupture entre en rupture active, ce qui forme des horsts et grabens typiques des étalements dans les argiles sensibles de l'est du Canada. Ce processus peut donc expliquer l'initiation et la propagation d'une surface de rupture quasi-horizontale dans le massif de sol ainsi que la dislocation du sol sus-jacent. Deux cas d'étalements ont déjà fait l'objet d'une analyse numérique qui prend en compte la rupture progressive dans les sols (Locat et al. 2015 et 2016b). La méthodologie relative à cette méthode de modélisation numérique sera décrite dans les sections suivantes.

3.2 Modélisation dans PLAXIS

La première étape consiste à obtenir les contraintes totales horizontales moyennes du sol situé au-dessus de la surface de rupture et les contraintes de cisaillement le long de cette même surface. Afin de prendre en compte la réduction des contraintes près de la pente lors du processus naturel d'érosion du massif de sol par la rivière, la modélisation débute avec un dépôt horizontal, tel qu'illustré à la figure 3-3a. En utilisant la procédure K_0 de PLAXIS, il est possible d'obtenir les contraintes initiales. Les couches de sol modélisées sont incorporées avec leurs paramètres géotechniques et hydrauliques représentatifs, en utilisant le modèle «Hardening Soil» de PLAXIS. Ce modèle évalue la rigidité du sol à partir de trois modules de rigidité, soit le module de chargement déviatorique (E_{50}), le module de compression primaire (E_{oed}) et le module de déchargement et de rechargement (E_{ur}). Ces trois modules sont évalués à une pression de référence égale à 100 kPa. Les paramètres de résistance du sol, tel que la cohésion et l'angle de frottement sont aussi utilisés. Le lecteur est référé au manuel du logiciel PLAXIS pour plus d'information sur le modèle de sol «Hardening» et la procédure du calcul des contraintes horizontales à partir de la méthode K_0 (PLAXIS 2015). Les valeurs de K_0 pour chacune des couches ont été définies à partir des résultats de laboratoire et de terrain, afin de prendre en compte les valeurs du rapport de surconsolidation (OCR) du site. L'érosion de la rivière, un processus qui s'est échelonné sur plusieurs milliers d'années, a été modélisée par une excavation en condition drainée. Le modèle après excavation obtenu est celui qui donne la géométrie du talus représentant les conditions initiales avant le glissement, tel qu'illustré à la figure 3-3b. Les conditions hydrogéologiques du site ont été modélisées dans PLAXIS à partir du modèle «steady state pore water pressure» afin de représenter le plus précisément possible les conditions d'eau du site. Ces pressions ont été validées

dans le modèle, avant et après le processus d'excavation, à partir des pressions d'eau obtenues des piézomètres et des essais de dissipation réalisés lors des sondages au piézocône. Les contraintes extraites de PLAXIS pour être utilisées à l'étape suivante. La figure 3-4a présente un exemple de topographie initiale utilisée pour la modélisation. La figure 3-4b présente les contraintes de cisaillement le long de la surface de rupture potentielle pour cette pente. Comme il est possible de le constater, le cisaillement est minimal à l'extrémité gauche (situé loin de la pente) et il augmente pour atteindre une valeur maximale le long de la pente.

Les contraintes totales horizontales moyennes pour le sol situé au-dessus de la surface de rupture sont calculées à partir de l'équation suivante :

$$\sigma_{x0j} = \sigma_{x0j-1} + \frac{\Delta E_j}{H_j} = \sigma_{x0j-1} + \frac{\tau_{0j \text{ moyen}} L_j}{H_j}$$

La contrainte totale horizontale au point j (σ_{x0j}) est égale à la contrainte totale horizontale au point $j - 1$ (σ_{x0j-1}), additionné de la variation moyenne de la force horizontale (ΔE_j) sur la hauteur entre le plan de cisaillement et la surface du sol (H_j). Cette variation de la force horizontale est causée par le cisaillement moyen ($\tau_{0j \text{ moyen}}$) sur la longueur (L_j). En débutant à l'emplacement où le cisaillement est nul (loin de la pente) et en progressant vers la pente, il est possible de connaître la diminution (puisque le cisaillement augmente) de la contrainte totale horizontale moyenne au-dessus de la surface de rupture en divisant celle-ci en plusieurs éléments de longueur L_j . La figure 3-4c présente le profil de contrainte totale horizontale moyenne du sol situé au-dessus d'une surface de rupture potentielle, obtenu à partir de l'équation précédente pour un profil de contrainte de cisaillement tel qu'illustré à la figure 3-4b. Les valeurs de contraintes totales horizontales moyennes sont maximales à l'endroit où le cisaillement est nul et elles diminuent à mesure que le cisaillement augmente en se rapprochant de la pente pour tendre vers des valeurs presque nulles en pied de talus. Les contraintes de cisaillement le long de la surface de rupture (figure 3-4b) et les contraintes totales horizontales moyennes (figure 3-4c), obtenues à partir du logiciel PLAXIS, sont utilisées comme paramètres initiaux pour la modélisation dans BIFURC.

3.3 Modélisation dans BIFURC

Le logiciel d'éléments finis BIFURC est utilisé afin de modéliser l'initiation et la propagation de la surface de rupture par rupture progressive du glissement en 1D. Les contraintes totales horizontales moyennes et les contraintes de cisaillement le long de la surface de rupture, obtenues à partir de PLAXIS, sont utilisées comme paramètres initiaux. Les différentes hypothèses, les limitations ainsi que les paramètres initiaux propres au logiciel BIFURC sont décrits dans la thèse de doctorat de Locat (2012) et une description plus exhaustive des étapes de la modélisation numérique se retrouvent dans l'article de la revue Canadienne de géotechnique (Locat et al. 2013b).

3.3.1 Le modèle de sol

Le modèle est construit à partir de points géométriques qui permettent d'obtenir une topographie similaire à celle utilisée dans le logiciel PLAXIS, mais uniquement pour le sol situé au-dessus de la surface de rupture. De plus, l'endroit le long de la surface de rupture où la contrainte de cisaillement est maximale, voir figure 3-4b, est considéré comme le point initial du modèle (point A). Le reste de la pente ainsi que la rivière ne sont pas pris en compte lors de la modélisation à partir du logiciel BIFURC. Le sol situé au-dessus de la surface de rupture est modélisé à l'aide de deux types d'éléments. Les premiers, les éléments interfaces, représentent l'interface supérieure de la surface de rupture et sont d'une hauteur nulle. Ces éléments sont constitués de six nœuds isoparamétriques disposant de deux degrés de liberté, à l'horizontale (x) et à la verticale (z), sauf pour la limite inférieure du modèle, où ils sont fixes dans les deux directions. Le sol sus-jacent est représenté par des éléments fermes, d'une hauteur qui varie en fonction de la topographie du sol en surface. Ils sont constitués de trois nœuds isoparamétriques, disposant de deux degrés de liberté (x et z) et pouvant être soumis à du cisaillement selon l'axe z ainsi qu'à une variation de la contrainte totale horizontale dans les deux directions. La figure 3-5 présente une schématisation du modèle utilisé dans le logiciel BIFURC contenant tous les éléments décrit précédemment.

3.3.2 Les paramètres utilisés

Les éléments fermes, qui modélisent le sol au-dessus de la surface de rupture, ont un comportement élastique linéaire caractérisé par un module de rigidité (E_{el}). Une résistance en compression et en extension très élevée ont été appliqués à ces éléments afin de permettre la propagation de la surface de rupture sans que le sol ne se rompe. Les éléments interfaces, qui modélisent la surface de rupture, adoptent un comportement anti-écrouissage. Lors de la modélisation, le comportement en cisaillement

de la surface de rupture est caractérisé par un déplacement induit à la jonction entre l'élément interface et l'élément ferme (l'interface supérieure des éléments interfaces). Pour définir les valeurs de déplacement à cet endroit, le comportement en contrainte-déformation du sol obtenu en laboratoire, tel qu'illustré à la figure 3-6a, est transformé en un comportement contrainte-déplacement qui sera utilisé pour la modélisation numérique dans BIFURC. Pour ce faire, une épaisseur de bande de cisaillement (t_c), illustrée à la figure 3-6b, est introduite afin d'obtenir un comportement contrainte-déplacement tel qu'illustré à la figure 3-6c. L'équation qui permet le passage entre les deux comportements illustrés aux figures 3-6a et 3-6c est la suivante :

$$\delta_x = \gamma_{zx} \times t_c$$

À titre d'exemple, en supposant une bande de cisaillement de 0,1 m d'épaisseur (t_c), une déformation en pic obtenue à 2 % de déformation lors d'un essai en laboratoire (γ_{zx}) est équivalente à un déplacement de 0,002 m. L'épaisseur de cette bande de cisaillement influence le comportement après le pic de l'argile (fragilité du sol), caractérisé par la pente du comportement après le pic K_s , illustrée sur le graphique contrainte-déplacement de la figure 3-6c. Plus la valeur de K_s est élevée, plus le comportement du sol est fragile.

3.3.3 L'analyse numérique

Numériquement, le programme BIFURC applique un vecteur de force externe, N_{ext} au point A (voir figure 3-5) afin de diminuer la contrainte totale horizontale moyenne initiale, ce qui pourrait s'apparenter à de l'érosion en pied de talus ou à un premier glissement en pied de talus. Le logiciel multiplie ce vecteur par un facteur p pour chacun des incréments, ce qui a pour effet de diminuer la contrainte horizontale dans la pente à mesure que le nombre d'incrémentes augmente. Pour illustrer la modélisation, une courbe typique de l'analyse numérique dans BIFURC est présentée à la figure 3-7. Cette figure présente le nombre d'incrémentes en fonction du facteur p de BIFURC pour diminuer la contrainte horizontale dans la pente au point A. À partir de la figure, il est possible de voir que le facteur p , initialement à zéro, augmente jusqu'à atteindre une valeur maximale d'environ 6 après 16 incréments. À partir de cette valeur du facteur p , la réduction de la contrainte horizontale appliquée au point A par le vecteur N_{ext} est suffisante pour initier la rupture progressive dans la pente. Cette réduction de la contrainte horizontale appliquée correspond à la réduction de la contrainte horizontale critique ($\Delta\sigma_{cr}$) définie à la section 3,1.

À partir de ce moment, la rupture progressive est initiée dans la pente et BIFURC doit diminuer le facteur p pour compenser la perte importante de résistance au cisaillement du sol lorsque celui-ci dépasse sa résistance en pic, tel qu'illustré à la figure 3-7 entre l'incrément 16 et l'incrément 44. Une fois la valeur minimale atteinte à l'incrément 44, le logiciel augmente à nouveau le facteur p afin de distribuer complètement la réduction de la contrainte horizontale critique ($\Delta\sigma_{cr}$), initialement appliquée près du pied de talus (incrément 16), au sol situé plus loin de la pente. Les conditions initiales de cisaillement du sol situé plus loin de la pente sont très faibles comparativement à celles près de la pente, voir figure 3-4b, ce qui explique la réaugmentation du facteur p après avoir atteint la valeur minimale (incrément 44). Le phénomène de rupture progressive s'arrête lorsque la réduction critique de la contrainte horizontale est totalement distribuée le long de la surface de rupture. À la figure 3-7, ce fait est validé lorsque la courbe atteint une valeur du facteur p correspondant à celle qui a permis d'initier la rupture progressive à l'incrément 16. Pour cet exemple, l'incrément 196 correspond à ce point.

De cette façon, la diminution de la contrainte horizontale critique appliquée afin d'initier la rupture progressive est complètement distribuée le long de la surface de rupture et reprise par les éléments de sol. La régression et les contraintes totales horizontales moyennes finales sont des résultats de sorties obtenus à partir de la modélisation numérique de la rupture dans BIFURC. La modélisation numérique de la rupture progressive, en suivant la méthodologie décrite précédemment, a été appliquée aux étalements de Casselman (1971) ainsi qu'à celui de Saint-Luc-de-Vincennes (1986). Les résultats sont présentés respectivement au chapitre 4 et au chapitre 5.

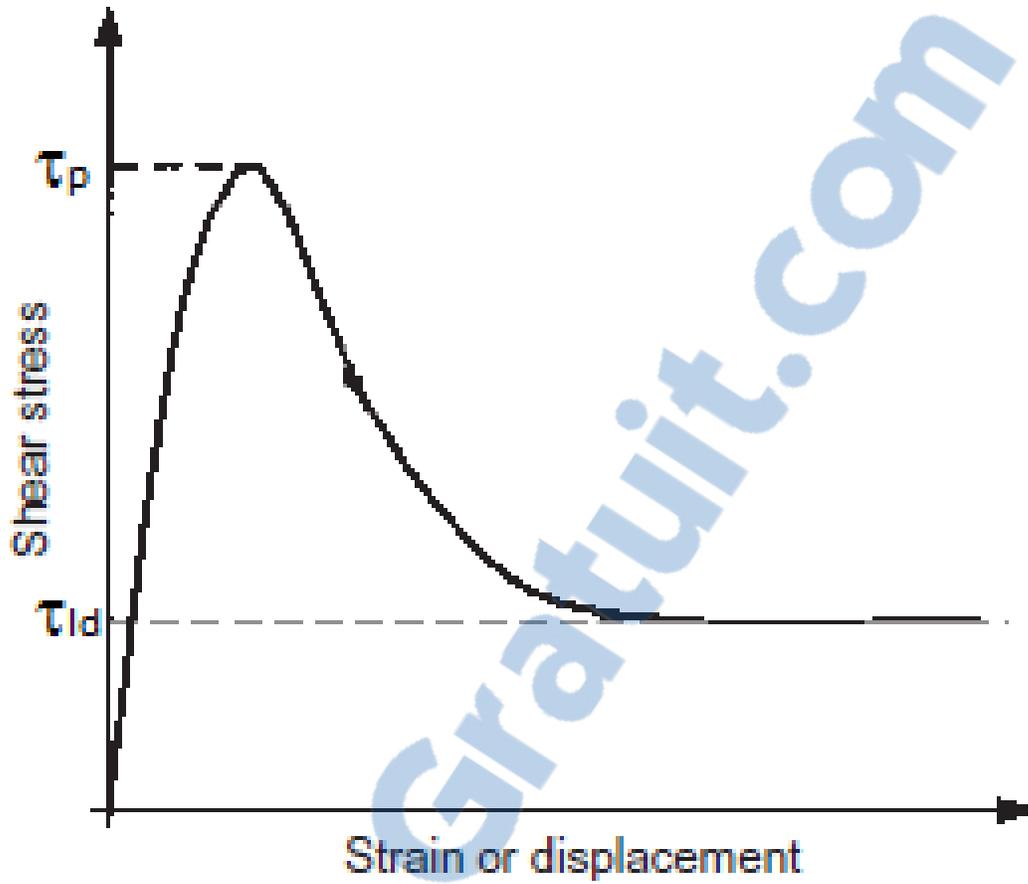


Figure 3-1 : Schématisation du comportement contrainte-déformation idéalisé d'un sol ayant un comportement anti-écrouissage.

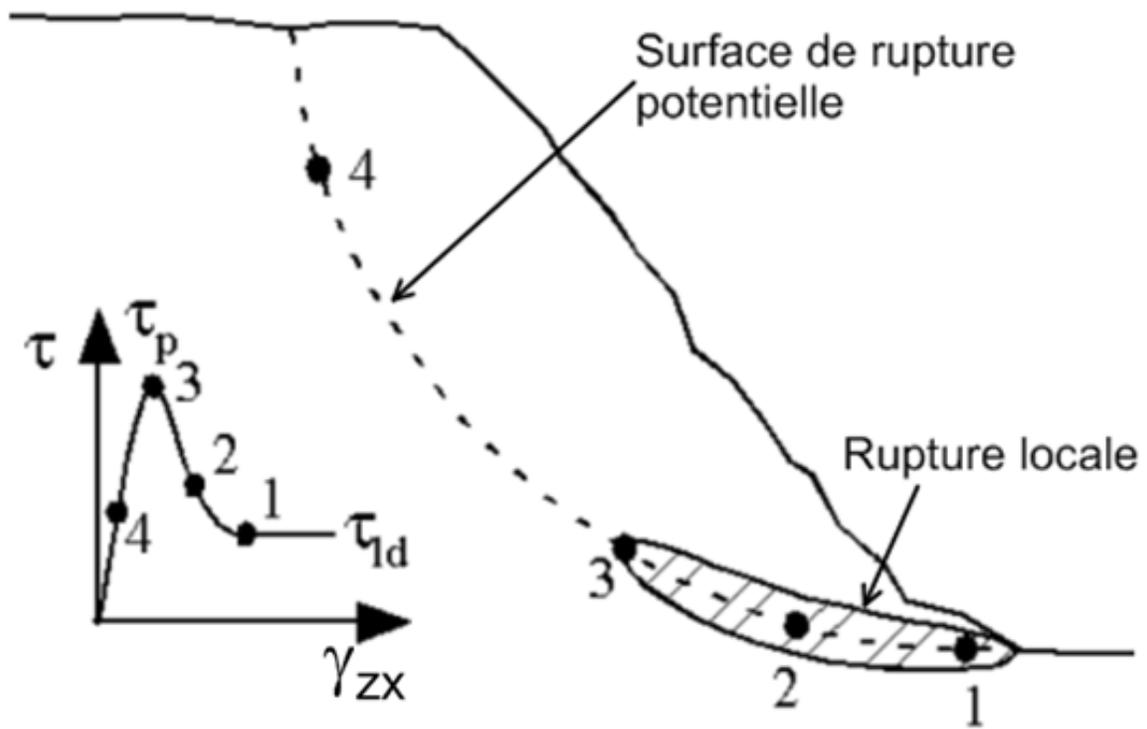


Figure 3-2 : Illustration de la rupture progressive dans les sols le long d'une surface de rupture potentielle dans une pente, modifiée à partir de (Leroueil et al. 2012)

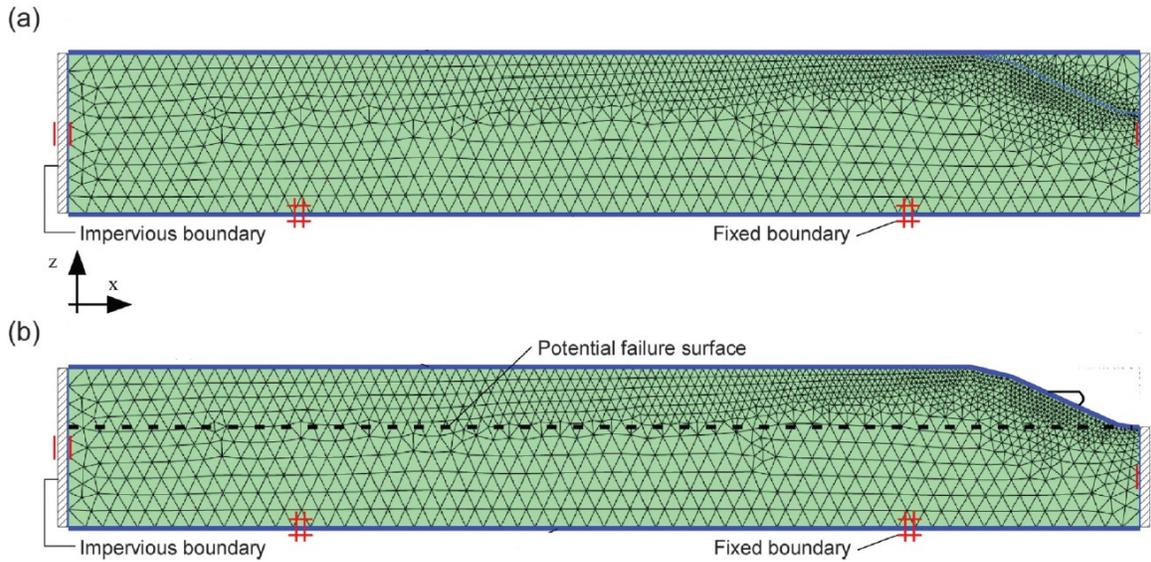


Figure 3-3 : Exemple d'un modèle PLAXIS représentant : en (a) la topographie de la vallée avant l'érosion de la rivière; et en (b) la topographie de la vallée après érosion de la rivière, correspondant à la topographie avant le glissement, à partir de (Locat et al. 2015).

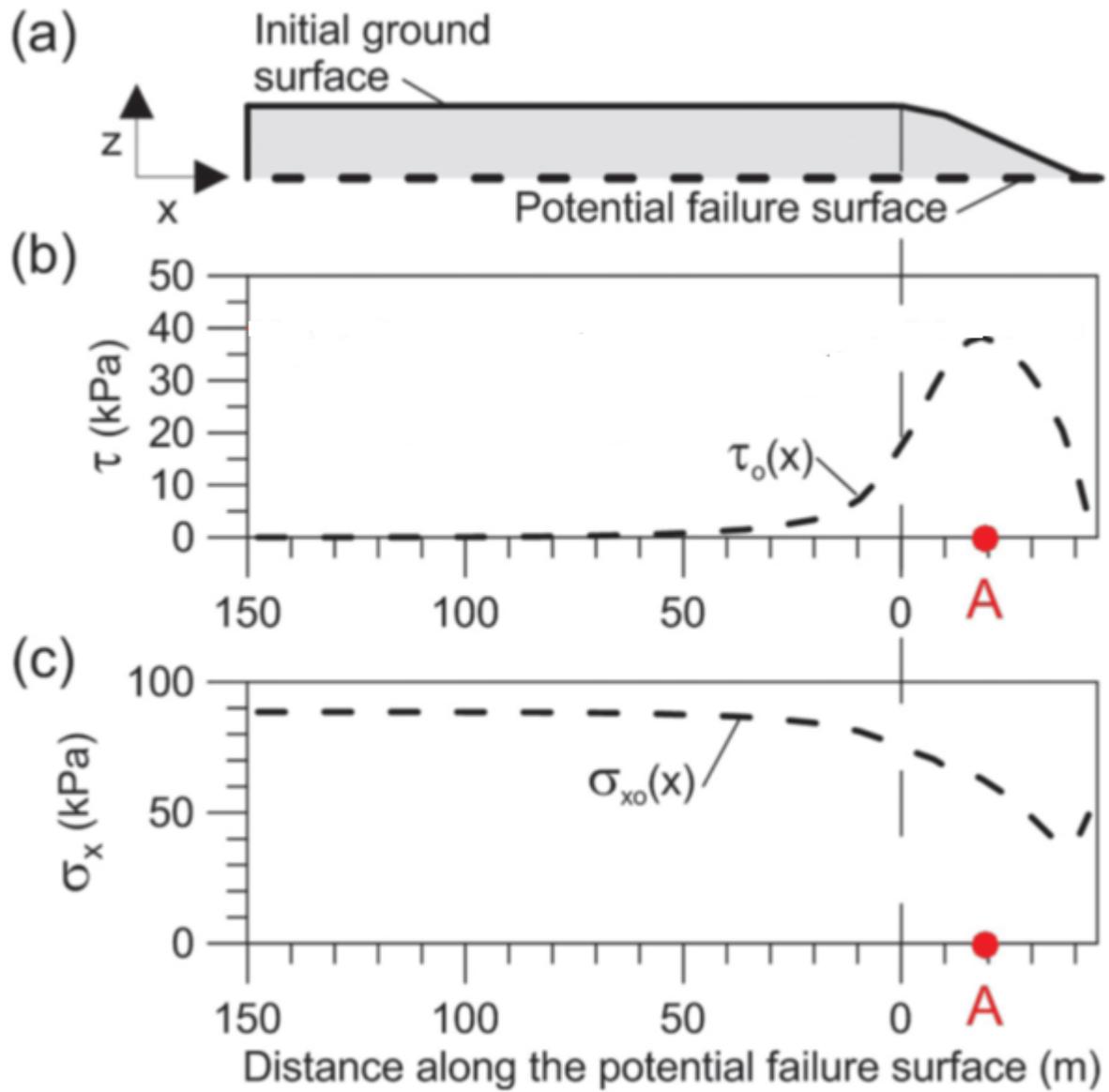


Figure 3-4 : Exemple de résultats d'analyse réalisée avec PLAXIS : (a) topographie considérée et position de la surface de rupture; (b) les contraintes de cisaillement initiale le long de cette surface de rupture; et (c) le profil de la contrainte totale horizontale moyenne pour le sol au-dessus de cette surface de rupture, à partir de (Locat et al. 2015).

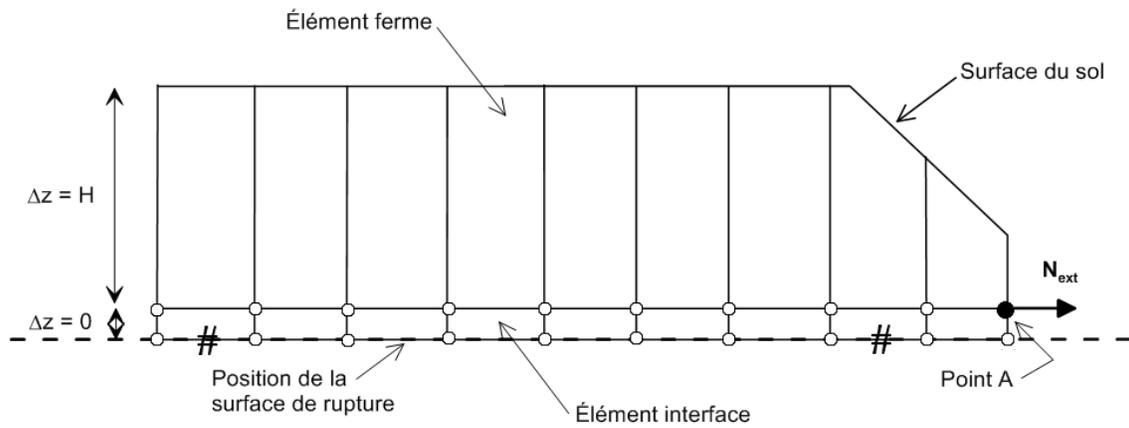


Figure 3-5 Schématisation d'un modèle BIFURC représentant les éléments fermes et les éléments interface ainsi que leurs caractéristiques. Modifié à partir de (Locat et al. 2015).

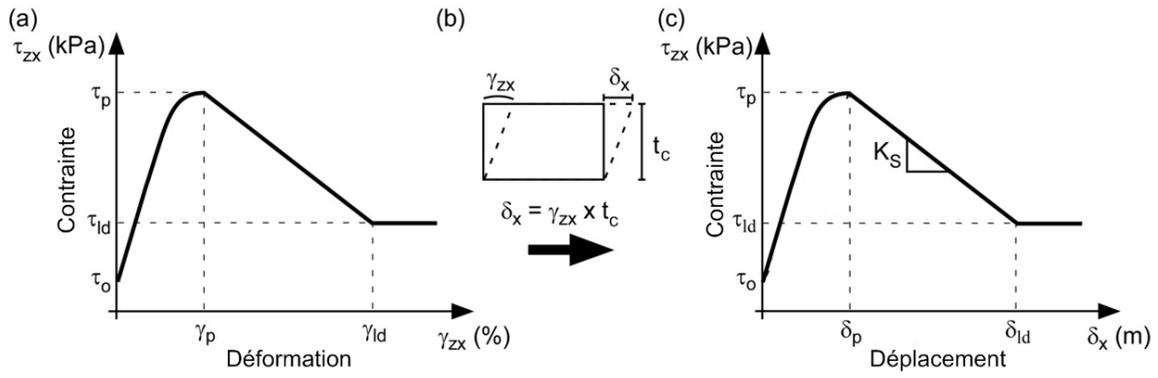


Figure 3-6 (a) Comportement contrainte-déformation de la zone de cisaillement, (b) type de cisaillement de la bande de cisaillement et (c) comportement contrainte-déplacement pour la zone de cisaillement. Modifié à partir de (Locat et al. 2015).

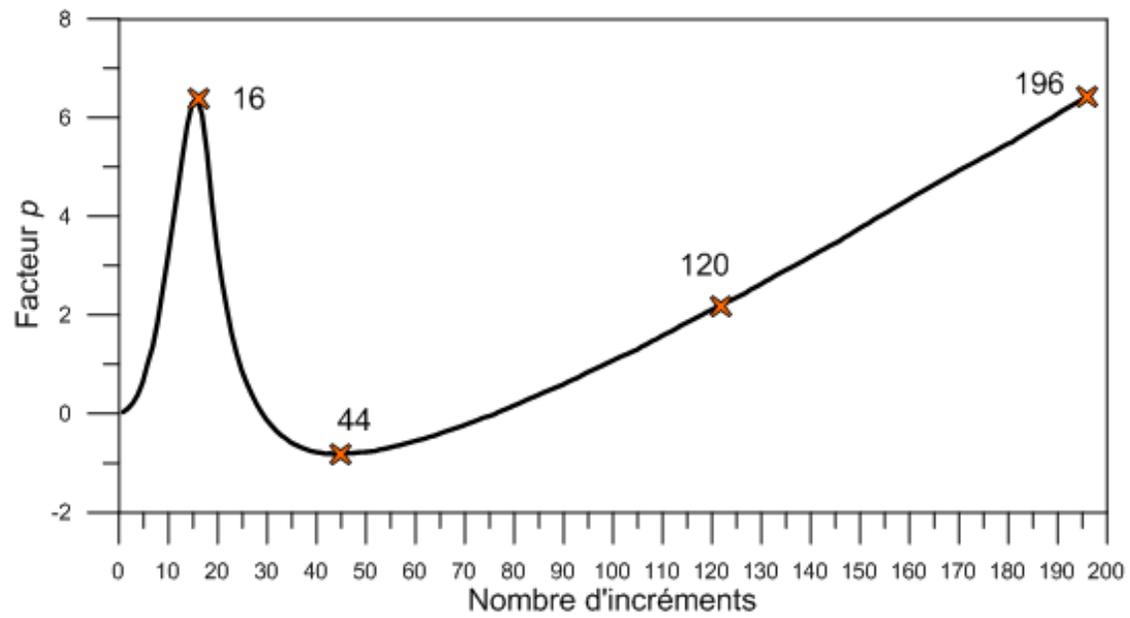


Figure 3-7 Exemple d'une courbe obtenue à partir du logiciel BIFURC qui présente le facteur p en fonction du nombre d'incrments.

Chapitre 4 – Application de la rupture progressive au glissement de 1971 à Casselman.

4.1 Modélisation dans PLAXIS

4.1.1 Géométrie et paramètres de sol

En suivant la méthodologie présentée à la section 3.2 du chapitre 3, la modélisation des contraintes totales horizontales moyennes situées au-dessus ainsi que des contraintes de cisaillement le long de la surface de rupture est réalisée à partir du logiciel PLAXIS. La première surface de rupture, identifiée à 42 m d'élévation (voir figure 2-9), a été considérée horizontale sur tout le site du glissement pour des fins de simplification de l'analyse. Initialement, le modèle avant érosion a 38 m de hauteur et fait 590 m de longueur, représentant la vallée de la rivière de la Nation Sud avant l'érosion des dépôts par la rivière. La figure 4-1 présente en (a) le modèle utilisé dans PLAXIS dans son ensemble avec la géométrie, les dimensions ainsi que le maillage, tandis qu'un agrandissement de la portion située près de la rivière présente les détails de la stratigraphie utilisée pour la situation avant érosion (b) et après érosion (c). Le talus a été divisé en 2 couches principales, correspondant à l'unité 1 et l'unité 3 identifiées aux sites de forages 01 et 13. (voir figures 2-5 et 2-6). Le maillage utilisé pour l'analyse est le maillage très fin de PLAXIS, raffiné près du pied de talus, comprenant 2219 éléments isoparamétriques triangulaires de 15 nœuds chacun.

Une première couche de 13 m d'épaisseur, située entre 68 et 55 m d'élévation, représente le silt grossier de l'unité 1. Une deuxième couche de 25 m d'épaisseur, située entre 55 et 30 m d'élévation, représente l'argile silteuse de l'unité 3. Cette dernière couche a été divisée en quatre sous-couches afin de prendre en compte l'augmentation du rapport de surconsolidation (OCR) avec l'augmentation de la profondeur aux sites 01 et 13, tel que discuté à la section 2.4.2. Ces valeurs de OCR pour la couche d'argile ont été obtenues à partir de l'équation suivante :

$$OCR = \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{v0}}$$

où σ'_p est la contrainte de préconsolidation et σ'_{v0} est la contrainte effective verticale calculée à partir des pressions d'eau. Les valeurs de K_0 ont ensuite été obtenues en utilisant l'équation suivante :

$$K_0 = K_0^{nc} OCR^\alpha$$

où K_0^{nc} et α ont été considérés égaux à 0,5. Les valeurs de OCR, ainsi que les valeurs de K_0 pour cette couche sont croissantes, en débutant à 1 ($K_0 = 0,52$) entre 13 et 30 m de profondeur, et en augmentant à 1,25 ($K_0 = 0,567$) entre 30 et 34 m de profondeur, à 1,35 ($K_0 = 0,6$) entre 34 et 36 m de profondeur et pour terminer à 1,5 ($K_0 = 0,63$) entre 36 et 38 m de profondeur. Les valeurs de K_0 pour chacune des couches de sol du modèle sont indiquées sur la figure 4-1.

Les paramètres géotechniques et hydrauliques utilisés pour la modélisation dans PLAXIS sont les mêmes que ceux utilisés pour la modélisation avec la suite de logiciels de Géostudio présentée à la section 2.8. Les perméabilités horizontale et verticale de la couche de l'unité 1 sont de 5×10^{-8} m/s et de 1×10^{-9} m/s pour l'unité 3. Les paramètres de résistance au cisaillement dans le domaine surconsolidé ont été définis à partir des valeurs suggérées par Lefebvre (1981) pour une plage de reconsolidation de 5 à 30 kPa. Ceux-ci sont pris au tiers inférieur du talus pour le site 01. Une cohésion effective égale à 10 kPa et un angle de frottement effectif égal à 35° ont été utilisés pour les deux unités. Des poids volumiques de 19 kN/m^3 et de 17 kN/m^3 ont respectivement été utilisés pour l'unité 1 et l'unité 3, tels qu'identifiés aux profils géotechniques des forages 01 et 13. En utilisant le modèle de sol «Hardening» de PLAXIS, un module de compression primaire (E_{oed}) et un module chargement déviatorique (E_{50}) correspondant à 90 fois la valeur de la contrainte de préconsolidation à une contrainte effective moyenne de référence de 100 kPa, ont été considérés. Les valeurs des deux coefficients sont donc de 10 000 kPa. La relation entre E_{oed} et σ'_p est considérée représentative des argiles de l'est du Canada (Leroueil et al. 1983). Le module de déchargement et de rechargement (E_{ur}) d'une valeur de 30 000 kPa a été utilisé, ce qui correspond à 3 fois le module de compression primaire.

L'érosion de la rivière a été modélisée à partir d'une excavation en condition drainée afin d'obtenir la topographie avant glissement. La moitié de la rivière, soit 24 m, a été modélisée à une élévation de 40 m, établie à partir de l'interprétation du lit de la rivière, illustrée à la figure 2-9. La pente modélisée a une valeur uniforme de 20° avec une hauteur de 28 m, ce qui correspond à la topographie initiale observée sur la partie sud du site (voir figure 2-3).

4.1.2 Conditions limites

La base du modèle a été fixée horizontalement (x) et verticalement (z), tandis que les deux extrémités du modèle (gauche et droite) ont été fixées pour la direction x seulement. La pression d'eau à la base du modèle, qui correspond à l'interface entre l'argile silteuse de l'unité 3 et le till, a été imposé à

196 kPa. Cette valeur a été appliquée de façon uniforme sur l'ensemble de cette limite, pour prendre en compte l'uniformité des pressions d'eau, correspondant à une charge hydraulique totale d'environ 50 m d'élévation pour la couche de till, discutée à la section 2.7. Une condition d'écoulement nul a été appliquée à l'extrémité gauche, située sous la rivière, ainsi qu'à l'extrémité droite du modèle. Un niveau d'eau moyen de 4 m a été imposé au niveau du lit de la rivière et un écoulement libre a été appliqué dans la pente. Une valeur de précipitation journalière de 5×10^{-5} m/j, qui représente environ 2 % des précipitations annuelles totales de la région, a été appliquée en sommet de talus afin d'obtenir une distribution des pressions d'eau représentatives du site. Les profils de pressions d'eau obtenus lors de la modélisation pour l'étape avant et après érosion ont été validés à partir des piézomètres installés aux sites 01 et 13.

4.1.3 Résultats

La figure 4-2a présente la topographie avant glissement, établie en 1969, ainsi que la position de la surface de rupture à 42 m d'élévation, fixe pour tout le glissement. La figure 4-2b présente les contraintes de cisaillement initiales obtenues le long de la surface de rupture à partir de la modélisation dans PLAXIS pour le site du glissement de 1971. Ces valeurs sont nulles loin de la pente (à l'extrémité gauche du modèle) et augmentent à mesure que l'on se rapproche de la pente, pour atteindre une valeur maximale de 63 kPa au point A et redescendre à une valeur d'environ 11 kPa près du pied de talus. La figure 4-2c présente le profil de la contrainte totale horizontale moyenne pour le sol situé au-dessus de la surface de rupture à 42 m d'élévation. Ce profil de contrainte a été établi à partir de l'équation 1 présentée à la section 3.2. Une valeur de contrainte totale horizontale moyenne maximale de 156 kPa est obtenue loin de la pente (à l'extrémité gauche du modèle) et le profil de contrainte diminue en se rapprochant de la pente, pour atteindre une valeur théoriquement nulle en pied de talus. Ces données sont les paramètres initiaux utilisés pour la modélisation de l'initiation et de la propagation d'une surface de rupture réalisée à partir du logiciel 1D BIFURC. Les résultats de cette modélisation sont présentés à la section suivante.

4.2 Modélisation dans BIFURC

À partir de la méthodologie décrite à la section 3.3 du chapitre 3, l'initiation et la propagation de la surface de rupture de l'étalement de 1971 à Casselman ont été modélisées à partir du logiciel BIFURC. La première surface de rupture, identifiée à 42 m d'élévation (figure 2-9), a été considérée horizontale

sur tout le site du glissement pour des fins de simplification de l'analyse, tel que décrit à la section 4.1 pour la modélisation des contraintes initiales réalisée avec PLAXIS.

4.2.1 Géométrie, maillage et conditions limites du modèle

La figure 4-3 présente une schématisation du modèle BIFURC utilisé pour la modélisation du glissement de 1971. Le modèle fait 708 mètres de longueur pour permettre d'obtenir d'importantes valeurs de rétrogression lors de l'analyse paramétrique, sans avoir l'effet des bords du modèle sur les résultats obtenus. Une hauteur de 26 m, correspondant à la hauteur de sol situé entre la première surface de rupture établie au piézocône (42 m d'élévation) et l'élévation du sommet de talus (68 m d'élévation) a été appliquée à tout le sol situé en sommet de talus. Le point A, considéré comme le point initial du modèle, correspond à l'endroit où le cisaillement est maximal le long de la pente, tel que montré à la figure 4-2. Le segment de hauteur au point A fait 18,8 m de hauteur, correspondant à la topographie initiale utilisée dans PLAXIS. Le maillage du modèle est constitué de 708 éléments fermes et de 708 éléments interfaces les uns par-dessus les autres. La superposition d'un élément ferme et d'un élément interface représente alors horizontalement 1 m dans le modèle. L'interface située entre les éléments interfaces et les éléments fermes permettent un déplacement dans la direction x, mais aucun déplacement dans la direction z, tandis que la base du modèle de BIFURC est fixée dans les deux directions.

4.2.2 Comportement du sol

4.2.2.1 *Éléments fermes*

Les éléments fermes modélisent le sol situé au-dessus de la surface de rupture tel qu'illustré à la figure 3-5. Lors de l'analyse, ces éléments adoptent un comportement linéaire élastique caractérisé par un module de Young de 18 000 kPa, correspondant au module représentatif du sol situé au-dessus de la surface de rupture (entre 68 m et 42 m d'élévation). Des résistances en compression et en extension assez élevées ont été données aux éléments fermes afin de permettre la propagation de la surface de rupture dans le massif de sol sans qu'ils se rompent.

4.2.2.2 *Éléments interfaces*

Les éléments interfaces, qui modélisent la surface de rupture du glissement, adoptent un comportement anti-écrouissage caractéristique du sol impliqué dans le glissement de 1971, tel que présenté à la section 2.4.4 (voir figures 2-7 et 2-8). Une résistance en pic de 90 kPa, valeur très près de la résistance au cisaillement obtenue au scissomètre de chantier (voir figure 2-6) et de celle obtenue

au DSS pour un échantillon consolidé à 0,8 fois la contrainte effective verticale en place (voir figure 2-7) a été retenue. Une déformation en pic de 3 % a été considérée représentative du comportement en cisaillement lors d'un essai DSS standard (Locat et al. 2016b). Cette valeur a donc été utilisée lors de la modélisation.

Tel que décrit à la section 3.3.2, la résistance au cisaillement après le pic, lors des essais DSS réalisés sur des échantillons de sol (voir figure 2-7), semble diminuer linéairement du pic jusqu'à la résistance de 50 kPa obtenue à 30 %. Afin de déterminer la résistance au cisaillement pour des valeurs de déformation plus importante que 30 %, le prolongement linéaire de ce comportement a été effectué, tel qu'illustré à la figure 4-4. En utilisant cette approche, la résistance à grande déformation correspondant à une déformation de 60,4 % est de 5 kPa. Cette valeur est beaucoup plus faible que celle obtenue à partir des essais DSS réalisés en laboratoire, mais toutefois plus élevés que la résistance remaniée mesurée au cône suédois.

La résistance à grande déformation a fait l'objet d'une étude paramétrique afin d'évaluer l'influence de ce paramètre sur l'initiation et la rétrogression de la rupture progressive. La plage des valeurs considérées est comprise entre 0,5 et 35 kPa

Dans le logiciel BIFURC, le comportement anti-écrouissage du sol est pris en compte par les éléments interfaces. Pour définir ce comportement, un déplacement à l'interface supérieur des éléments interfaces doit être spécifié. Tel que décrit à la section 3.3.2 du chapitre 3, les valeurs de déformation obtenues en laboratoire ont été multipliées par une épaisseur de bande de cisaillement. La figure 3-6 présente une schématisation du passage d'un comportement contrainte-déformation vers un comportement contrainte-déplacement en considérant une épaisseur de la bande de cisaillement (t_c). L'influence de cette épaisseur de bande de cisaillement est observée majoritairement sur le comportement après le pic, soit la valeur de la pente K_s (Locat et al. 2013b). Plus la valeur de K_s est élevée, plus la pente du comportement après la résistance en pic est importante. La figure 4-5 présente la résistance au cisaillement en fonction du déplacement pour des épaisseurs de bande de cisaillement de 0,1 et 0,5 m avec une résistance à grande déformation constante de 5 kPa. Il est possible de constater que pour une bande de cisaillement d'une épaisseur de 0,1 m, le comportement après le pic est très fragile, caractérisé par une forte pente (forte valeur de K_s), égale à 1481 kPa/m tandis que pour une bande de cisaillement d'épaisseur de 0,5 m, le comportement est moins fragile, c'est-à-dire une pente K_s moins importante, égale à 296 kPa/m.

4.2.2.3 Critère de rupture active du sol

Pour l'étude numérique réalisée à partir du logiciel BIFURC, la contrainte de rupture active du sol située au-dessus de la surface de rupture (σ_{act}) est nécessaire afin d'évaluer si le sol atteint la rupture active lors de la propagation de la surface de rupture. Puisque cette propagation entraîne une diminution de la contrainte horizontale du sol, il est possible que celle-ci atteigne la valeur de résistance active du sol et qu'il y ait rupture active du sol situé au-dessus de la surface de rupture sur des plans à $\phi'/2 + 45^\circ$. Le glissement de terrain survenu en 1971 près du village de Casselman en Ontario présente des horsts et grabens à l'intérieur de la cicatrice du glissement, tel que décrit à la section 2.1. Cette dislocation du sol sus-jacent pourrait donc être de cette nature. De façon générale, la valeur de la contrainte active peut-être calculée, en appliquant un équilibre des forces, donnant l'équation suivante (Locat et al. 2015) :

$$\sigma_{act} = \frac{P_{act}}{H_r} = \frac{\frac{\gamma H_r^2}{2} - \frac{S_u H_r}{\sin \theta \cos \theta}}{H_r}$$

où S_u représente la valeur de la résistance au cisaillement non-drainé moyenne pour le sol situé au-dessus de la surface de rupture, H_r représente la hauteur du sol situé au-dessus de la surface de rupture, γ représente le poids volumique moyen du sol saturé situé au-dessus de la surface de rupture, et θ représente l'angle du plan sur lequel l'équilibre des forces est réalisé.

Pour le cas des étalements, l'équilibre des forces est réalisé selon l'angle de la surface d'un horst. Cet angle est d'environ 60° pour les argiles de l'est du Canada, tel que décrit par (Locat et al. 2011a), et observé sur de nombreux sites de glissements, dont celui de 1971 à Casselman. En remplaçant cette valeur de θ dans l'équation précédente, elle prend la forme suivante :

$$\sigma_{act} = \frac{P_{act}}{H_r} = \frac{\frac{\gamma H_r^2}{2} - 2,31 S_u H_r}{H_r}$$

Pour le site du glissement de 1971, la hauteur du sol situé au-dessus de la surface de rupture est de 26 m et son poids volumique saturé moyen est de 18 kPa. La valeur de la résistance au cisaillement considérée est une moyenne sur le profil de sol entre 55 et 42 m d'élévation pour le site 01, qui correspond à environ 70 kPa. À partir de ces paramètres, le critère de rupture active pour ce site est

de 72 kPa. Cette valeur sera utilisée afin d'identifier si le sol entre en rupture active lors de la propagation de la surface de rupture.

4.2.3 Résultats de l'analyse paramétrique

Une analyse paramétrique a été réalisée sur les deux paramètres qui ont été décrits précédemment : l'épaisseur de la bande de cisaillement (t_c) qui influence la fragilité du comportement après le pic du sol ainsi que la résistance à grande déformation (τ_{ld}). En conservant tous les autres paramètres constants lors de l'analyse, l'impact des deux paramètres sur l'initiation et la rétrogression de la rupture progressive a été examiné.

4.2.3.1 Influence de l'épaisseur de la bande de cisaillement

L'effet de l'épaisseur de la bande de cisaillement sur l'initiation et la rétrogression du processus de rupture progressive a été évalué en faisant varier l'épaisseur de la bande de cisaillement entre 0,05 et 0,5 m. La figure 4-6 présente l'influence de l'épaisseur de la bande de cisaillement sur l'initiation du processus de rupture progressive, pour une valeur de résistance à grande déformation constante, de 5 kPa. L'axe vertical de gauche représente le rapport entre la réduction de la contrainte horizontale critique appliquée au point A ($\Delta\sigma_{cr}$) et la contrainte totale horizontale moyenne dans la pente à ce point (σ_{x0a}). Un rapport de $\Delta\sigma_{cr}$ sur σ_{x0a} égal à 1 signifie qu'il faut décharger complètement le pied du talus pour initier la rupture. Les points bleus sur le graphique représentent ce rapport calculé pour chacune des épaisseurs de bande de cisaillement comprise entre 0,05 m à 0,5 m. Pour une épaisseur de bande de cisaillement de 0,5 m, le rapport de $\Delta\sigma_{cr}$ sur σ_{x0a} est de 0,93 tandis qu'il est de 0,12 pour une épaisseur de 0,05 m. La réduction de la contrainte horizontale critique appliquée au point A est donc de 109 kPa pour une épaisseur de bande de cisaillement de 0,5 m et de 14 kPa pour une épaisseur de bande de cisaillement de 0,05 m. Il est possible de remarquer que plus l'épaisseur de la bande de cisaillement est élevée, plus la valeur du déchargement critique nécessaire à l'initiation est élevée. Puisque le comportement est plus fragile pour une bande de cisaillement plus mince (valeur de K_s égale à 2962 comparée à 296 kPa/m), la valeur de résistance à grande déformation est atteinte plus rapidement et pour des valeurs de déplacement plus faibles, ce qui diminue la sollicitation nécessaire afin d'initier la rupture progressive au point A. La diminution de l'épaisseur de la bande de cisaillement d'un facteur 5 (0,5 à 0,1 m) diminue le rapport de $\Delta\sigma_{cr}$ sur σ_{x0a} d'un facteur d'environ 4 (0,93 à 0,23).

À partir de la figure 4-6, les croix rouges présentent la rétrogression pour la plage d'épaisseur de bande de cisaillement comprise entre 0,05 et 0,5 m pour une valeur de résistance à grande déformation de 5 kPa. Pour une épaisseur de bande de cisaillement de 0,05 m, la rétrogression obtenue est de 265 m tandis que pour une épaisseur de bande de cisaillement de 0,5 m, la distance de rétrogression obtenue est de 128 m. Il est possible de constater que plus l'épaisseur de la bande de cisaillement est élevée, plus la rétrogression obtenue est faible. Encore une fois, la fragilité du comportement après la résistance en pic du sol est responsable de cette observation. La valeur de résistance à grande déformation est atteinte plus rapidement et pour des valeurs de déplacement plus faibles, ce qui entraîne une rétrogression plus importante pour une épaisseur de bande de cisaillement plus faible (t_c de 0,1 m, K_s égale à 1481 kPa/m, (voir figure 4-5a) que pour une épaisseur de bande de cisaillement plus épaisse (t_c de 0,5 m, K_s égale à 296 kPa/m, voir figure 4-5b). La diminution de l'épaisseur de la bande de cisaillement d'un facteur 5 (0,5 à 0,1 m) diminue la rétrogression d'un facteur d'environ 1,75 (223 à 128 m). Ce rapport plus faible (1,75 comparé à 4 obtenu précédemment) semble indiquer que l'épaisseur de la bande de cisaillement a une plus grande influence sur l'initiation de la rupture que sur la rétrogression du processus de rupture progressive.

4.2.3.2 Influence de la résistance à grande déformation.

À partir de l'analyse paramétrique réalisée sur l'épaisseur de la bande de cisaillement tel que présenté à la section 4.2.3.1, trois bandes de cisaillement, d'épaisseurs de 0,07, 0,1 et 0,5 m ont été choisies afin d'évaluer l'effet de la résistance à grande déformation sur l'initiation et la rétrogression de la rupture progressive.

La figure 4-7 présente l'influence de la résistance à grande déformation sur l'initiation de la rupture progressive au point A. Pour chacune des trois valeurs de bande de cisaillement choisies (valeur de K_s de 2116, 1481 et 296 kPa/m pour des épaisseurs de bandes de cisaillement respectives de 0,07, 0,1 et 0,5 m), les valeurs de résistance à grande déformation ont été variées entre 0,5 et 30 kPa. Pour chacune des bandes de cisaillement à l'étude, le rapport $\Delta\sigma_{cr}$ sur σ_{x0a} obtenu est constant pour toute la plage de résistance à grande déformation considérée. Comme il est possible de le constater, pour une valeur d'épaisseur de bande de cisaillement, la variation de la résistance à grande déformation n'a aucun effet sur l'initiation du processus de rupture progressive.

Pour une épaisseur de bande de cisaillement de 0,07 et de 0,1 m ($K_s = 2116$ et 1481 kPa/m), le rapport $\Delta\sigma_{cr}$ sur σ_{x0a} est respectivement de 0,16 et de 0,23, ce qui correspond à un déchargement en pied de talus équivalent à 16 et 23 % de la contrainte horizontale initiale au point A (représentant une valeur de 19 et de 27 kPa). Pour une épaisseur de bande de cisaillement de 0,5 m ($K_s = 296$ kPa/m), le rapport $\Delta\sigma_{cr}$ sur σ_{x0a} est de 0,93, correspondant à un déchargement de 93 % (109 kPa) de la contrainte horizontale initiale au point A. Ces résultats confirment que plus l'épaisseur de la bande de cisaillement est faible, plus le déchargement nécessaire afin d'initier la rupture au point A est faible, tel que discuté à la section 4.2.3.1.

La figure 4-8 présente les résultats de l'analyse paramétrique pour la rétrogression du processus de rupture progressive dans le massif de sol. La distance de rétrogression est présentée en fonction de la résistance à grande déformation pour les trois épaisseurs de bande de cisaillement décrites précédemment. La valeur de résistance à grande déformation a été variée afin d'obtenir des distances de rétrogression comprises entre 630 m et 25 m. Pour une épaisseur de bande de cisaillement de 0,1 m, une résistance à grande déformation de 2,0 kPa entraîne une rétrogression de 577 m tandis qu'une résistance à grande déformation de 25 kPa entraîne une rétrogression de 29 m. Lorsque la résistance à grande déformation est plus élevée, la résistance passée le pic offerte par le sol le long de la surface de rupture est plus élevée, ce qui entraîne une redistribution des contraintes de cisaillement moins importantes aux éléments de sols voisins. Il est possible de remarquer que plus la résistance à grande déformation est faible, plus la rétrogression de la surface de rupture est importante, et ce, peu importe l'épaisseur de la bande de cisaillement.

À partir de la figure 4-8, une valeur maximale de résistance à grande déformation qui permet une propagation de la surface de rupture par rupture progressive a été obtenue pour chacune des valeurs d'épaisseur de bande de cisaillement analysée. Cette valeur est de 30 kPa pour une épaisseur de bande de cisaillement de 0,1 m tandis qu'elle est de 18 kPa pour une bande de cisaillement de 0,5 m d'épaisseur. Pour des valeurs de résistance à grande déformation supérieures à 18 kPa avec une épaisseur de bande de cisaillement de 0,1 m, la perte de résistance après le pic, caractérisée par le comportement anti-écrouissage du sol, n'est pas suffisamment importante pour permettre la propagation d'une surface de rupture par rupture progressive. La même conclusion est tirée pour la résistance à grande déformation de 30 kPa avec une épaisseur de bande de cisaillement de 0,5 m.

Une zone représentée par une ligne bleue sur la figure 4-8 correspond à la plage des valeurs de résistance à grande déformation qui permettent la propagation d'une surface de rupture sur une distance de 100 m. Cette valeur correspond à la première surface de rupture, située à 42 m d'élévation, qui a été identifiée près du pied de talus pour le site du glissement de 1971 (voir figure 2-9). Il en ressort qu'une résistance à grande déformation égale à 12 kPa avec une épaisseur de bande de cisaillement de 0,05 m, ou une résistance à grande déformation de 6,7 kPa avec une épaisseur de bande de cisaillement de 0,5 m, sont nécessaires pour permettre la propagation d'une surface de rupture sur cette distance.

Une zone représentée par une ligne verte sur la figure 4-8 correspond à la plage des valeurs de résistance à grande déformation qui permettent la propagation d'une surface de rupture sur une distance de 385 m. Cette valeur correspond à la valeur de la rétrogression totale observée sur le site du glissement de 1971. Une valeur de résistance à grande déformation égale à 3,0 kPa avec une épaisseur de bande de cisaillement de 0,1 m d'épaisseur ou une résistance à grande déformation de 1,7 kPa avec une bande de cisaillement de 0,5 m sont nécessaires pour obtenir cette valeur de rétrogression. Rappelons que la résistance remaniée obtenue à partir du cône suédois près de la surface de rupture est inférieure à 0,5 kPa.

4.2.4 Analyse pour la rétrogression observée

À partir des résultats de l'analyse paramétrique réalisée précédemment, deux combinaisons d'épaisseurs de bande de cisaillement et de résistance à grande déformation ont permis d'obtenir une distance de rétrogression de 385 m (voir figure 4-8), telle qu'observée sur le site du glissement de Casselman (1971). Une combinaison d'une épaisseur de bande de cisaillement de 0,1 m et d'une résistance à grande déformation de 3 kPa ainsi que la combinaison d'une épaisseur de bande de cisaillement de 0,5 m et d'une résistance à grande déformation de 1,7 kPa permet une propagation de la surface de rupture sur cette distance de 385 m. Les deux modélisations réalisées à partir du logiciel BIFURC sont présentées pour ces deux combinaisons.

4.2.4.1 Une épaisseur de bande de cisaillement de 0,1 m.

La figure 4-9 présente la modélisation de l'initiation et de la propagation de la surface de rupture dans le sol pour une bande de cisaillement de 0,1 m d'épaisseur et une résistance à grande déformation de 3 kPa. Cette combinaison permet d'obtenir une distance de rétrogression de 385 m, valeur maximale de rétrogression observée sur le site du glissement de Casselman (1971). La figure 4-9a présente

l'élévation du sol en fonction de la distance dans le modèle. La topographie initiale, telle que décrite pour la modélisation de l'analyse de la stabilité initiale ainsi que pour la modélisation des contraintes initiales, est présentée par la ligne pleine. La ligne pointillée représente la position de la surface de rupture idéalisée à 42 m d'élévation pour tout le glissement. La figure 4-9b présente la contrainte de cisaillement en fonction de la distance dans le modèle. La ligne bleue représente les contraintes de cisaillement initiales le long de la surface de rupture idéalisée à 42 m d'élévation ($\tau_0(x)$), obtenue à partir de la modélisation dans PLAXIS, telle que présentée à la figure 4-2. Sur cette même figure, la ligne pointillée représente la valeur de la résistance en pic (τ_p) utilisée pour la modélisation, fixée à 90 kPa pour l'analyse. Le point A représente l'endroit le long de la pente où la contrainte de cisaillement initiale est maximale et égale à 63 kPa. Ce point correspond au début du modèle de BIFURC. La figure 4-9c présente les contraintes totales horizontales moyennes en fonction de la distance dans le modèle. La ligne bleue représente le profil de la contrainte totale horizontale moyenne initiale ($\sigma_{0x}(x)$), obtenue à partir de PLAXIS, pour le sol situé au-dessus de la surface de rupture. La figure 4-9d présente le comportement contrainte-déplacement utilisé dans BIFURC pour cette analyse.

La figure 4-10 présente la courbe obtenue à partir du logiciel BIFURC qui présente la réduction de la contrainte appliquée au point A en fonction du nombre d'incrément. Comme il est possible de le voir, à mesure que le nombre d'incrément augmente, BIFURC réduit la contrainte horizontale afin d'initier la rupture au point A. Cette réduction s'effectue jusqu'à l'incrément 16, qui correspond à une valeur de réduction de la contrainte totale horizontale moyenne critique ($\Delta\sigma_{cr}$), d'une valeur d'environ 27 kPa (voir 4-10). Cette réduction $\Delta\sigma_{cr}$ est illustrée à la figure 4-9c. Cette valeur diminue le profil de la contrainte totale horizontale moyenne initiale ($\sigma_{0x}(x)$) vers celui correspondant au temps 1 ($\sigma_{1x}(x)$). Cette diminution de la contrainte entraîne une augmentation du cisaillement le long de la surface de rupture, qui se traduit par une augmentation du profil de contrainte au cisaillement, de la valeur initiale ($\tau_0(x)$) vers le profil du temps $\tau_1(x)$, identifié sur la figure 4-9b. Sous cette réduction de la contrainte horizontale $\Delta\sigma_{cr}$, la rupture progressive est initiée dans la pente et la propagation de celle-ci (du temps 1 au temps 4) se fait sans réduction supplémentaire.

De l'initiation de la rupture, à l'incrément 16, jusqu'à l'incrément 196 (temps 1 à 4), le logiciel BIFURC redistribue cette réduction de la contrainte horizontale critique ($\Delta\sigma_{cr}$) initialement appliquée au point A aux éléments de sol le long de la surface de rupture. Tel qu'illustré par l'allure de la courbe, le logiciel

ne doit plus maintenir la contrainte appliquée au point A pour continuer à propager la rupture progressive dans la pente à partir de l'incrément 16. La rupture se propage donc dans le sol sous la réduction de la contrainte critique initialement appliquée au point A. La modélisation est arrêtée lorsque la valeur de $\Delta\sigma_{cr}$, atteinte à l'incrément 16, est redistribuée à l'ensemble des éléments de sol le long de la surface de rupture, ce qui correspond ici à l'incrément 196 (temps 4). Il est alors possible d'obtenir la distance de rétrogression pour la combinaison d'épaisseurs de bandes de cisaillement et de résistance à grande déformation, visible sur la figure 4-8, qui est de 385 m.

La propagation de la surface de rupture dans le massif de sol ($\tau_2(x)$ à $\tau_3(x)$) engendre une réduction du profil de la contrainte $\sigma_{2x}(x)$ (figure 4-9c). À mesure que la propagation de la surface de rupture s'effectue, le profil de la contrainte horizontale subit une réduction de plus en plus importante (de $\sigma_{2x}(x)$ à $\sigma_{3x}(x)$ à $\sigma_{4x}(x)$). À partir d'un moment, la réduction de la contrainte horizontale atteint le critère de rupture active du sol (σ_{act}) calculé avec les paramètres de résistance pour le site. Telle qu'illustrée à la figure 4-9c, cette valeur de contrainte est atteinte au temps 4 ($\sigma_{4x}(x)$) pour la combinaison d'épaisseur de bande de cisaillement et de résistance à grande déformation modélisée. À partir de ce moment, le sol situé au-dessus de la surface de rupture se disloquerait par rupture active en horsts et grabens. Mais cette dislocation se serait arrêtée vers 170 m.

4.2.4.2 Pour une épaisseur de bande de cisaillement de 0,5 m.

À partir de la même analyse, une épaisseur de bande de cisaillement de 0,5 m et une résistance à grande déformation de 1,7 kPa permettent d'obtenir une propagation de la surface de rupture sur une distance de 385 m, tel qu'illustré précédemment à la figure 4-8. Les résultats de la modélisation réalisée avec le logiciel BIFURC sont présentés à la figure 4-11, tandis que la courbe de déchargement en fonction du nombre d'incrément pour cette modélisation est présentée à la figure 4-12. Le modèle pour l'épaisseur de la bande de cisaillement de 0,1 m décrit à la section précédente et le modèle pour la bande de cisaillement de 0,5 m d'épaisseur présenté à la figure 4-11 sont similaires. Les profils de contraintes initiales ($\tau_0(x)$) et ($\sigma_{0x}(x)$) utilisés sont les mêmes. Le modèle présenté sur la figure 4-11 décrit la topographie initiale (a), les contraintes de cisaillement le long du plan de rupture (b), le profil de contrainte totale horizontale moyenne du sol situé au-dessus de la surface de rupture (c) ainsi que le comportement contrainte-déplacement du sol lors de l'analyse (d) pour quatre moments de la modélisation numérique. Ils représentent respectivement l'initiation de la rupture progressive (temps 1), la propagation de la surface de rupture dans le massif de sol (temps 2 et 3) ainsi que la

stabilisation du processus de rupture progressive (temps 4). Ce dernier est atteint lorsque la distribution complète de la réduction de la contrainte horizontale critique appliquée au point A est effectuée. Pour ces raisons, le modèle ainsi que la courbe de déchargement en fonction du nombre d'incrément de la modélisation réalisée avec une épaisseur de bande de cisaillement de 0,5 m d'épaisseur et une résistance à grande déformation de 1,7 kPa ne sera pas décrit en détail ici. Certaines différences méritent cependant d'être soulevées.

La figure 4-11d présente le comportement contrainte-déplacement utilisé pour cette modélisation. Comme il est possible de voir, le comportement anti-écrouissage du sol est moins fragile que celui de la figure 4-9d. La différence au niveau du comportement contrainte-déplacement est aussi visible sur les figures 4-9b et 4-11b. Pour ce modèle avec une épaisseur de bande de cisaillement de 0,5 m, le comportement en cisaillement du sol nécessite un déplacement plus important pour atteindre la valeur de résistance à grande déformation.

Contrairement au modèle avec une épaisseur de bande de cisaillement de 0,1 m, la réduction de la contrainte horizontale qui initie la propagation de la surface de rupture au point A est atteinte à l'incrément 26 (voir figure 4.12), qui correspond à une valeur de réduction de la contrainte totale horizontale moyenne critique $\Delta\sigma_{cr}$, d'environ 109 kPa. Le modèle doit donc réduire la contrainte horizontale au point A d'une valeur beaucoup plus élevée que celle obtenue pour la combinaison d'une bande de cisaillement de 0,1 m et d'une résistance à grande déformation de 3 kPa.

Contrairement au modèle avec une épaisseur de bande de cisaillement de 0,1 m, le critère de rupture actif (σ_{act}) du sol est atteint très rapidement, au temps 1 ($\sigma_{1x}(x)$), ce qui causerait la dislocation du sol sus-jacent dès l'initiation de la rupture et sur toute la longueur. La rupture active survient alors beaucoup plus rapidement pour une épaisseur de bande de cisaillement de 0,5 m que pour une épaisseur de bande de cisaillement de 0,1 m.

4.3 Conclusion

En conclusion, l'application numérique du principe de rupture progressive, décrite par Locat et al. (2013b), a été appliquée à l'étalement de Casselman (1971). L'analyse paramétrique réalisée a permis d'évaluer l'effet de l'épaisseur de la bande de cisaillement, qui contrôle le comportement après le pic, ainsi que de la résistance au cisaillement à grande déformation sur l'initiation et la rétrogression du processus de rupture progressive. À partir des résultats obtenus, il a été observé que l'épaisseur

de la bande de cisaillement influence de façon significative l'initiation du processus de rupture progressive tandis qu'elle influence peu la rétrogression du processus de rupture progressive. Quant à elle, la résistance à grande déformation n'a pas d'influence notable sur l'initiation du processus de rupture progressive, mais influence majoritairement la rétrogression du processus de rupture progressive.

À partir des paramètres de résistance au cisaillement obtenus en laboratoire sur des échantillons prélevés sur le site du glissement, des épaisseurs de bandes de cisaillement de 0,1 et 0,5 m combinées à des résistances au cisaillement à grande déformation respective de 3 et de 1,7 kPa ont permis d'obtenir une propagation de la surface de rupture sur une distance de 385 m, telle qu'observée sur le site du glissement. La dislocation du sol sus-jacent en horsts et grabens par rupture active a aussi été évaluée à partir du critère de rupture actif calculé pour le sol du glissement de 1971. Lors de la modélisation, le profil des contraintes totales horizontales du sol a atteint la valeur du critère de rupture actif lors de la propagation de la surface de rupture, causant la dislocation en horsts et grabens du sol situé au-dessus de la surface de rupture à 42 m d'élévation pour les deux cas présentés. Notons cependant que la combinaison (0,1 m; 3 kPa) ne conduit pas, selon cette analyse à une dislocation sur toute la longueur.

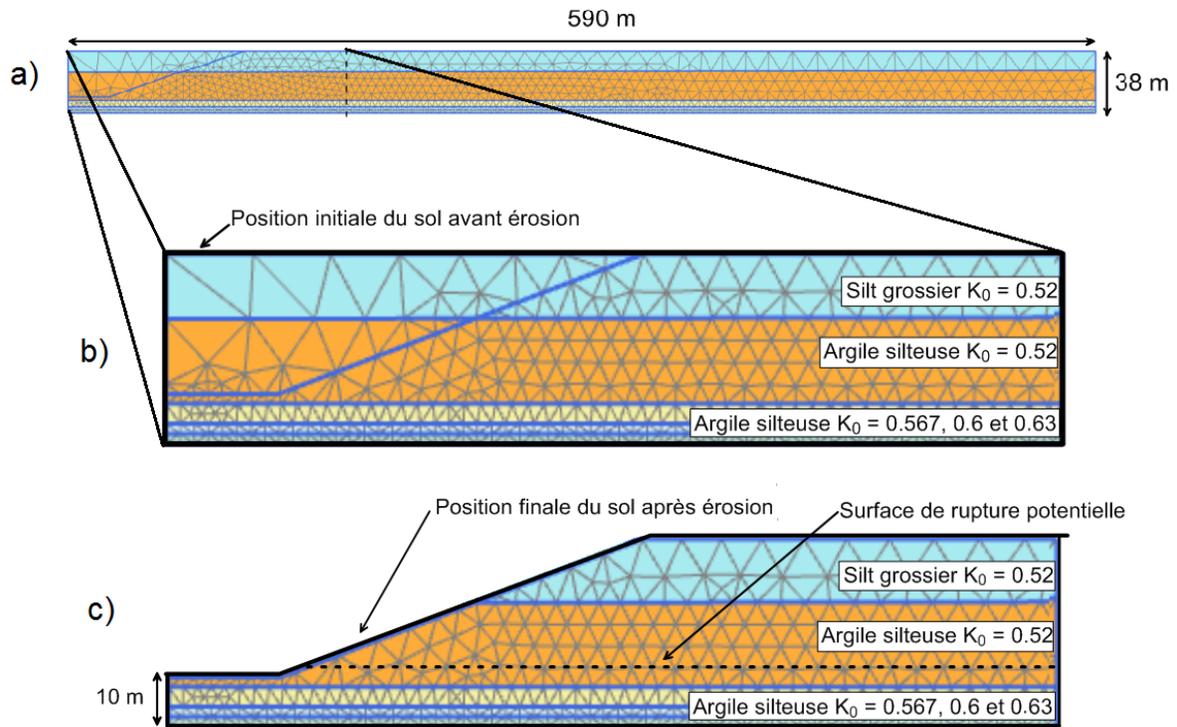


Figure 4-1 : Modèle du glissement de 1971 à Casselman utilisé dans PLAXIS pour le cas de 1971 représentant : (a) le modèle sans exagération avec la géométrie et le maillage sur toute sa longueur; (b) les couches de sol ainsi que leur paramètre K_0 pour la vallée avant l'érosion de la rivière (position initiale); et (c) la vallée après l'érosion de la rivière (position finale).

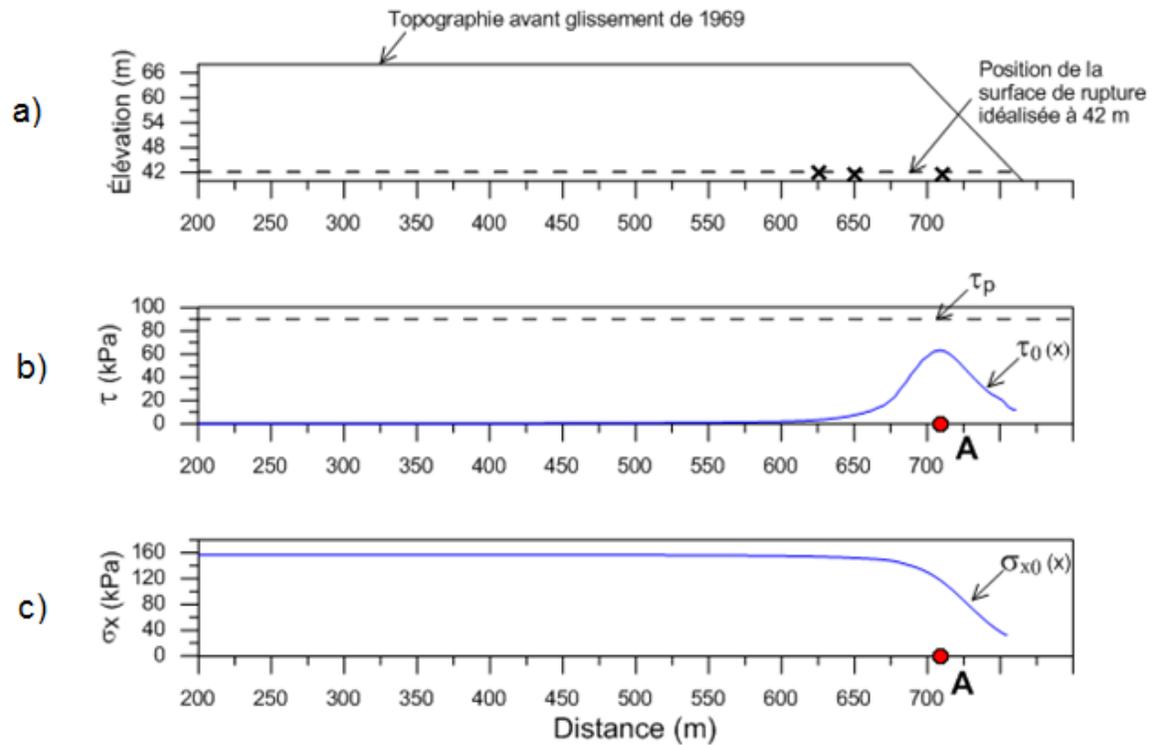


Figure 4-2 : Contraintes initiales dans la pente obtenues à partir de l'analyse réalisée dans PLAXIS pour le cas de 1971 : (a) la topographie initiale sur sol et la position de la surface de rupture; (b) la contrainte de cisaillement initiale le long de la surface de rupture idéalisée à 42 m d'élévation; et (c) la contrainte totale horizontale moyenne pour le sol au-dessus de la surface de rupture du glissement.



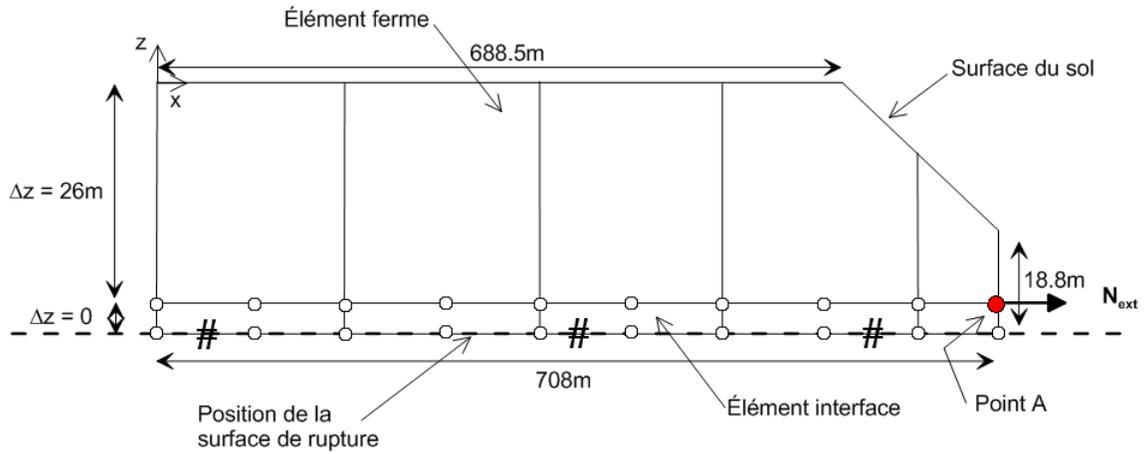


Figure 4-3 : Schématisation du modèle utilisé pour le cas de 1971 dans le logiciel BIFURC présentant la géométrie du modèle, les deux types d'éléments, les conditions frontières ainsi que le point A. Cette figure présente, sans être à l'échelle, les paramètres utilisés pour la modélisation dans BIFURC.

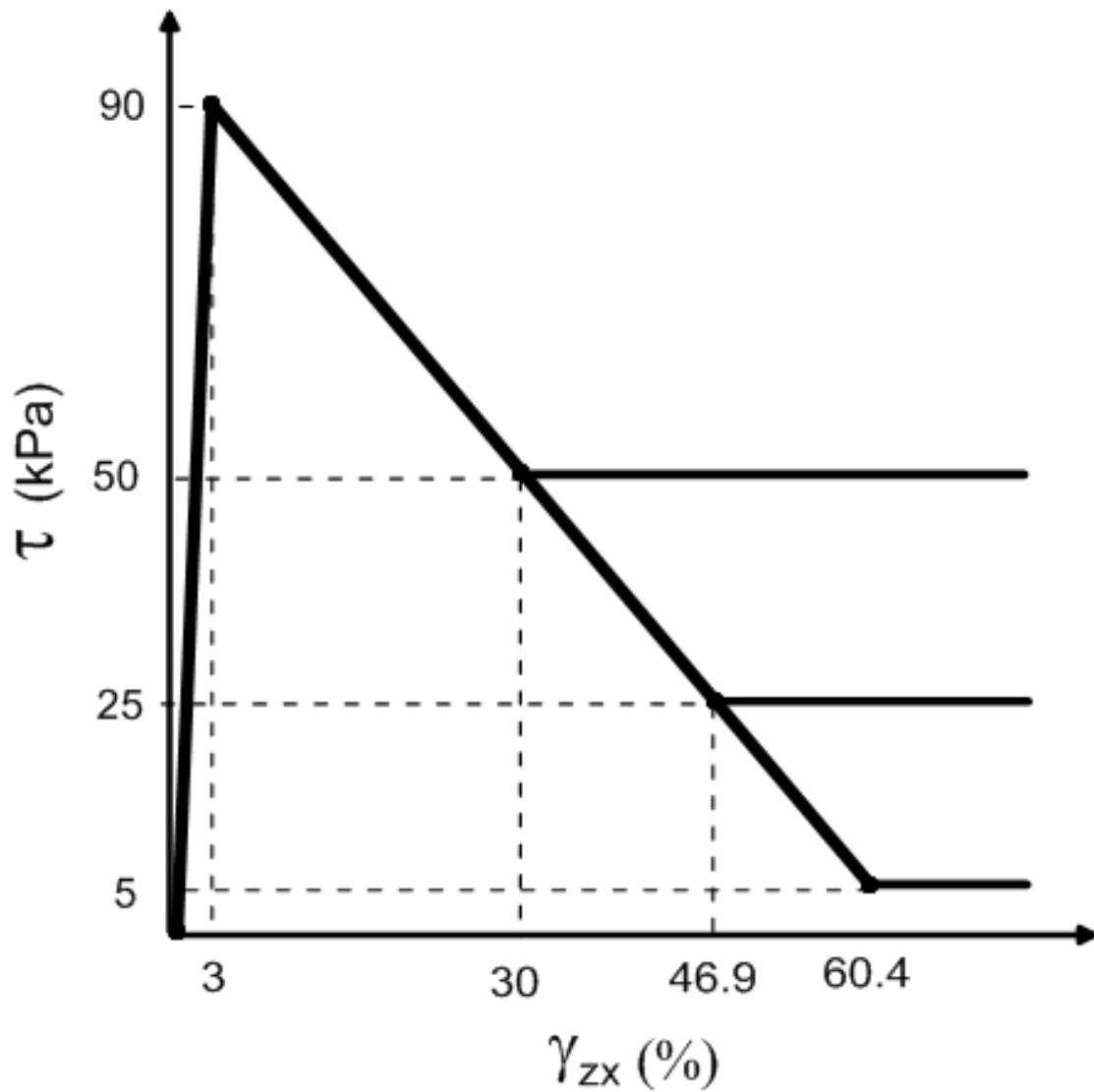


Figure 4-4 : Le comportement contrainte-déformation idéalisé pour le cas de 1971 en utilisant une prolongation linéaire de la pente entre la résistance en pic et la résistance à grande déformation obtenu au DSS afin d'obtenir des déformations supérieures à 30 %.

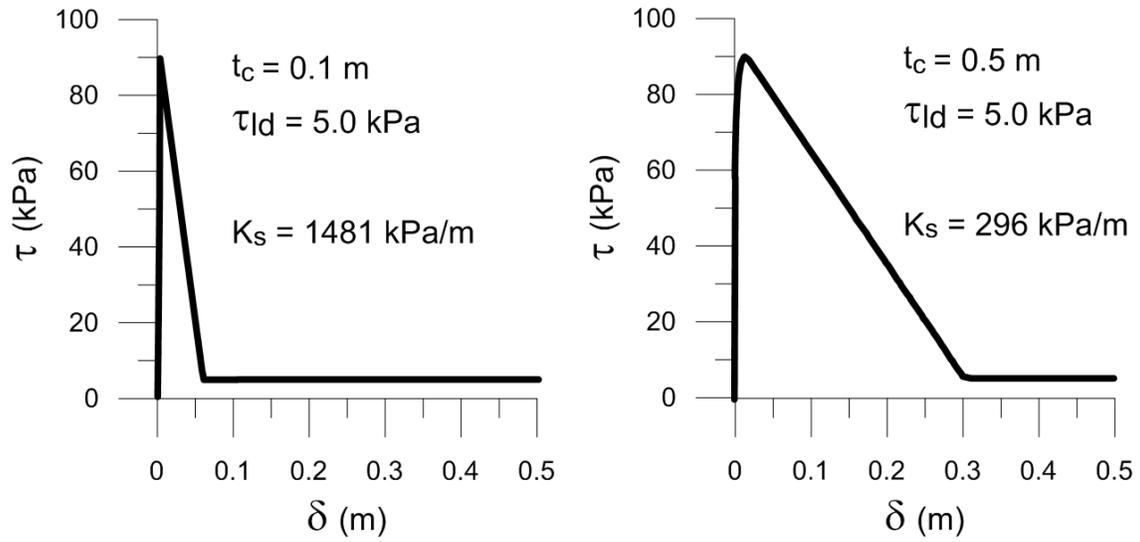


Figure 4-5 : Comportement contrainte-déplacement du cas de 1971 avec une résistance à grande déformation constante de 5 kPa pour deux épaisseurs de bande de cisaillement différentes.

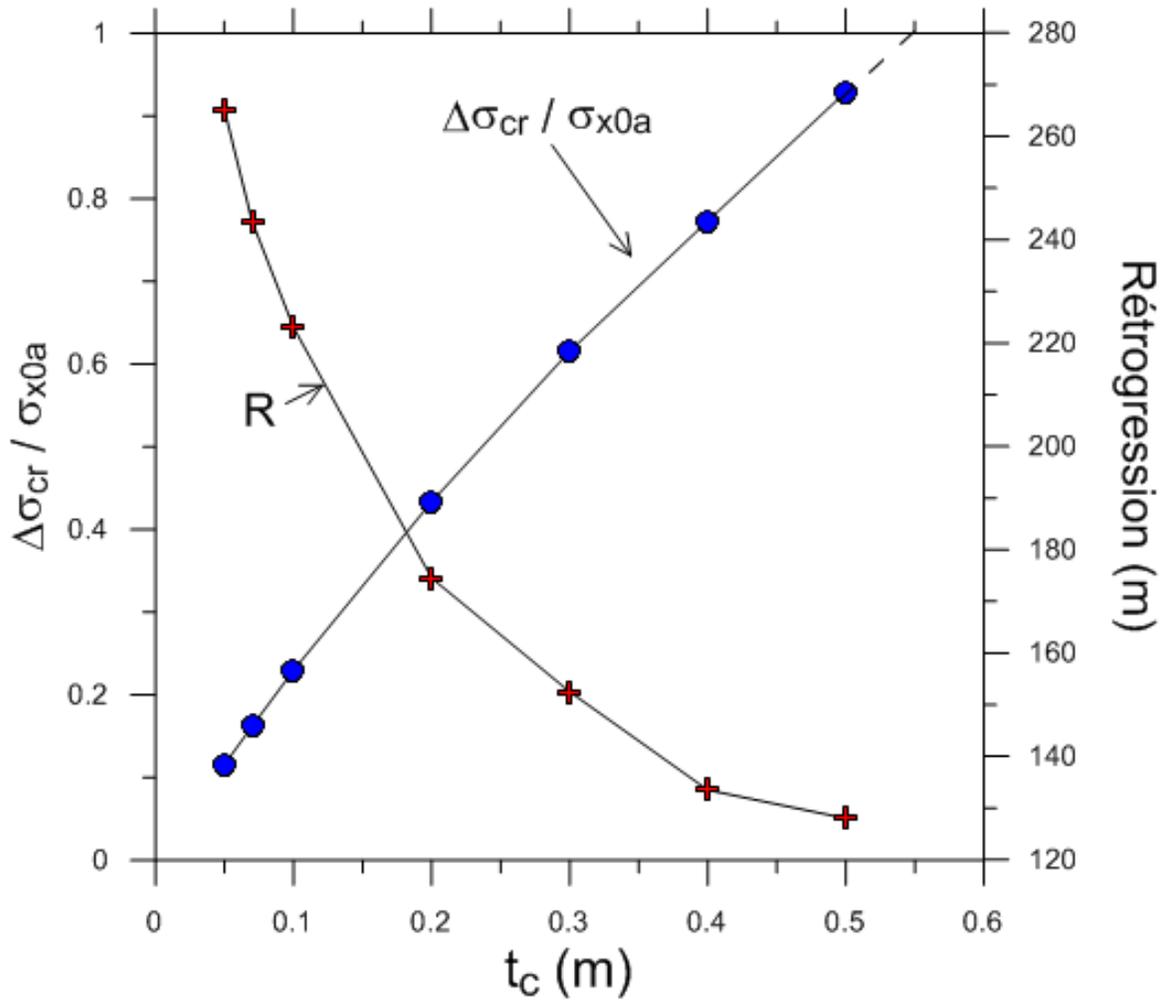


Figure 4-6 : Déchargement critique et rétrogression résultant du processus de rupture progressive en fonction de l'épaisseur de la bande de cisaillement (t_c) pour une résistance à grande déformation constante de 5 kPa pour le cas de 1971

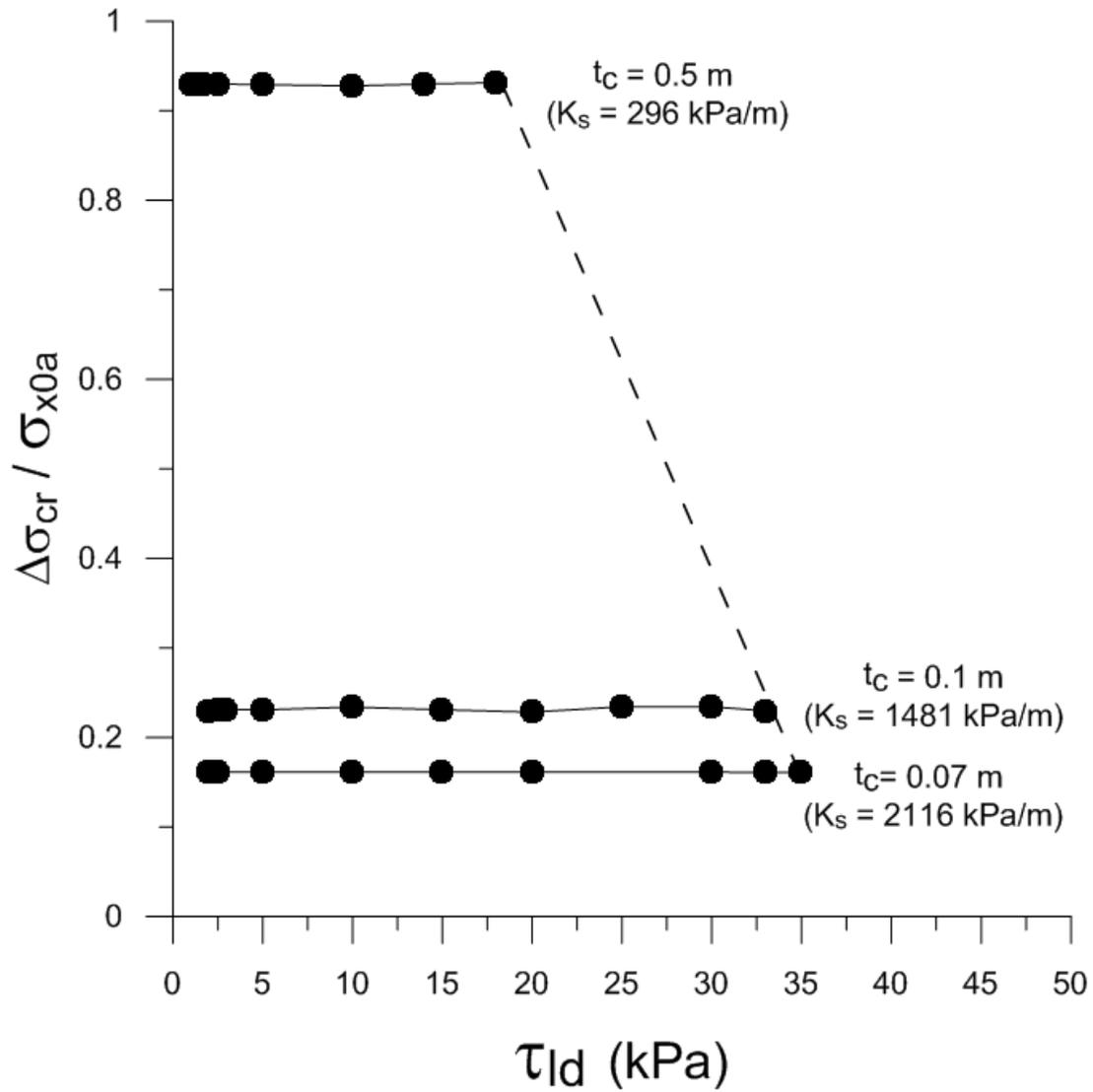


Figure 4-7 : Déchargement critique en fonction de la résistance à grande déformation pour trois épaisseurs de bande de cisaillement pour le cas de 1971.

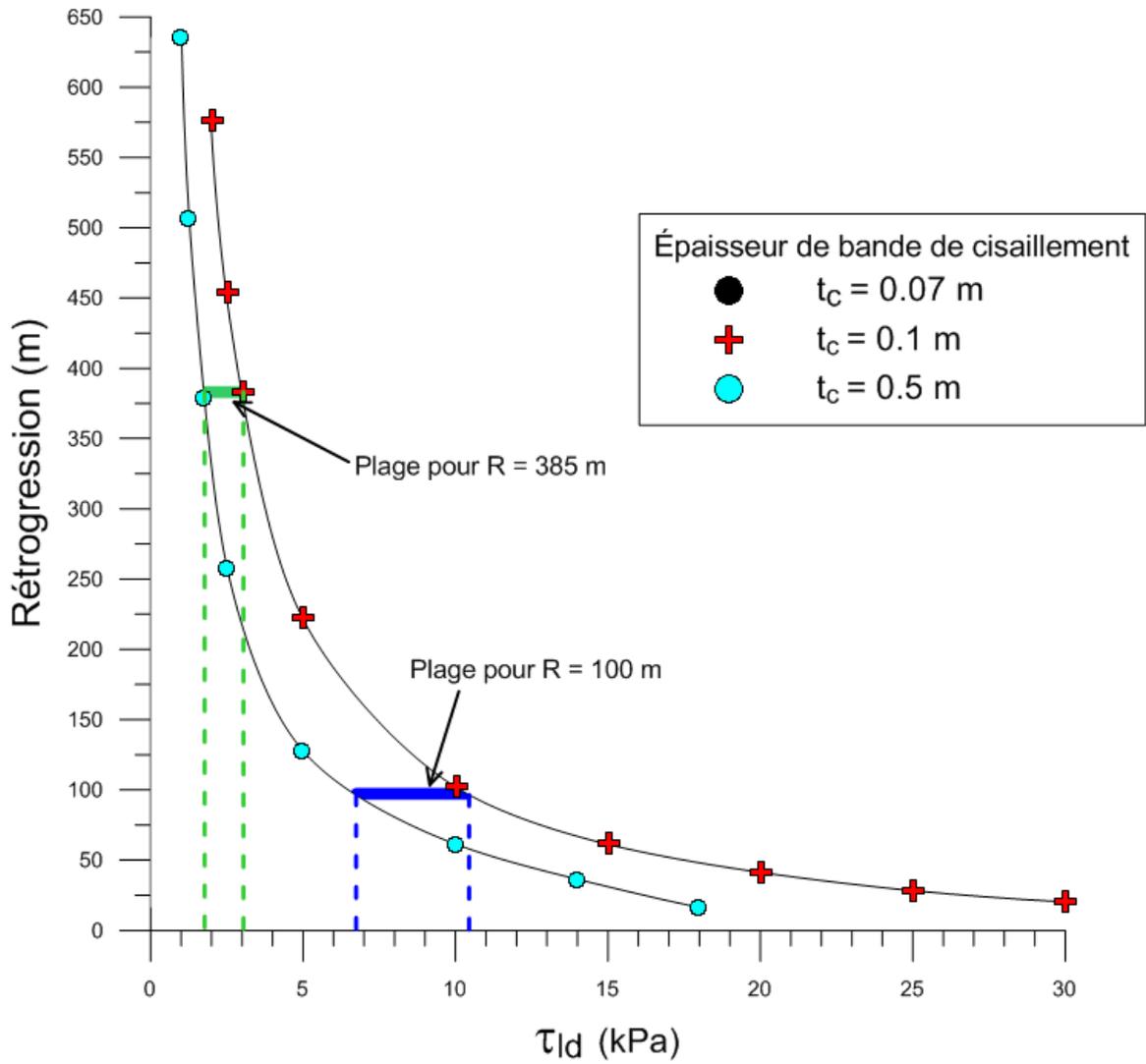


Figure 4-8 : Influence de la résistance à grande déformation et de l'épaisseur de la bande de cisaillement sur la rétrogression résultant du processus de rupture progressive pour le cas de 1971.

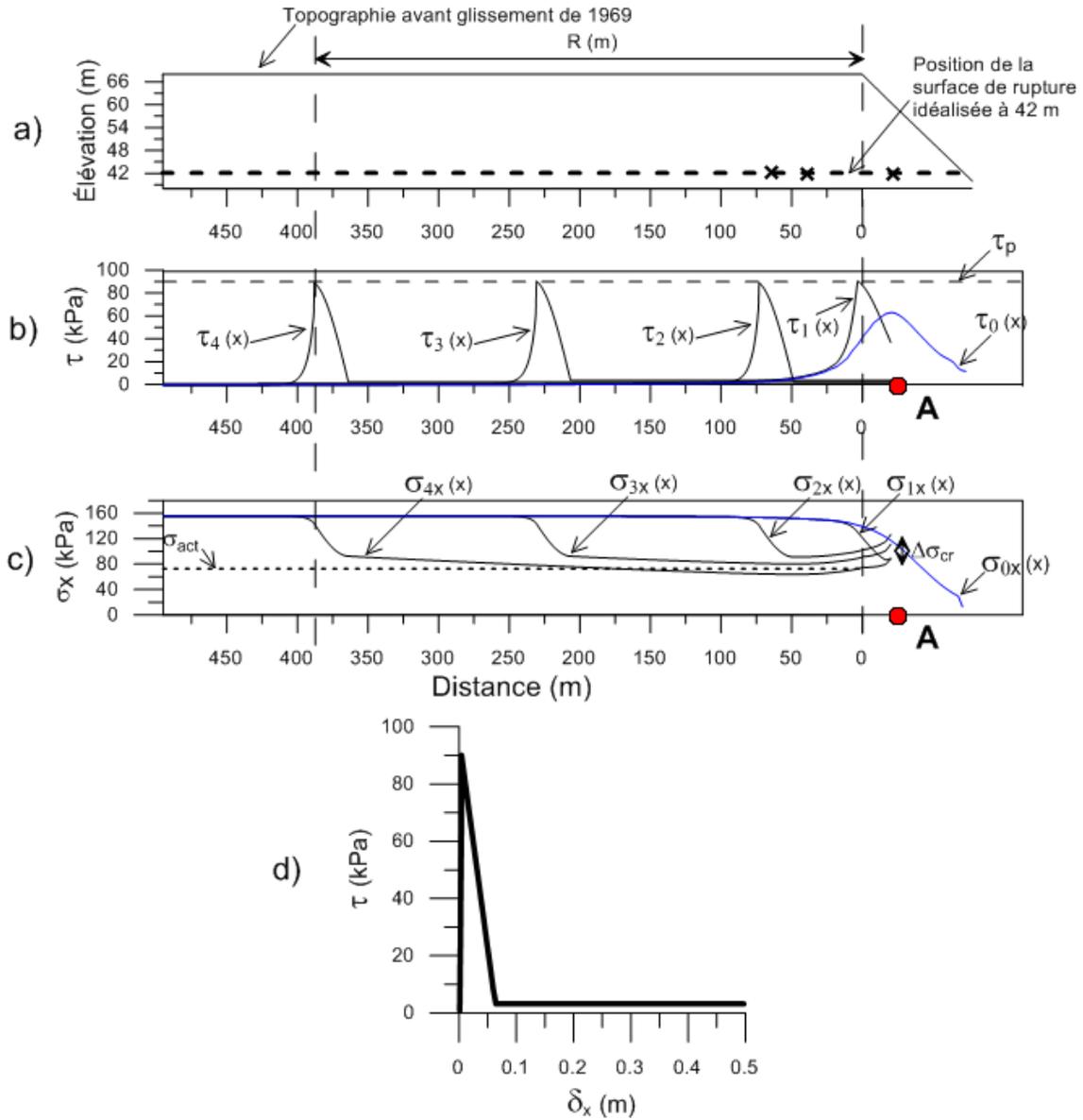


Figure 4-9 : Modélisation de la propagation de la surface de rupture pour une bande de cisaillement de 0,1 m d'épaisseur et une résistance à grande déformation de 3 kPa pour le cas de 1971.

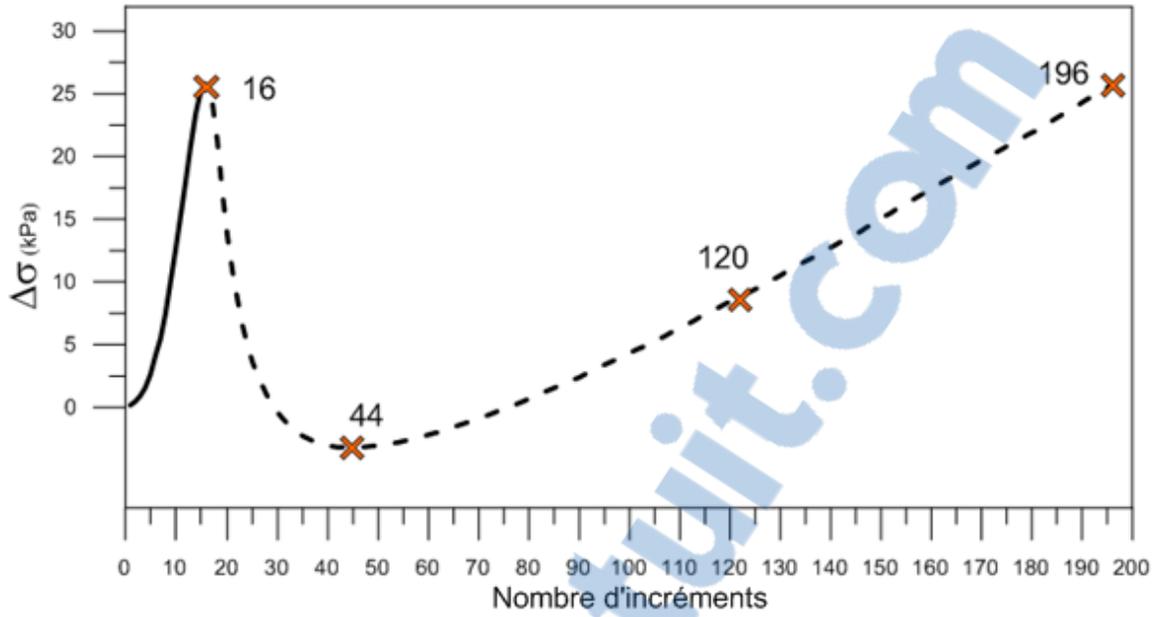


Figure 4-10 : Variation de la contrainte totale horizontale en fonction du nombre d'incrément lors de la modélisation de la propagation de la surface de rupture pour une bande de cisaillement de 0,1 m d'épaisseur et une résistance à grande déformation de 3 kPa pour le cas de 1971.

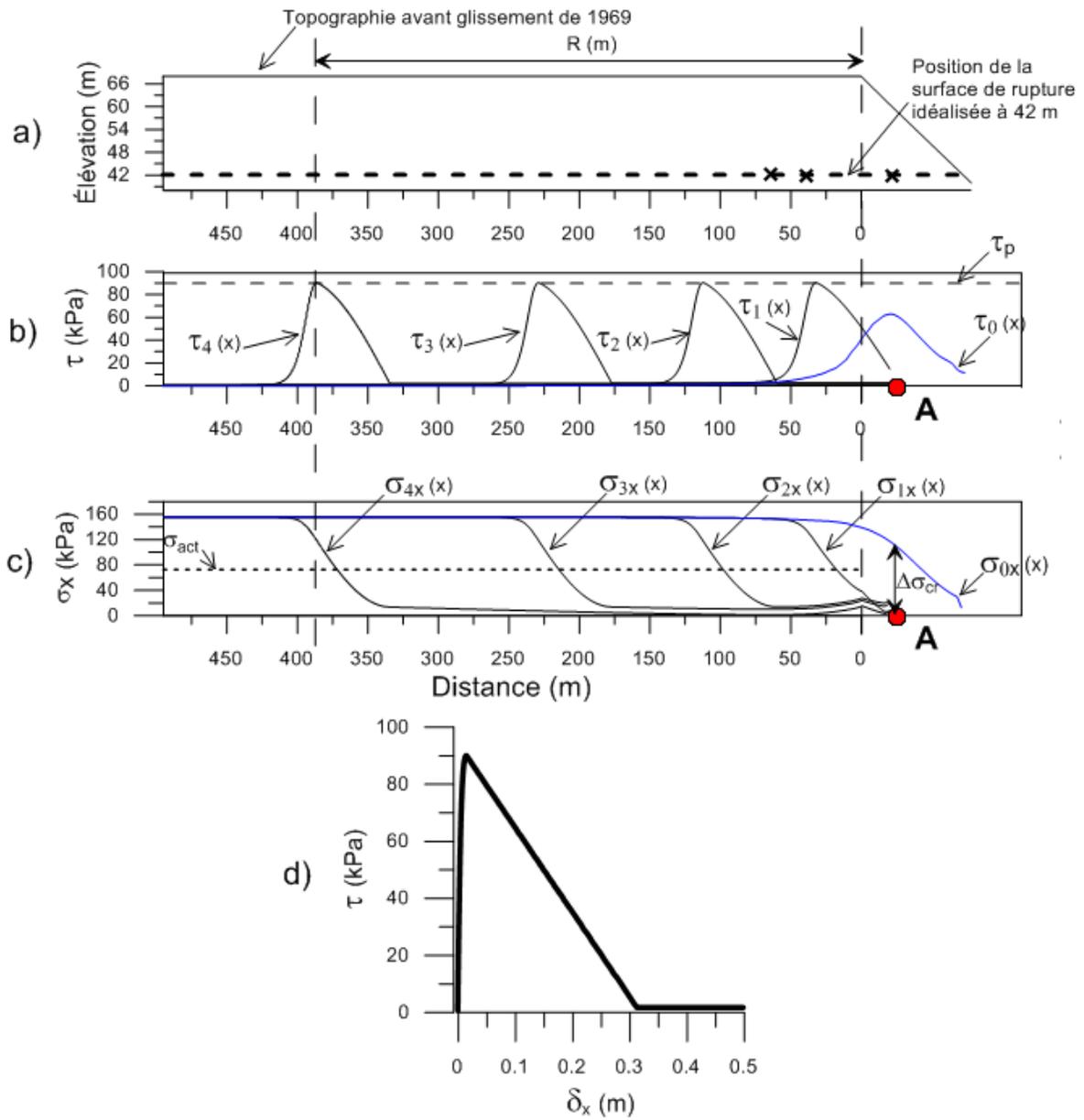


Figure 4-11 : Modélisation de la propagation de la surface de rupture pour une bande de cisaillement de 0,5 m d'épaisseur et une résistance à grande déformation de 1,7 kPa pour le cas de 1971.

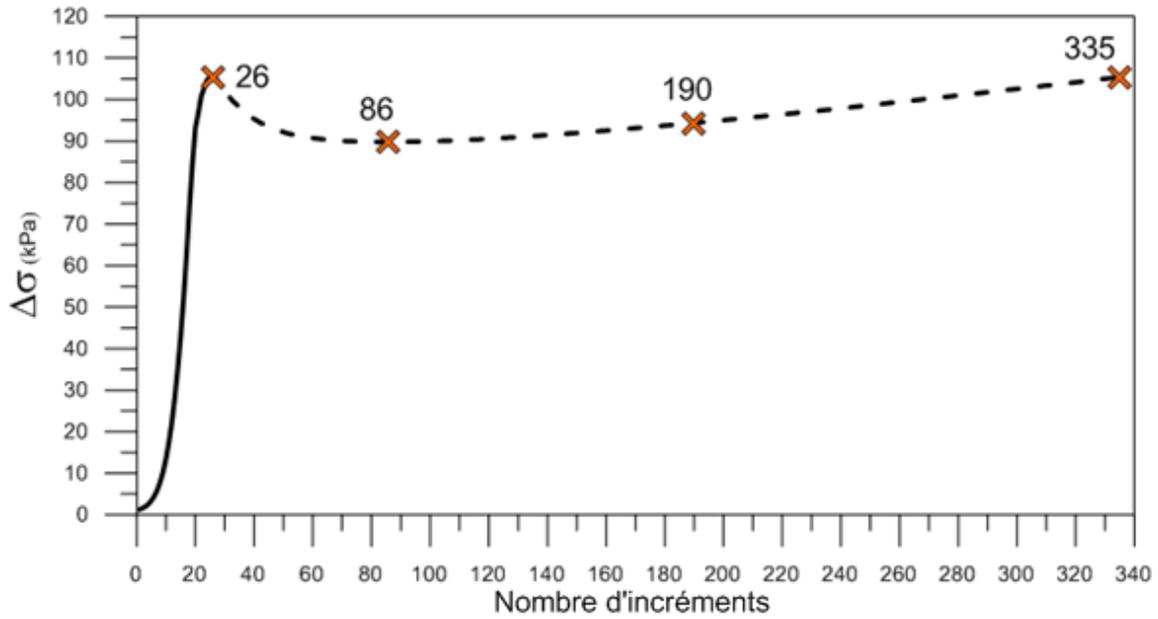


Figure 4-12 : Variation de la contrainte totale horizontale en fonction du nombre d'incrément obtenu lors de la modélisation de la propagation de la surface de rupture pour une bande de cisaillement de 0,5 m d'épaisseur et une résistance à grande déformation de 1,7 kPa pour le cas de 1971.

Chapitre 5 – Application de la rupture progressive au glissement de 1986 à Saint-Luc-de-Vincennes

5.1 Introduction

Le glissement de Saint-Luc-de-Vincennes (1986) a fait l'objet d'une investigation géotechnique par le MTMDET en collaboration avec l'Université Laval. Ces résultats ont été publiés dans un article, à la 66^e conférence Canadienne de la société Canadienne de Géotechnique (Locat et al. 2013a). Une description sommaire des résultats est présentée ici. Le lecteur est référé à cette publication pour de plus amples informations sur l'investigation géotechnique et les résultats obtenus.

5.1.1 Description du glissement

Le glissement de Saint-Luc-de-Vincennes s'est produit le 25 septembre 1986 dans la municipalité du même nom, située à environ 100 km à l'ouest de la ville de Québec. À partir de la photographie aérienne du glissement, illustrée à la figure 5-1, il est possible de remarquer une alternance de bandes de couleurs vertes et grises. Les bandes vertes représentent le sol relativement intact sur lequel repose des arbres matures, pratiquement à l'horizontale ou faiblement inclinés. Ces tranches qui sont appelées grabens, sont abaissées de plusieurs mètres par rapport au talus original et ont subi essentiellement un mouvement de translation lors de la rupture. Entre ces grabens, des pointes d'argile intacte de couleur grise, appelées horsts, sont aussi visibles. À partir de la photographie prise à l'intérieur de la cicatrice quelques jours après le glissement, présentée à la figure 5-2, il est possible de voir, à intervalle régulier à l'intérieur de la cicatrice, des horsts décrits précédemment. Sur cette même figure, la route se trouvant partiellement sur un graben est encore intacte après avoir subi un mouvement de translation d'environ 40 m. Les caractéristiques morphologiques observées sur le site du glissement de 1986 sont typiques des étalements dans les argiles de l'est du Canada. À partir de ces observations, le glissement de Saint-Luc-de-Vincennes est considéré comme un étalement, selon la classification de Cruden et Varnes (1996). La distance de rétrogression varie entre 100 et 120 m et la largeur maximale de la cicatrice, située près de la rivière est de 317 m.

5.1.2 Investigation géotechnique

Le MTMDET en collaboration avec l'Université Laval ont réalisé une investigation géotechnique du glissement de Saint-Luc-de-Vincennes en 2006. Cette investigation comprend une analyse de la

topographie initiale du site par photo-interprétation, dix sondages au piézocône, un forage avec échantillonnage, un profil d'essais au scissomètre et l'installation de 3 piézomètres. Cette investigation a permis de caractériser les sols aux environs du glissement ainsi que d'établir l'élévation de la surface de rupture. Des échantillons ont été prélevés dans le sol intact, au site 48032, afin d'en évaluer les propriétés physiques et mécaniques. La figure 5-3 présente la localisation de ces sondages, la position de la rivière et du sommet de talus avant le glissement ainsi que les limites de la cicatrice du glissement.

5.1.3 Conditions antérieures au glissement

Le lit de la rivière avant le glissement a été estimé à 15 m d'élévation à partir d'un plan de bathymétrie réalisé pour la construction en 1958 d'un pont sur la route 359, à environ 4 km plus en aval de la rivière. Le niveau d'eau moyen de la rivière Champlain en 1985 était à 16 m d'élévation et était à environ 1 m du fond. L'élévation du sommet de talus, selon l'axe A'A de la figure 5-3, était de 34,5 m. Selon cet axe, les 11 premiers mètres avaient un angle de 20° et les 8,5 mètres suivants avaient un angle de 6,5°. Toutefois, pour la portion nord du glissement, l'élévation du sommet de talus était à 35 m, dont les 11 premiers mètres atteignaient 27° et les 9 mètres suivants avaient une inclinaison de 12°. La pente moyenne pour le site se situe donc entre 12 et 19°.

5.1.4 Contexte stratigraphique du site

La figure 5-4 présente le modèle stratigraphique et géomorphologique du glissement de Saint-Luc-de-Vincennes. La topographie avant (ligne pointillée supérieure) et après le glissement (ligne pleine) ainsi que la stratigraphie générale du site sont présentées. À partir des sondages au piézocône réalisés à l'intérieur de la cicatrice, l'élévation de la surface de rupture du glissement a été identifiée au site 48002 à 18 m d'élévation et au site 48004 à 15 m d'élévation. Cette dernière correspond approximativement à l'élévation du lit de la rivière. Des élévations de la surface de rupture plus élevées ont été obtenues pour des sondages au piézocône réalisés plus en aval du glissement, ce qui n'est cinématiquement pas possible. Cette observation pourrait être causée par l'interception du plan de rupture situé sur le côté d'un horst lorsque le sondage au piézocône est réalisé entre un horst et un graben (Locat et al. 2013a). La surface de rupture principale a été considérée horizontale à 15 m d'élévation du site 48004 jusqu'au pied du talus, identifiée sur la figure 5-4 par la ligne pointillée inférieure. Selon les résultats obtenus lors de l'étude de nombreux autres étalements dans les argiles sensibles, une surface de rupture débutant près du pied de talus et se propageant quasi-horizontalement dans le talus est caractéristique de ce type de glissement (Locat et al. 2011a et Demers et al. 2014). L'interprétation de

la surface de rupture pour le glissement de Saint-Luc-de-Vincennes a été réalisée dans ce sens et est donc considérée représentative des étalements dans les argiles sensibles de l'est du Canada (Locat et al. 2016a).

5.1.5 Propriétés géotechniques du sol impliqué

La figure 5-5 présente le profil géotechnique pour le site 48032, situé le long de la coupe A'A. Ce profil comprend la stratigraphie, la résistance en pointe (q_t) et la pression interstitielle mesurées lors du sondage au piézocône (u), un profil granulométrique, de la teneur en eau naturelle (w_{nat}) et de la teneur en eau utilisée pour le calcul de la limite de liquidité (w_{lim}), des limites de liquidité (w_L) et des limites de plasticité (w_p), des résistances au cisaillement intactes mesurées au scissomètre (S_{uv}) ainsi qu'au cône suédois (S_{uc}), de la contrainte de préconsolidation (σ'_p) et de la contrainte effective verticale calculée à partir des pressions interstitielles mesurées par les piézomètres du site 48032 (σ'_{v0}). De plus, des profils de la résistance au cisaillement intacte et de la contrainte de préconsolidation ont été tracés en utilisant respectivement un N_{kt} de 13,5 et un $N_{\sigma t}$ de 3,4.

À partir de l'avant-trou réalisé au site de forage 48032, une couche de sable de 4 m d'épaisseur a été identifiée en surface, mais elle n'a pas fait l'objet d'étude. Les essais en laboratoire réalisés sur des échantillons prélevés entre 5 et 23 m de profondeur montrent que le sol est une argile silteuse grise dont le contenu en argile varie entre 71 et 87 %, le contenu en silt varie entre 28 et 13 % et le contenu en sable est inférieur à 1 %. La teneur en eau de cette couche est de 84 % à 5 m de profondeur et diminue à 62 % à 23 m de profondeur. Une limite de plasticité constante d'environ 30 % a été obtenue. La limite de liquidité varie entre 73 et 45 % et les indices de liquidité varient entre 1,3 et 2,4. La résistance au cisaillement non-drainé obtenue à partir du scissomètre est de 27 kPa à 8 m de profondeur et augmente linéairement jusqu'à 52 kPa à 28 m de profondeur. Le sondage au piézocône réalisé au site 48032 montre que la résistance au cisaillement non-drainé, obtenue à partir d'un N_{kt} de 13,5, augmente de 20 kPa à 60 kPa entre 4 et 28 m de profondeur. Par la suite, la résistance au cisaillement non-drainé passe de 60 kPa à 28 m de profondeur à environ 65 kPa à 32 m de profondeur, pour redescendre à environ 54 kPa près du refus du piézocône (35 m de profondeur). La nappe phréatique a été considéré être à 1 m sous le niveau de la surface du terrain. À partir des pressions d'eau obtenues après l'installation des piézomètres au site 48032, un gradient hydraulique descendant moyen pour la couche d'argile de 0,17 a été identifié entre 5 et 35 m de profondeur. Les résultats des essais œdométriques réalisés sur le site semblent valider le profil de contrainte de préconsolidation

déduit à partir du profil au piézocône. L'argile située entre 5 et 35 m de profondeur est normalement à légèrement surconsolidée avec des OCR variant entre 1,0 et 1,4 pour l'ensemble de la couche.

Le refus à l'enfoncement encouru lors du sondage au piézocône correspond à un silt sableux avec traces d'argile et de gravier, situé à 35 m de profondeur. Cette couche de plus forte résistance laisse croire qu'il s'agit du till qui recouvre le socle rocheux de la région.

La figure 5-6 présente en (a) le comportement contrainte-déformation et en (b), le cheminement de contrainte des trois essais de cisaillement simple réalisés sur des échantillons prélevés au site 48032. Ceux-ci proviennent d'une élévation très proche de celle où la surface de rupture a été identifiée (entre 20,2 et 20,4 m de profondeur) et ont été consolidés en conditions œdométriques, puis cisailés sous cisaillement simple en conditions non-drainées (CK₀UDSS). Ces échantillons ont été consolidés sous une contrainte effective verticale de 167 kPa, correspondant à la contrainte effective verticale *in situ* pour cet intervalle de profondeur. Comme il est possible de le constater, les résultats des trois essais sont très similaires. Des résistances en pic moyenne de 58 kPa ont été obtenues à des déformations en pic de 2,3 %. À la fin de l'essai, des résistances au cisaillement de 25 kPa ont été obtenues à des déformations de 30 %. Ces résultats montrent que le sol présente un comportement anti-écrouissage correspondant à une perte de résistance au cisaillement de 40 %. Deux échantillons provenant de 20,8 et 21,4 m de profondeur ont été consolidés anisotropiquement (OCR de 1,2 et K₀ de 0,6) à une contrainte *in situ* en place égale à 172 kPa. Ces échantillons ont été soumis à un essai de compression triaxiale non-drainé (CACU). Des résistances en pic de 73 et 71 kPa à ont été respectivement obtenues des déformations de 0,8 et 0,4 % pour les échantillons à 20,8 et 21,4 m de profondeur. Les résistances obtenues à 15 % de déformations représentent une perte de la résistance en pic de 50 %, similaire à celles obtenues au DSS. Deux essais au scissomètre de chantier ont été réalisés à 19 et 20 m de profondeur. Des résistances au cisaillement intactes de 44 et 52 kPa ont respectivement été obtenues pour ces profondeurs.

L'ensemble des résultats de l'investigation sont présentés dans l'article de Locat et al. (2013a).

5.2 Analyse de stabilité initiale

Une analyse de la stabilité initiale du talus a été réalisée en combinant le module d'analyse de stabilité Slope/W (Krahn 2012a) et de l'écoulement Seep/W (Krahn 2012b) de la suite de logiciels Géostudio. La topographie la plus critique du site, soit celle correspondant aux 11 premiers mètres à 27° et les

9 mètres suivants à 12° a été considérée. Les lectures de pression d'eau des trois piézomètres du site 48032 ont été utilisées afin d'établir les conditions d'eau pour l'analyse. Le glissement étant survenu le 25 septembre 1986 pendant une période de faible précipitation (il est tombé seulement 25 mm de pluie dans les 10 jours précédant le glissement), aucun évènement météo ne permet de dire que les conditions d'eau étaient anormalement élevées pour cette période. La figure 5-7a présente la géométrie du modèle ainsi que la disposition des conditions limites qui ont été utilisées lors de la modélisation.

Le modèle comprend la moitié de la rivière, soit environ 5 m, ainsi que le sol situé à l'arrière du talus. Une première couche de 4 m de sable de 19 kN/m³ de poids volumique saturé reposant sur une couche de 31 m d'argile silteuse de 16,5 kN/m³ de poids volumique saturé a été modélisée. Des conductivités hydrauliques horizontale et verticale de 5×10^{-4} m/s pour le sable en surface et de 1×10^{-9} m/s pour l'argile en profondeur ont été utilisées. En considérant une pression de préconsolidation de 170 kPa, prise au tiers inférieur du talus, une cohésion effective de 8 kPa et un angle de frottement effectif de 32° ont été utilisés pour la couche d'argile pour l'analyse de stabilité. Ces paramètres de résistance pour un premier glissement dans les argiles de l'est du Canada proviennent de Lefebvre (1981) pour une plage de reconsolidation de 5 - 20 kPa.

La limite située à gauche du modèle (situé sous la rivière) ainsi que l'extrémité droite du modèle hydrogéologique ont été imposées imperméables et un écoulement libre a été appliqué dans la pente. Une charge hydraulique totale à l'élévation de 34 m a été modélisée en surface au site 48032, situé à une distance de 170 m du sommet de talus, voir figure 5-7a. Cette charge représente un niveau de la nappe phréatique située à 1 m sous le terrain naturel (35 m d'élévation), tel que déterminé à partir des pressions d'eau des piézomètres installés au site 48032. Une charge hydraulique totale à l'élévation de 16 m a été imposée au niveau du lit de la rivière situé à 15 m d'élévation. Cette valeur correspond au niveau d'eau moyen de la rivière, soit environ 1 m au-dessus du lit de la rivière. Deux essais de dissipations réalisés dans la couche de till lors des sondages au piézocône ont été considérés afin d'établir les conditions d'eau de l'interface située à la base du modèle. Les pressions d'eau obtenues lors d'un essai de dissipation réalisé au site 40032 est de 274 kPa tandis qu'elle est de 236 kPa au site 48034, situé à environ 50 m du bord de la rivière. À partir de ces résultats, une perte de charge horizontale, correspondant à un gradient horizontal d'environ 0,2 a été appliquée à la base du modèle. La figure 5-7b présente les résultats de l'analyse de stabilité réalisée à partir de ces conditions

hydrauliques. Le coefficient de sécurité obtenu est de 1,023. Cette dernière valeur illustre que le talus était marginalement stable sous ces conditions.

Une analyse en condition non-drainée a été réalisée pour la surface de rupture observée sur le site. Un profil de résistance au cisaillement non-drainé qui débute à 20 kPa et qui augmente linéairement de 1,5 kPa/m de profondeur a été considéré pour la couche d'argile silteuse entre 4 et 35 m de profondeur. Le coefficient de sécurité obtenu est de 2,52, montrant qu'une analyse à l'équilibre limite ne permet pas d'expliquer la rupture globale ainsi que la rétrogression observée sur le site du glissement de 1986.

5.3 Modélisation dans PLAXIS

5.3.1 Géométrie et paramètres de sol

En suivant la méthodologie présentée à la section 3.2 du chapitre 3, les contraintes de cisaillement le long de la surface de rupture et les contraintes totales horizontales moyennes au-dessus de la surface de rupture ont été obtenues à partir du logiciel PLAXIS. Un modèle avant érosion de 35 m de hauteur et de 440 m de longueur a été construit. Il représente la vallée de la rivière Champlain avant érosion. La pente considérée pour la modélisation dans PLAXIS est une simplification de la topographie avant glissement de 1985 selon l'axe A'A. Pour des fins de simplification d'analyse, la pente considérée est une pente constante de 19° sur une hauteur de 20 m. La figure 5-8 présente en (a) le modèle utilisé dans PLAXIS dans son ensemble avec la géométrie, les dimensions ainsi que le maillage, tandis qu'un agrandissement de la portion située près de la rivière présente les détails de la stratigraphie utilisée pour la situation avant érosion (b) et après érosion (c). La stratigraphie utilisée pour cette modélisation est représentative de celle observée au forage 48032, c'est-à-dire une couche de 4 m de sable qui recouvre un dépôt de 31 m d'argile silteuse. Le maillage utilisé pour l'analyse est le maillage très fin de PLAXIS, raffiné près du pied de talus, comprenant 4055 éléments isoparamétriques triangulaires de 15 nœuds chacun.

Comme il est possible de le remarquer sur le profil géotechnique présenté sur figure 5-5, une augmentation linéaire de la contrainte de préconsolidation, au même rythme que l'augmentation de la contrainte effective verticale est présente au niveau de la couche d'argile silteuse. Cette différence entre les deux profils est constante sur l'ensemble de la couche. Une différence de surconsolidation (OCD) de 40 kPa a alors été considérée pour représenter le profil des contraintes de

préconsolidation de la couche d'argile du modèle. Celle-ci se calcule de la façon suivante :

$$OCD = \sigma'_p - \sigma'_{v0}$$

Le logiciel PLAXIS (PLAXIS, 2015) utilise cette différence de surconsolidation afin de déterminer les valeurs de K_0 pour la situation avant érosion du modèle (figure 5-8b). Le profil de K_0 , pour la situation avant érosion, de la couche d'argile silteuse comprise entre 4 et 35 m de profondeur est présenté à la figure 5-9.

Pour valider ce profil initial de K_0 obtenu à partir de PLAXIS ($(K_0)_{\text{plaxis}}$), un profil K_0 a aussi été créé à partir de la contrainte de préconsolidation obtenue du sondage au piézocône en considérant un N_{ct} de 3,4. Par la suite, le rapport de surconsolidation de l'argile a été déterminé à partir de l'équation suivante :

$$OCR = \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{v0}}$$

où σ'_p est la contrainte de préconsolidation et σ'_{v0} est la contrainte effective verticale calculée à partir des pressions d'eau des piézomètres du site 48032. Les valeurs de K_0 ont ensuite été obtenues en utilisant l'équation suivante :

$$K_0 = K_0^{nc} OCR^\alpha$$

où K_0^{nc} et α ont été considérés égal à 0,5. La figure 5-9 présente la comparaison entre les deux profils de K_0 en fonction de la profondeur. Le profil K_0 provenant de PLAXIS ainsi que celui du piézocône ($(K_0)_{\text{piézocône}}$) sont présentés. Les deux profils sont très similaires, particulièrement au niveau d'intérêt de l'analyse, soit pour le sol situé au-dessus de la surface de rupture (de 0 à 20 m de profondeur). Le profil de K_0 utilisé dans PLAXIS représente bien celui calculé pour le site. Les valeurs de K_0 qui sont utilisées pour la modélisation dans PLAXIS sont alors de 0,63 à 4 m de profondeur et diminuent à 0,52 vers 35 m de profondeur.

Des conductivités hydrauliques identiques à celles utilisées pour l'analyse de stabilité réalisée avec la suite de logiciels de Géostudio ont été utilisées dans PLAXIS. Ces valeurs sont présentées à la section 5.2. Une cohésion effective égale à 10 kPa et un angle de frottement effectif égal à 35° ont été

utilisés afin de permettre l'excavation du dépôt, tout en conservant une pente stable lors de l'excavation, représentant l'érosion de la vallée. Ces valeurs sont légèrement plus élevées que celles utilisées pour l'analyse de la stabilité dans Géostudio. Tel que présenté à la section 3.2, trois modules caractérisent le sol dans le modèle «Hardening» de PLAXIS. Le module de compression primaire (E_{oed}) ainsi que le module de chargement déviatorique (E_{50}) d'une valeur égale à 12 000 kPa ont été considérés et sont jugés représentatifs des argiles de l'est du Canada (Leroueil et al. 1983). Ces valeurs correspondent à 90 fois la valeur de la contrainte de préconsolidation, prises à une contrainte effective moyenne de référence de 100 kPa. Un module de déchargement et de rechargement (E_{ur}) de 36 000 kPa, qui correspond à 3 fois le module primaire, a été utilisé.

5.3.2 Conditions limites

La base du modèle est fixée dans la direction x (horizontale) et z (verticale), tandis que les deux extrémités du modèle (gauche et droite) ont été fixées dans la direction x seulement. Une condition d'écoulement nul a été imposée à l'extrémité gauche, située sous la rivière, ainsi qu'à l'extrémité droite du modèle et un écoulement libre a été appliqué dans la pente.

Les conditions hydrauliques appliquées aux frontières sont les mêmes que celles décrites à la section 5.2 pour l'analyse de la stabilité initiale réalisée avec la suite de logiciel Géostudio. Ces conditions ont permis d'obtenir des pressions d'eau pour la couche de till de 274 kPa au site 48032 et de 236 kPa au site 48034, représentatives du site.

5.3.3 Résultats

La figure 5-10a présente la topographie considérée lors de la modélisation, une simplification de la topographie avant glissement de 1985, représentée par une pente constante de 19° sur 20 m de hauteur, ainsi que la position de la surface de rupture à 15 m d'élévation. La figure 5-10b présente la contrainte de cisaillement initiale obtenue le long de la surface de rupture. Comme il est possible de le remarquer, les valeurs de contraintes de cisaillement initiales sont nulles loin de la pente (située à l'extrémité gauche du modèle) et augmentent à mesure que l'on se rapproche de celle-ci. La valeur maximale de la contrainte de cisaillement de 40,5 kPa est obtenue au point A et cette valeur diminue à environ 9 kPa près du pied de talus. La figure 5-10c présente le profil de la contrainte totale horizontale moyenne pour le sol au-dessus de la surface de rupture. Ce profil de contrainte a été établi à partir de l'équation 1 présentée à la section 3.2 du chapitre 3. Une valeur de contrainte totale horizontale moyenne maximale de 128 kPa est obtenue loin de la pente (à l'extrémité gauche du

modèle) et celle-ci diminue en se rapprochant de la pente, pour atteindre une valeur minimale en pied de talus.

Ces données sont les caractéristiques initiales qui sont utilisées pour la modélisation de l'initiation et de la propagation de la surface de rupture réalisée à partir du logiciel BIFURC. Les résultats de cette modélisation sont présentés à la section suivante.

5.4 Modélisation dans BIFURC

À partir de la méthodologie décrite à la section 3.3 du chapitre 3, l'initiation et la propagation de la surface de rupture de l'étalement de 1986 à Saint-Luc-de-Vincennes ont été modélisées à partir du logiciel BIFURC. Une surface de rupture horizontale, située à 15 m d'élévation, a été considérée sur toute la longueur du modèle.

5.4.1 Géométrie, maillage et conditions limites du modèle

La figure 5-11 présente une schématisation du modèle BIFURC utilisé pour la modélisation du glissement de 1986. Ce modèle a 395 mètres de longueur, ce qui permet d'obtenir de grandes distances de rétrogression lors de l'analyse paramétrique, sans avoir l'effet des bords du modèle sur les résultats obtenus. Le modèle utilisé dans BIFURC a une hauteur de 20 m, ce qui correspond au sol situé au-dessus de la surface de rupture. Le point A est considéré comme le point initial du modèle, correspondant à l'endroit le long de la surface de rupture où le cisaillement est maximal (voir figure 5-10b). Le segment de hauteur au point A fait 14 m de hauteur. L'angle moyen de la pente est de 19°, identique à celui utilisé dans PLAXIS. Le maillage du modèle est constitué de 790 éléments fermes et de 790 éléments interfaces qui reposent les uns par-dessus les autres. Les éléments ont une largeur de 0,5 m dans le modèle. L'interface située entre les éléments interfaces et les éléments fermes permettent un déplacement dans la direction x, mais aucun déplacement dans la direction z, tandis que la base du modèle BIFURC a été fixée dans les deux directions.

5.4.2 Comportement du sol

5.4.2.1 Éléments fermes

Tel qu'illustré à la figure 5-11, les éléments fermes sont les éléments qui modélisent le sol situé au-dessus de la surface de rupture. Ces éléments ont un comportement linéaire élastique caractérisé par un module de Young de 12 000 kPa, correspondant au module représentatif du sol situé au-dessus de

la surface de rupture (entre 35 m et 15 m d'élévation). Des valeurs de résistances en compression et en extension suffisamment élevées sont données à ces éléments afin de permettre la propagation de la surface de rupture dans le massif de sol sans qu'il y ait rupture.

5.4.2.2 *Éléments interfaces*

Les éléments interfaces quant à eux, modélisent la surface de rupture tel que décrit par Locat et al (2013b). Une résistance en pic de 52 kPa, valeur qui correspond à la résistance obtenue au scissomètre de terrain, a été retenue pour l'analyse. Une déformation en pic de 2 % qui est très près de celle obtenue lors des essais DSS réalisés sur le sol a été considérée représentative du comportement en cisaillement de l'argile en place. Pour représenter le comportement anti-écrouissage de l'argile impliquée dans le glissement de 1986, un prolongement linéaire du comportement après le pic jusqu'à la résistance à grande déformation a été considérée, tel qu'illustré à la figure 5-12. Cette approche est une simplification du comportement obtenu lors des essais DSS réalisés sur le sol pour des valeurs de déformation supérieures à 30 %.

Afin d'évaluer l'effet de la résistance à grande déformation sur le processus de propagation de la surface de rupture, la résistance à grande déformation a fait l'objet d'une étude paramétrique pour une plage de valeurs situées entre 1,5 et 27 kPa. La majorité de ces valeurs sont plus faibles que celles obtenues lors des essais DSS à 30 % de déformation. Elles ont été obtenues en prolongeant linéairement le comportement après le pic, tel que présenté à la figure 5-12. Par exemple, une résistance à grande déformation de 5 kPa est atteinte à une de déformation de 50,7 %.

Le comportement du sol modélisé par les éléments interfaces doit-être spécifié à la limite supérieure de l'élément, tel que décrit à la section 4.2.2.2. L'introduction d'une épaisseur de bande de cisaillement permet de transformer le comportement contrainte-déformation obtenu en laboratoire en un comportement contrainte-déplacement, tel qu'illustré à la figure 3-6. L'influence de l'épaisseur de la bande de cisaillement sur le comportement après le pic de l'argile est discutée à la section 4.2.2.2 et illustrée à la figure 4-5.

5.4.2.3 *Critère de rupture active du sol*

La réduction de la contrainte horizontale lors de la propagation de la surface de rupture, telle que modélisée à partir du logiciel BIFURC, entraîne la rupture active du sol sus-jacent lorsque celle-ci est réduite jusqu'à sa contrainte de rupture active (σ_{act}). Le glissement de terrain survenu en 1986 à Saint-

Luc-de-Vincennes présente des horsts et grabens à l'intérieur de la cicatrice du glissement, tel que décrit à la section 5.1 (figures 5-1 et 5-2). Cette dislocation est le résultat d'une rupture active du sol sous-jacent à la surface de rupture. De façon générale, la valeur de contrainte active peut-être calculée, en appliquant un équilibre des forces, donnant l'équation suivante (Locat et al. 2015) :

$$\sigma_{act} = \frac{P_{act}}{H_r} = \frac{\frac{\gamma H_r^2}{2} - \frac{S_u H_r}{\sin \theta \cos \theta}}{H_r}$$

où S_u représente la valeur de la résistance au cisaillement moyenne pour le sol situé au-dessus de la surface de rupture, H_r représente la hauteur du sol situé au-dessus de la surface de rupture, γ représente le poids volumique saturé moyen du sol situé au-dessus de la surface de rupture, et θ représente l'angle sur lequel l'équilibre des forces est réalisé.

Pour les étalements, l'équilibre des forces est réalisé le long du plan entre l'horizontale et la surface d'un horst, soit environ 60° pour les argiles de l'est du Canada, tel que décrit par Locat et al. (2011a) et observé sur de nombreux sites de glissements, dont celui de 1986 à Saint-Luc-de-Vincennes. En remplaçant θ par 60° dans l'équation précédente, elle prend la forme suivante :

$$\sigma_{act} = \frac{P_{act}}{H_r} = \frac{\frac{\gamma H_r^2}{2} - 2,31 S_u H_r}{H_r}$$

Pour le site du glissement de 1986, la hauteur du sol situé au-dessus de la surface de rupture est de 20 m et son poids volumique saturé moyen est de 17 kPa. Pour calculer la valeur de résistance au cisaillement, une valeur moyenne pour l'ensemble de la couche l'argile a été calculée. La valeur obtenue est d'environ 40 kPa. Le critère de rupture active pour ce site est alors d'environ 77 kPa. Celui-ci sera utilisé afin d'identifier si le sol entre en rupture active lors de la propagation de la surface de rupture dans l'analyse réalisée à partir de BIFURC.

5.4.3 Résultats de l'analyse paramétrique

L'analyse paramétrique réalisée a été concentrée sur deux paramètres qui ont été décrits précédemment : l'épaisseur de la bande de cisaillement (t_c) qui contrôle le comportement après le pic ainsi que la résistance à grande déformation (τ_{td}). En conservant tous les autres paramètres constants,

l'influence de ces deux paramètres sur l'initiation et la rétrogression du processus de rupture progressive a été examinée.

5.4.3.1 L'influence de l'épaisseur de la bande de cisaillement

L'étude de l'effet de la variation de l'épaisseur de la bande de cisaillement sur l'initiation et la propagation de la rupture progressive a été réalisée en variant l'épaisseur de la bande de cisaillement entre 0,05 et 0,75 m. La figure 5-13 présente les résultats pour une valeur de résistance à grande déformation de 5 kPa. L'axe vertical de gauche présente le rapport entre la réduction de la contrainte horizontale critique appliquée au point A ($\Delta\sigma_{cr}$) et la contrainte totale horizontale moyenne à ce point (σ_{x0a}). Les points bleus représentent le rapport de $\Delta\sigma_{cr}$ sur σ_{x0a} calculé pour chacune des épaisseurs de bande de cisaillement analysées. Ce rapport est de 0,90 pour une épaisseur de bande de cisaillement de 0,75 m et de 0,07 pour une épaisseur de 0,05 m. Au point A, la réduction de la contrainte horizontale critique est donc de 80 kPa pour une épaisseur de bande de cisaillement de 0,75 m et de 6 kPa pour une épaisseur de bande de cisaillement de 0,05 m. À partir de ces résultats, il est possible de remarquer que plus l'épaisseur de la bande de cisaillement est importante, plus le déchargement critique nécessaire à l'initiation du glissement est élevé. Avec une bande de cisaillement d'épaisseur plus faible, le comportement du sol est plus fragile et permet d'atteindre la résistance à grande déformation plus rapidement et pour des déplacements plus faibles (voir figure 4-5) La diminution de l'épaisseur de la bande de cisaillement d'un facteur 5 (0,5 à 0,1 m) diminue le rapport $\Delta\sigma_{cr}$ sur σ_{x0a} d'environ 4,6 (0,65 à 0,14).

La figure 5-13 présente aussi la distance de rétrogression en fonction de l'épaisseur de la bande de cisaillement pour une résistance à grande déformation égale à 5 kPa. Une rétrogression de 206 m est obtenue pour une épaisseur de bande de cisaillement de 0,05 m tandis qu'une rétrogression de 113 m est obtenue pour une épaisseur de bande de cisaillement de 0,5 m. À partir de ces résultats, il est possible de constater que plus l'épaisseur de la bande de cisaillement est élevée, plus la rétrogression obtenue est faible. La fragilité du comportement après le pic est responsable de cette observation. Tel que décrit à la section 4.2.3.1, une bande de cisaillement mince résulte en un comportement fragile du sol. En réduisant l'épaisseur de la bande de cisaillement d'un facteur 5 (0,5 à 0,1 m), la rétrogression est réduite d'un facteur d'environ 1,82 (206 à 113 m). Le rapport obtenu pour la rétrogression est plus faible que celui obtenu pour l'initiation de la rupture (1,82 comparé à 4,6). Cette observation semble indiquer que l'épaisseur de la bande de cisaillement, donc la fragilité du sol, a une plus grande influence sur l'initiation de la rupture que sur la rétrogression.

5.4.3.2 L'influence de la résistance à grande déformation

L'influence de la résistance à grande déformation sur l'initiation et la distance de rétrogression a été analysée à partir de quatre épaisseurs de bandes de cisaillement, tel que présenté à la section 5.4.3.1. Des épaisseurs de bande de cisaillement, correspondant à 0,05, 0,1, 0,5 et 0,75 m ont été choisies. Pour chacun de ces cas, la résistance à grande déformation a été variée entre 1,5 et 26 kPa afin de voir l'influence de ce paramètre.

La figure 5-14 illustre les résultats de la variation de la résistance à grande déformation sur l'initiation de la rupture progressive au point A. Pour chacune des quatre valeurs de bande de cisaillement (valeur de K_s de 1925, 964, 193 et 129 kPa/m), les valeurs de résistances à grande déformation ont été variées entre 1,5 et 26 kPa. Pour toutes les épaisseurs de bande de cisaillement à l'étude, le rapport $\Delta\sigma_{cr}$ sur σ_{x0a} obtenu est très similaire pour toute la plage de résistance à grande déformation analysée. À partir de ces résultats, il est possible de conclure que la résistance à grande déformation a très peu d'effet sur l'initiation de la rupture progressive au point A.

À partir de cette même figure, pour une épaisseur de bande de cisaillement de 0,05 et 0,1 m ($K_s = 1925$ et 964 kPa/m), le rapport $\Delta\sigma_{cr}$ sur σ_{x0a} est respectivement de 0,07 et 0,14, ce qui correspond à une réduction de la contrainte horizontale de 6 et de 13 kPa. Pour une épaisseur de bande de cisaillement de 0,5 et 0,75 m ($K_s = 193$ et 129 kPa/m), ce rapport est de 0,65 et 0,90, ce qui correspond à une réduction de la contrainte totale horizontale au point A de 58 et 80 kPa. Ces résultats confirment que le déchargement nécessaire au point A pour initier la rupture est plus faible lorsque l'épaisseur de bande de cisaillement est réduite, tel que discuté à la section 5.4.3.1.

La figure 5-15 présente la distance de rétrogression en fonction de la résistance à grande déformation pour les quatre épaisseurs de bande de cisaillement décrites précédemment. La valeur de la résistance à grande déformation a fait l'objet d'une variation entre 1,5 et 26 kPa, ce qui a donné des distances de rétrogression comprises entre 364 m et 1 m. Pour une épaisseur de bande de cisaillement de 0,1 m, une résistance à grande déformation de 3 kPa entraîne une rétrogression de 311 m, tandis qu'une résistance à grande déformation de 26 kPa entraîne une rétrogression de 1 m. À partir de ces résultats, on peut remarquer qu'une diminution de la résistance à grande déformation entraîne une rétrogression plus importante, peu importe l'épaisseur de la bande de cisaillement. Lorsque la résistance du sol à grande déformation est plus faible, le sol a une sensibilité plus élevée. La résistance offerte par les éléments de sol est moins importante et la rupture se propage sur une plus grande distance.

Sur la figure 5-15, une ligne bleue définit les valeurs de résistance à grande déformation qui permettent la propagation d'une surface de rupture sur une distance de 110 m, correspondant à la rétrogression observée sur le site du glissement. À partir de cette figure, une épaisseur de bande de cisaillement de 0,5 m nécessite une valeur de résistance à grande déformation de 5,25 kPa tandis que cette résistance est augmentée à 7,25 kPa pour une épaisseur de bande de cisaillement de 0,1 m.

5.4.4 Analyse pour la rétrogression observée

La rétrogression observée sur le site du glissement de Saint-Luc-de-Vincennes d'une valeur de 110 m a été obtenue à partir d'une combinaison d'épaisseur de bande de cisaillement de 0,1 m et d'une résistance à grande déformation de 7,25 kPa ainsi qu'une épaisseur de bande de cisaillement de 0,5 m et une résistance à grande déformation de 5,25 kPa. Les deux modélisations réalisées à partir du logiciel BIFURC seront présentées à la section suivante.

5.4.4.1 Pour une épaisseur de bande de cisaillement de 0,1 m

La figure 5-16 illustre les résultats de la modélisation réalisée pour une épaisseur de bande de cisaillement de 0,1 m et une résistance à grande déformation de 7,25 kPa. La figure 5-16a présente la topographie du sol avant glissement en fonction de la distance. La ligne pointillée indique la position de la surface de rupture située à 15 m d'élévation pour tout le glissement. La figure 5-16b présente la contrainte de cisaillement le long de la surface de rupture en fonction de la distance et la ligne bleue présente les contraintes de cisaillement initiales le long de la surface de rupture ($\tau_0(x)$), telle que montrée à la figure 5-10. La ligne pointillée indique la valeur de la résistance en pic (τ_p), fixée à 52 kPa pour toute l'analyse paramétrique. Sur cette même figure, le point A représente l'endroit le long de la surface de rupture où la contrainte de cisaillement initiale est maximale. La figure 5-16c illustre les contraintes totales horizontales moyennes en fonction de la distance. La ligne bleue représente le profil de la contrainte totale horizontale moyenne initiale ($\sigma_{0x}(x)$) du sol situé au-dessus de la surface de rupture. La figure 5-16d présente le comportement contrainte-déplacement utilisé dans BIFURC pour cette analyse.

La figure 5-17 montre la courbe de la réduction de la contrainte appliquée au point A en fonction du nombre d'incrément réalisés par le logiciel BIFURC. À partir de cette figure, il est possible de constater qu'à mesure que le nombre d'incrément augmente, le logiciel BIFURC réduit la contrainte horizontale afin d'initier la rupture au point A. La réduction au point A s'effectue jusqu'à l'incrément 19, qui correspond à une valeur $\Delta\sigma_{cr}$ de 12.9 kPa, qui initie la rupture progressive dans la pente (voir

figure 5-17). Cette réduction $\Delta\sigma_{cr}$ nécessaire pour initier la rupture est illustrée à la figure 5-16c. Sous cette réduction, le profil de la contrainte totale horizontale moyenne initiale ($\sigma_{0x}(x)$) passe à celui correspondant au moment de l'initiation de la rupture progressive ($\sigma_{1x}(x)$) défini ici comme le temps 1. La diminution de la contrainte horizontale ($\sigma_{0x}(x)$ à $\sigma_{1x}(x)$) entraîne une augmentation du cisaillement le long de la surface de rupture, illustrée par l'augmentation de la contrainte de cisaillement, de la valeur initiale ($\tau_0(x)$) vers le profil $\tau_1(x)$, identifié sur la figure 5-16b. Sous cette réduction de la contrainte horizontale $\Delta\sigma_{cr}$, la rupture progressive est initiée dans la pente et la propagation se poursuit jusqu'à la distribution complète de $\Delta\sigma_{cr}$ le long de la surface de rupture. Ce dernier est défini ici comme le temps 2 correspondant au profil $\sigma_{2x}(x)$ et $\tau_2(x)$.

De l'initiation de la rupture, à l'incrément 19, jusqu'à l'incrément 157 (temps 1 à 2), le logiciel BIFURC redistribue la réduction de la contrainte horizontale critique ($\Delta\sigma_{cr}$) aux éléments de sol le long de la surface de rupture. Tel qu'illustré par l'allure de la courbe de la figure 5-17, le logiciel n'a plus besoin de maintenir $\Delta\sigma_{cr}$ appliquée au point A à l'incrément 19 pour continuer à propager la rupture progressive dans la pente. La modélisation est arrêtée lorsque la valeur de $\Delta\sigma_{cr}$ atteinte à l'incrément 19 est redistribuée à l'ensemble des éléments de sol le long de la surface de rupture, ce qui correspond ici à l'incrément 159 (temps 2). Il est alors possible d'obtenir la distance de rétrogression pour la combinaison de l'épaisseur de bande de cisaillement et de résistance à grande déformation, visible sur la figure 5-16a, qui est de 110 m.

La propagation de la surface de rupture dans le massif de sol ($\tau_1(x)$ à $\tau_2(x)$) engendre une réduction du profil de la contrainte $\sigma_{2x}(x)$. À mesure que la propagation de la surface de rupture s'effectue, la contrainte horizontale subit une réduction de plus en plus importante. Pendant la propagation, la réduction de la contrainte horizontale atteint le critère de rupture active du sol (σ_{act}) calculé avec des paramètres représentatifs du site. Tel qu'illustré à la figure 5-16c, cette valeur de contrainte est atteinte dès l'initiation de la rupture pour la combinaison d'épaisseur de bande de cisaillement et de résistance à grande déformation modélisée. Ceci expliquerait donc la formation de horsts et grabens, tels qu'observés sur le site.

5.4.4.2 Pour une épaisseur de bande de cisaillement de 0,5 m

Selon la même analyse, les résultats de la modélisation pour une épaisseur de bande de cisaillement de 0,5 m et une résistance à grande déformation de 5,25 kPa sont présentés à la figure 5-18. Cette

combinaison permet d'obtenir une propagation de la surface de rupture sur une distance de 110 m, telle qu'illustrée précédemment à la. La figure 5-18 montre la topographie initiale (a), les contraintes de cisaillement le long du plan de rupture (b), le profil de la contrainte totale horizontale moyenne du sol situé au-dessus de la surface de rupture (c) ainsi que le comportement contrainte-déplacement du sol lors de l'analyse (d). Deux moments de la modélisation numérique sont considérés, soit l'initiation (temps 1) et la distribution complète du $\Delta\sigma_{cr}$ appliquée au point A (temps 2). La courbe de réduction de la contrainte horizontale en fonction du nombre d'incrément est présentée à la figure 5-19. La réduction de la contrainte horizontale au point A s'effectue jusqu'à l'incrément 52, qui correspond à une valeur $\Delta\sigma_{cr}$ d'environ 58 kPa, propageant la rupture sur 110 m. La rupture active du sol est atteinte dès l'initiation de la rupture pour cette combinaison d'épaisseur de la bande de cisaillement et de résistance à grande déformation.

Cette courbe, tout comme la modélisation présentée à la figure 5-18, présente l'initiation de la rupture progressive au temps 1 ainsi que la distribution complète du $\Delta\sigma_{cr}$ appliquée au point A jusqu'au temps 2. Puisqu'il s'agit de la même figure qu'à la section 5.4.4.1, le modèle BIFURC ainsi que la courbe de déchargement réalisée pour une épaisseur de bande de cisaillement de 0,5 m d'épaisseur et une résistance à grande déformation de 5,25 kPa ne seront pas décrits en détail ici. Certaines différences méritent cependant d'être notées.

La figure 5-18d présente le comportement contrainte-déplacement utilisé lors cette modélisation. Comme il est possible de voir, le comportement anti-écrouissage du sol est moins fragile que celui de la figure 5-16d. Pour le modèle avec une épaisseur de bande de cisaillement de 0,5 m, un déplacement plus important est donc nécessaire afin d'atteindre la valeur de résistance à grande déformation.

Contrairement au modèle avec une épaisseur de bande de cisaillement de 0,1 m, la réduction de la contrainte horizontale qui initie la propagation de la surface de rupture au point A est atteinte à l'incrément 52, qui correspond à une valeur de réduction de la contrainte totale horizontale moyenne critique, d'environ 58 kPa. Le modèle doit donc réduire la contrainte horizontale au point A d'une valeur beaucoup plus élevée que celle obtenue pour la combinaison d'une bande de cisaillement de 0,1 m et une résistance à grande déformation de 7,25 kPa.

La rupture active du sol est aussi atteinte dès l'initiation du processus de rupture progressive. La diminution du profil ($\sigma_{1x}(x)$) est aussi beaucoup plus importante pour une épaisseur de bande de cisaillement de 0,5 m que pour épaisseur de bande de 0,1 m d'épaisseur.

5.5 Conclusion

Pour conclure, l'application numérique du principe de rupture progressive, décrite par Locat (2013b) a été appliquée à l'étalement de 1986 à Saint-Luc-de-Vincennes. Des paramètres représentatifs du comportement en cisaillement du sol, obtenus en laboratoire, ont été utilisés afin de réaliser une étude paramétrique sur l'effet du comportement après la résistance en pic de l'argile, contrôlé par une épaisseur de la bande de cisaillement et de la résistance à grande déformation sur l'initiation et la propagation du processus de la rupture progressive. Sur la base des résultats obtenus, l'épaisseur de la bande de cisaillement a un effet important sur l'initiation du processus de rupture progressive tandis qu'elle influence peu la rétrogression du processus de rupture progressive. La résistance à grande déformation aurait très peu, voir aucun, effet sur l'initiation du processus de rupture progressive. Elle est toutefois majoritairement responsable de la rétrogression du processus de rupture progressive.

À partir des résultats, une combinaison d'épaisseur de bande de cisaillement de 0,1 m avec une résistance à grande déformation de 7,25 kPa ainsi qu'une bande de cisaillement de 0,5 m avec une résistance à grande déformation de 5,25 kPa permet la propagation d'une surface de rupture sur une distance de 110 m, telle qu'observée sur le site du glissement de 1986. Lors des deux modélisations, le critère de rupture actif du sol calculé a été atteint, causant la dislocation du sol en horsts et grabens.



Figure 5-1 : Photographie de l'étalement de Saint-Luc-de-Vincennes, prise le 25 septembre 1986, quelques heures après le glissement (source : MTMDET). À partir de (Locat et al. 2013a).

Rapport-G



Figure 5-2 : Photographie montrant des horsts et grabens dans les débris de l'étalement de Saint-Luc-de-Vincennes. La photographie montre des morceaux de la route et des arbres toujours debout sur le sommet des grabens séparés par des horsts (source : MTMDET). À partir de (Locat et al. 2013a).

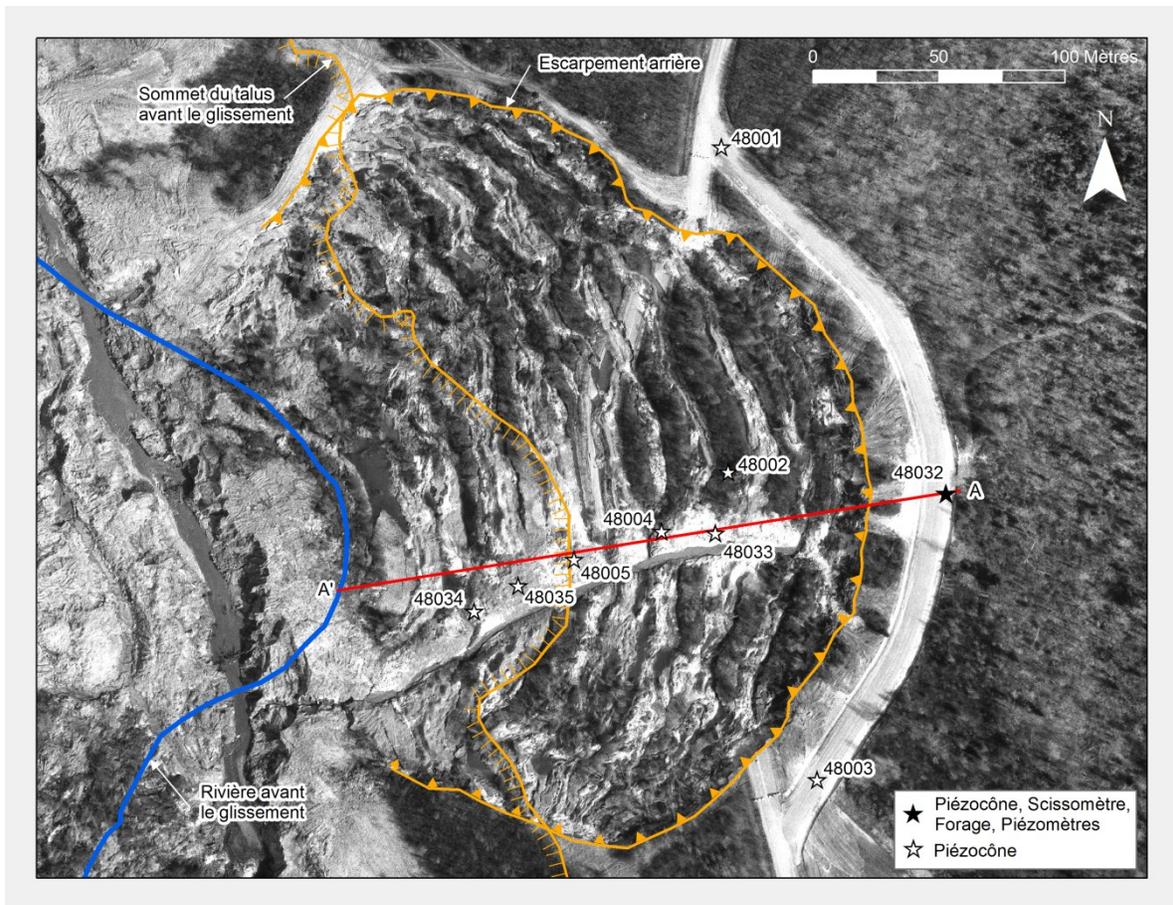


Figure 5-3 : Carte de localisation des sondages réalisés par le Ministère des Transports du Québec et de la coupe AA'. Photo aérienne MTMDET87028-5, prise le 21 avril 1987). À partir de (Locat et al. 2013a).

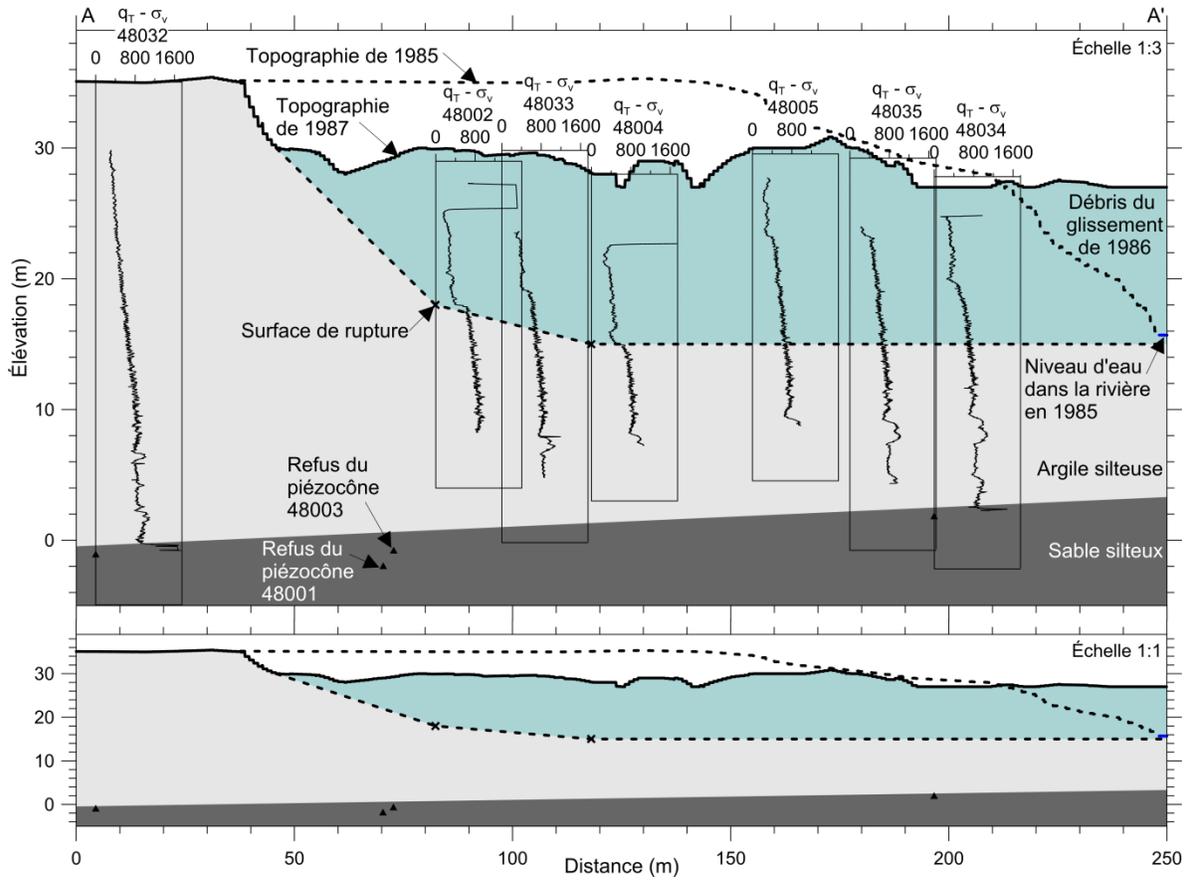


Figure 5-4 : Modèle stratigraphique et géomorphologique du glissement de Saint-Luc-de-Vincennes. La figure présente la topographie avant (1985) et après la rupture (1987), la stratigraphie, les profils de résistance en pointe nette ($q_T - \sigma_v$) et la localisation de la surface de rupture et du refus par le piézocône. À partir de (Locat et al. 2013a).

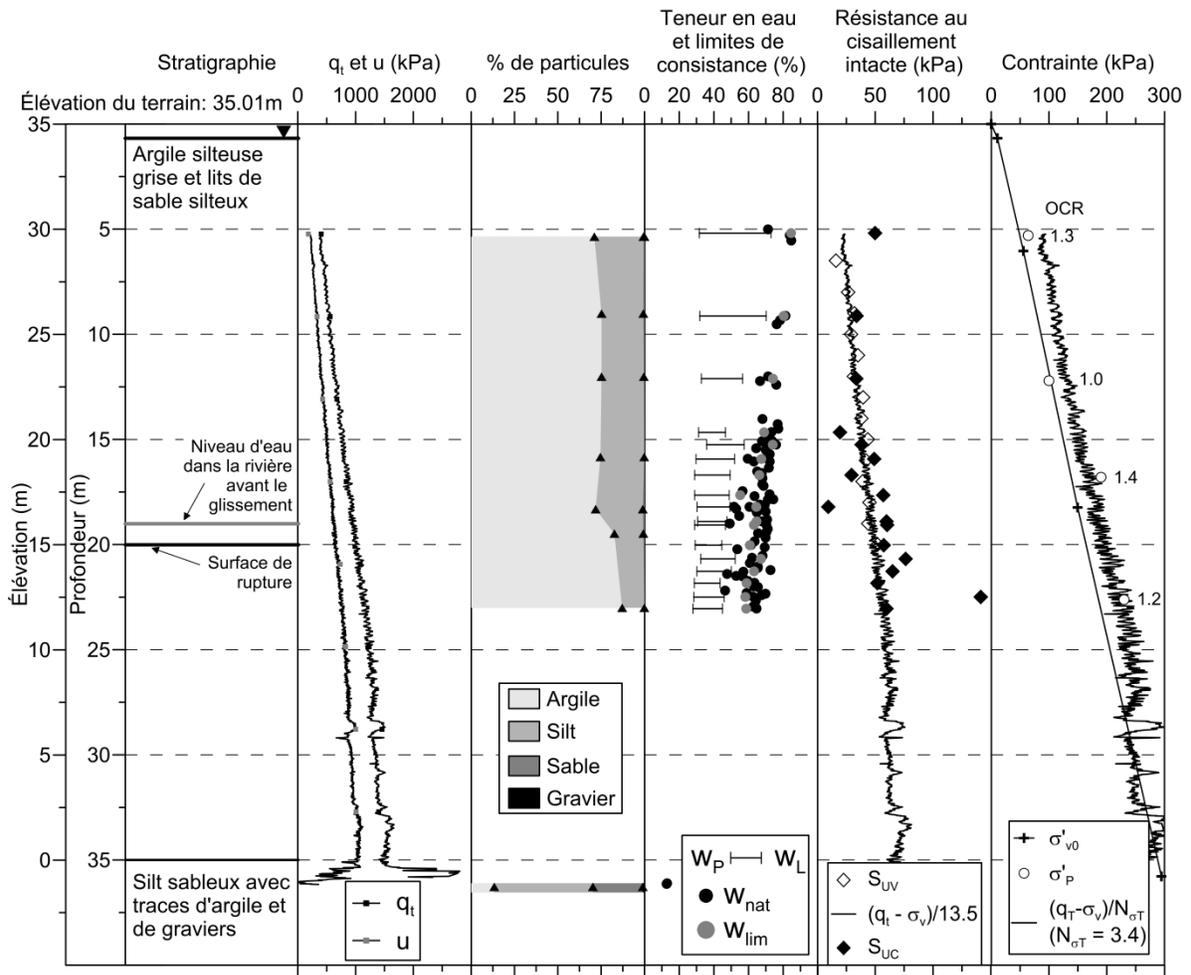


Figure 5-5 : Profil géotechnique du site 48032. Modifié à partir de (Locat et al. 2013a).

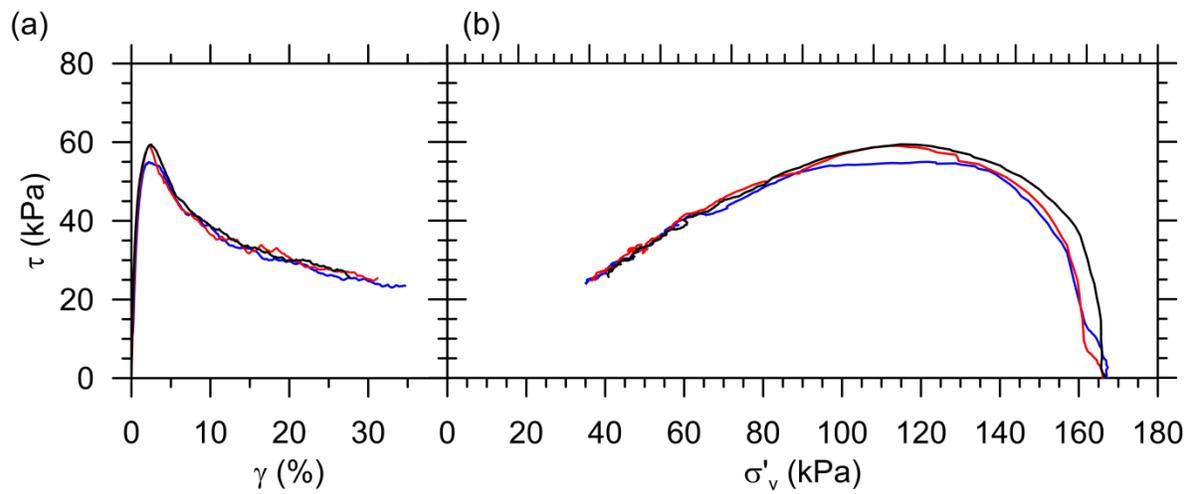


Figure 5-6 : (a) Comportement contrainte-déformation et (b) cheminement de contrainte des essais CK₀UDSS sur des échantillons provenant de 20,2 à 20,4 m de profondeur au site 48032. À partir de (Locat et al. 2013a).

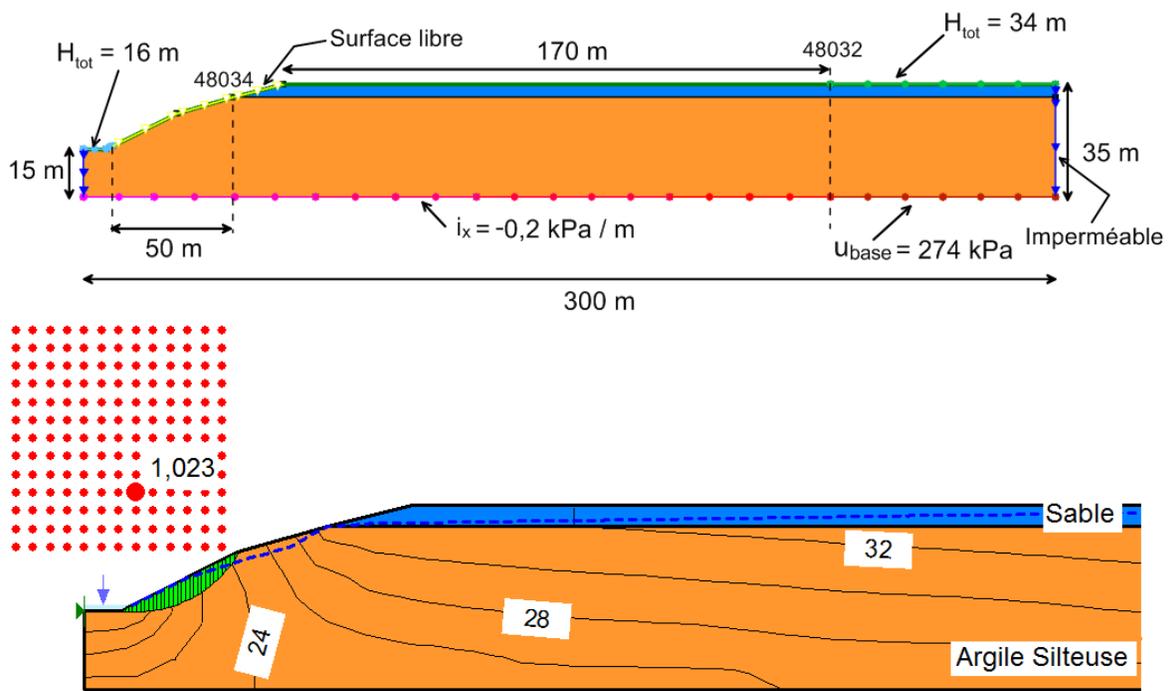


Figure 5-7 : Modèle de sol utilisé pour l'analyse de stabilité réalisée dans Slope/W et Seep/W représentant : (a) le modèle complet avec la géométrie et les conditions limites; et (b) l'analyse de stabilité avec le coefficient de sécurité obtenu de 1,023.

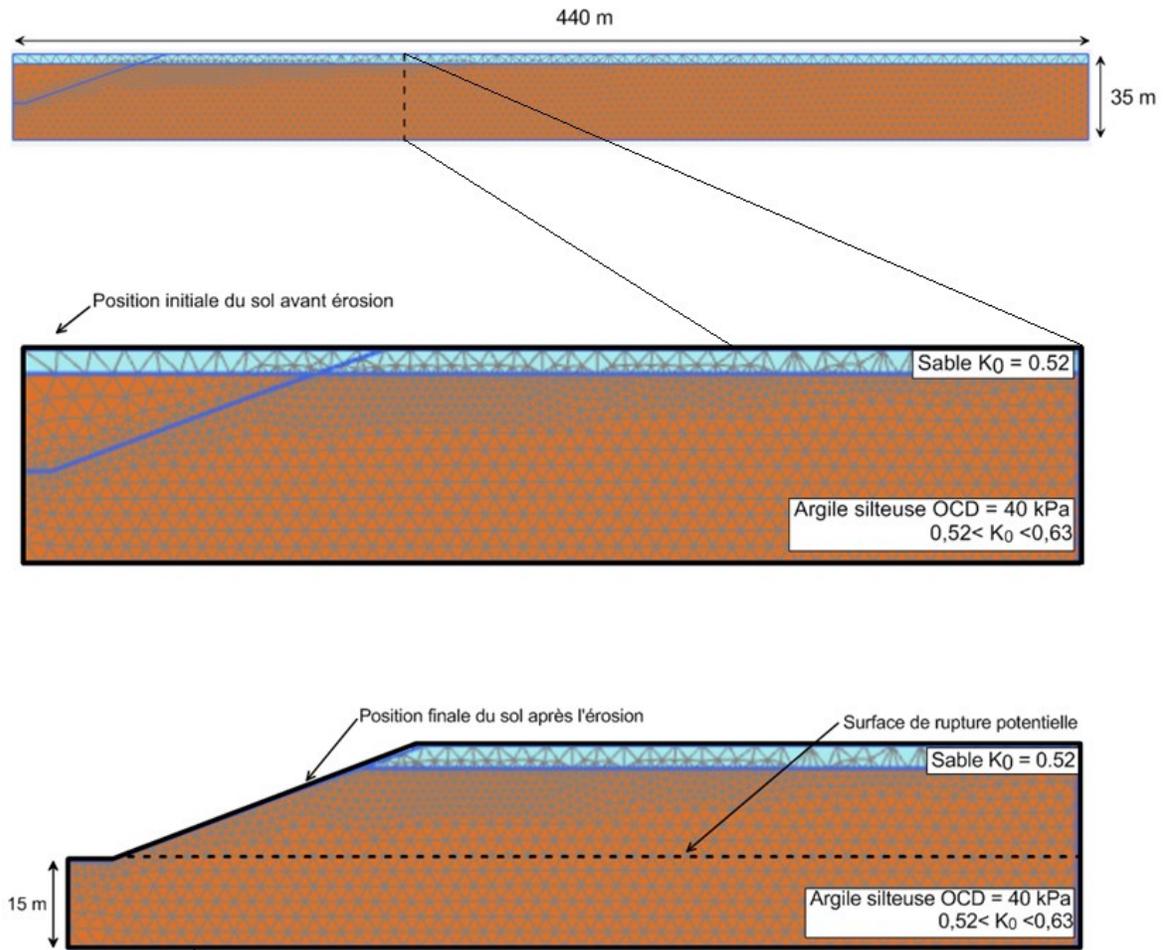


Figure 5-8 : Modèle du glissement de 1986 utilisé dans PLAXIS représentant : (a) le modèle sans exagération avec la géométrie et le maillage sur toute sa longueur; (b) les couches de sol ainsi que leur paramètre K_0 pour la vallée avant l'érosion de la rivière (position initiale); et (c) la vallée après l'érosion de la rivière (position finale).

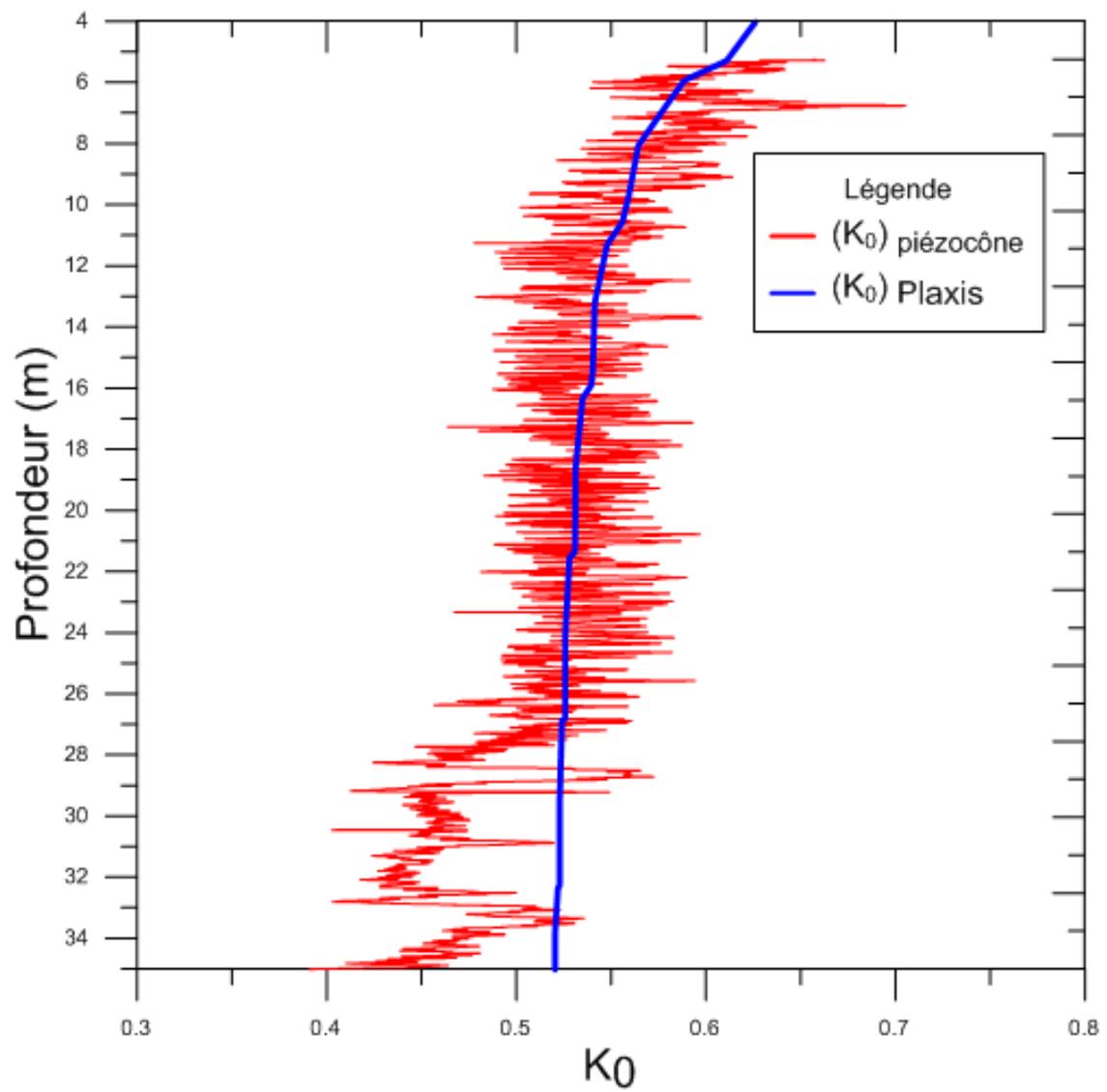


Figure 5-9 : Profil du coefficient de pression des terres au repos du sol surconsolidé en fonction de la profondeur pour la couche d'argile silteuse située entre 4 et 35 m.

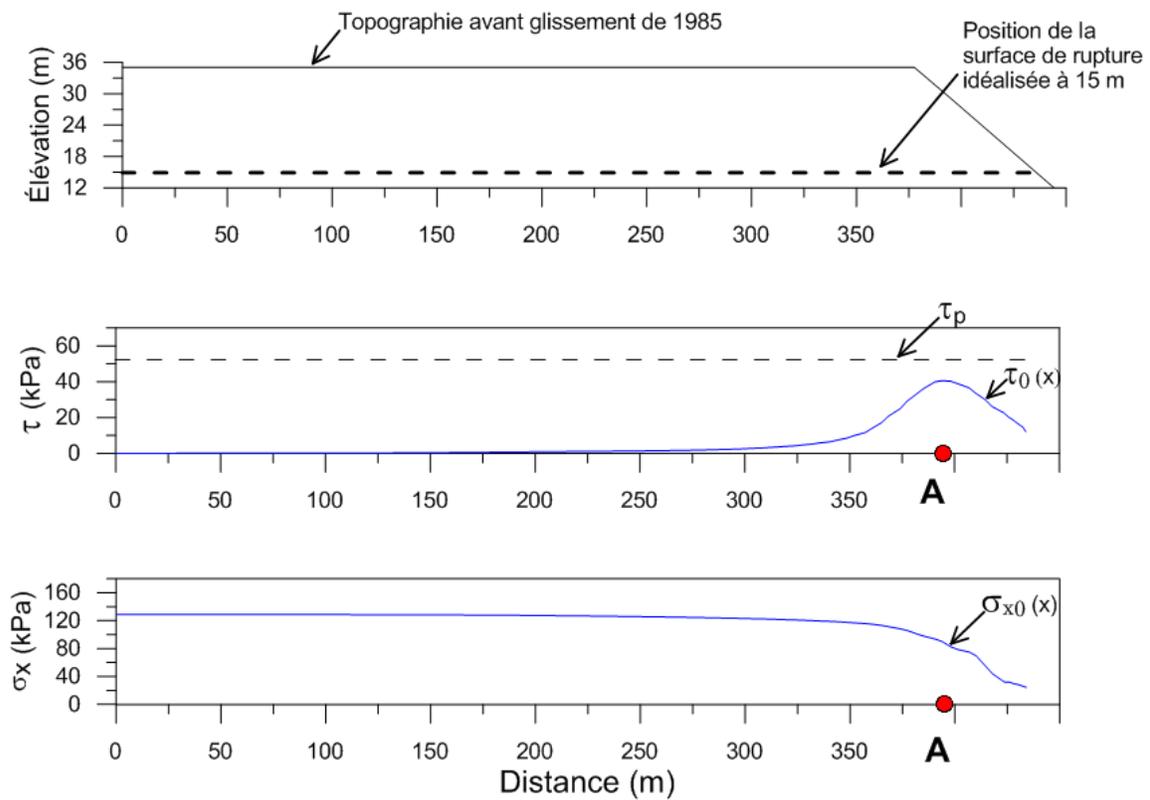


Figure 5-10 : Contraintes initiales dans la pente obtenues à partir de l'analyse réalisée dans PLAXIS pour le cas de 1986 : (a) la topographie initiale du sol et la position de la surface de rupture; (b) les contraintes de cisaillement initiales le long de la surface de rupture idéalisée à 15 m d'élévation; et (c) le profil de la contrainte totale horizontale moyenne pour le sol au-dessus de la surface de rupture du glissement.

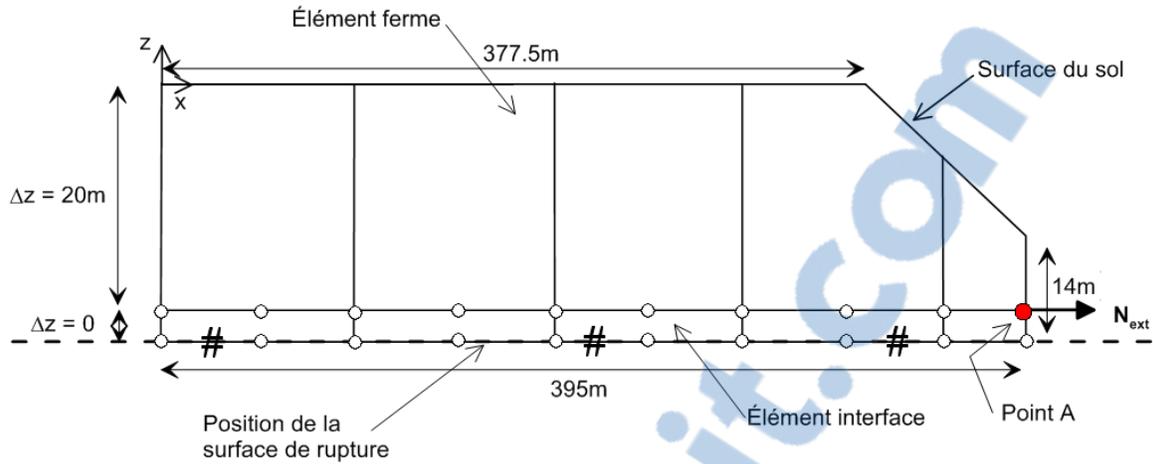


Figure 5-11 : Schématisation du modèle BIFURC utilisé pour le cas de 1986, présentant la géométrie du modèle, les deux types d'éléments, les conditions frontière ainsi que le point A. Cette figure présente, sans être à l'échelle, les paramètres utilisés pour la modélisation dans BIFURC.

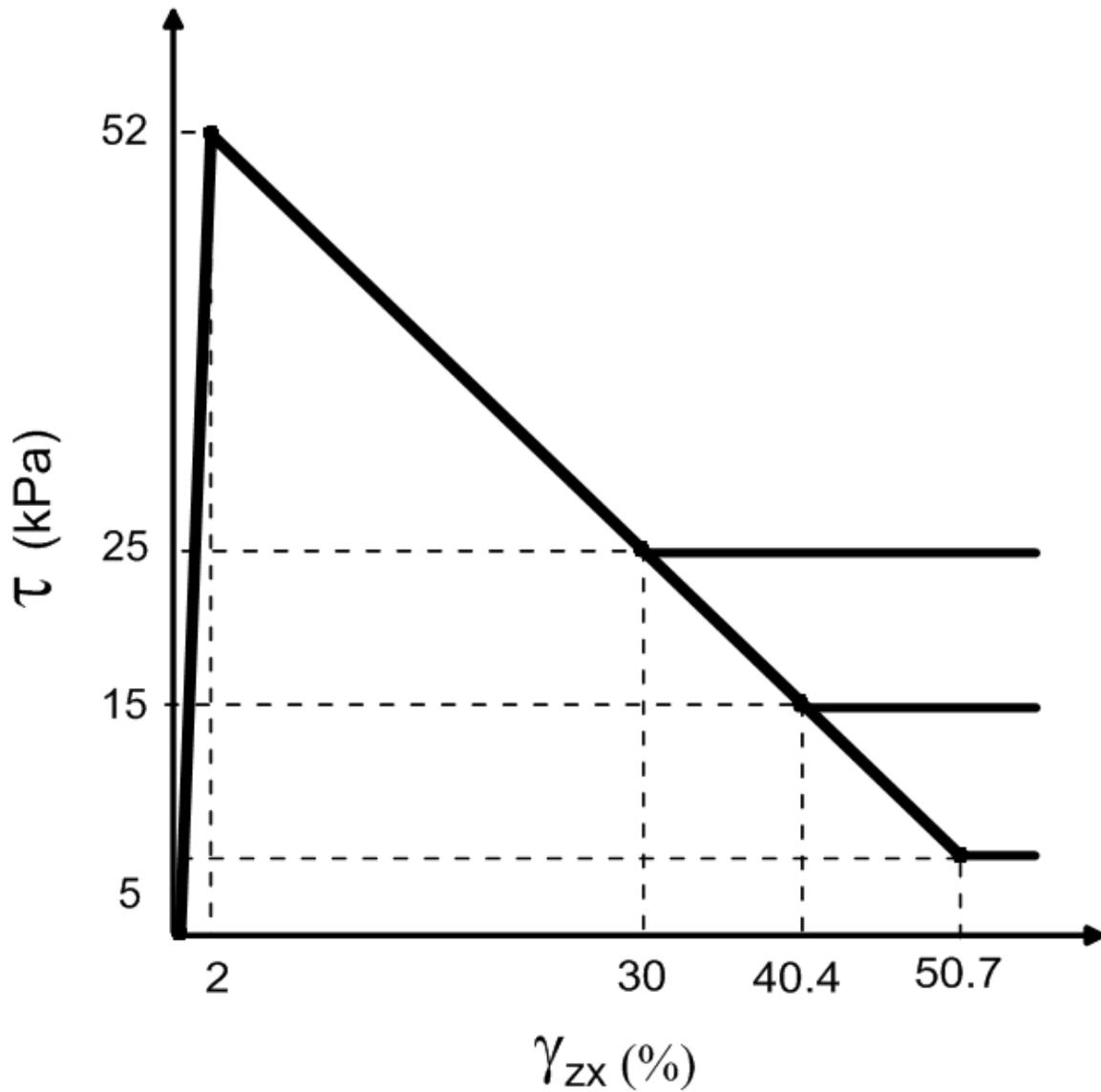


Figure 5-12 : Le comportement contrainte-déformation idéalisé pour le cas de 1986 en utilisant une prolongation linéaire de la pente entre la résistance en pic et la résistance à grande déformation obtenu au DSS afin d'obtenir des déformations supérieures à 30 %.

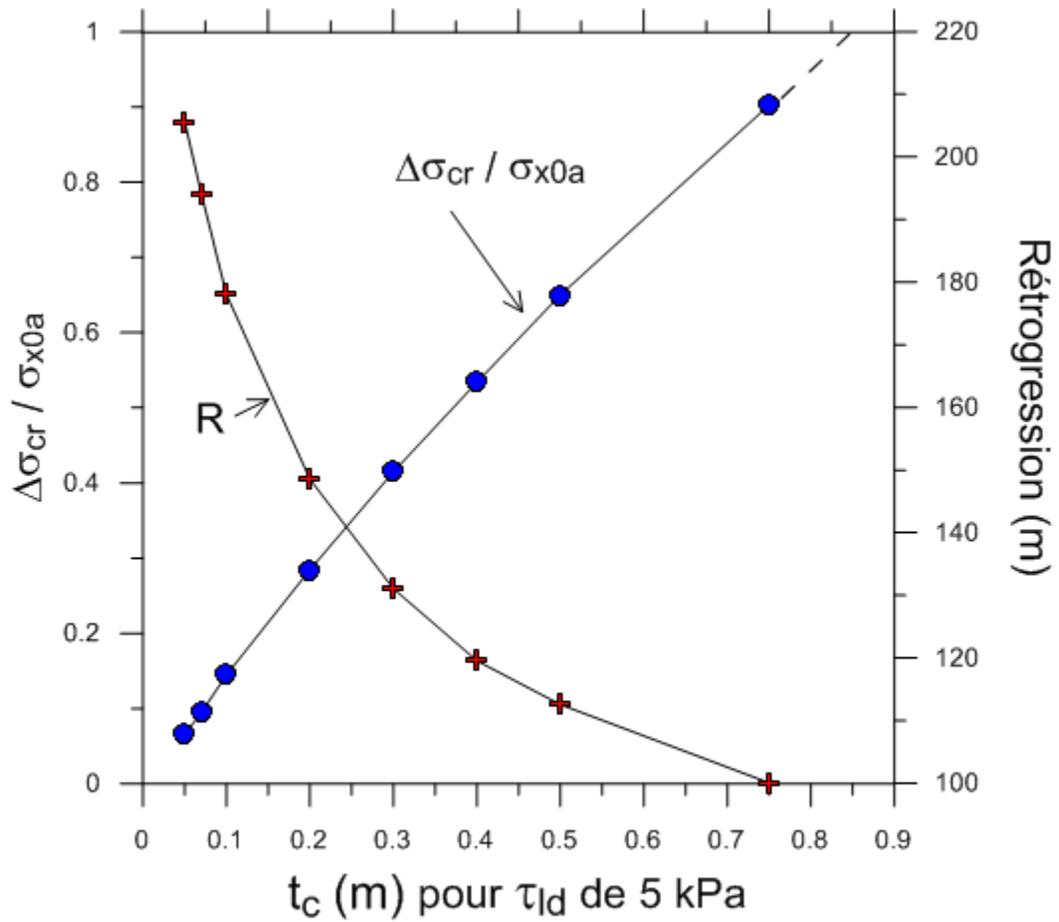


Figure 5-13 : Déchargement critique et rétrogression résultant du processus de rupture progressive en fonction de l'épaisseur de la bande de cisaillement pour une résistance à grande déformation constante de 5 kPa pour le cas de 1986.

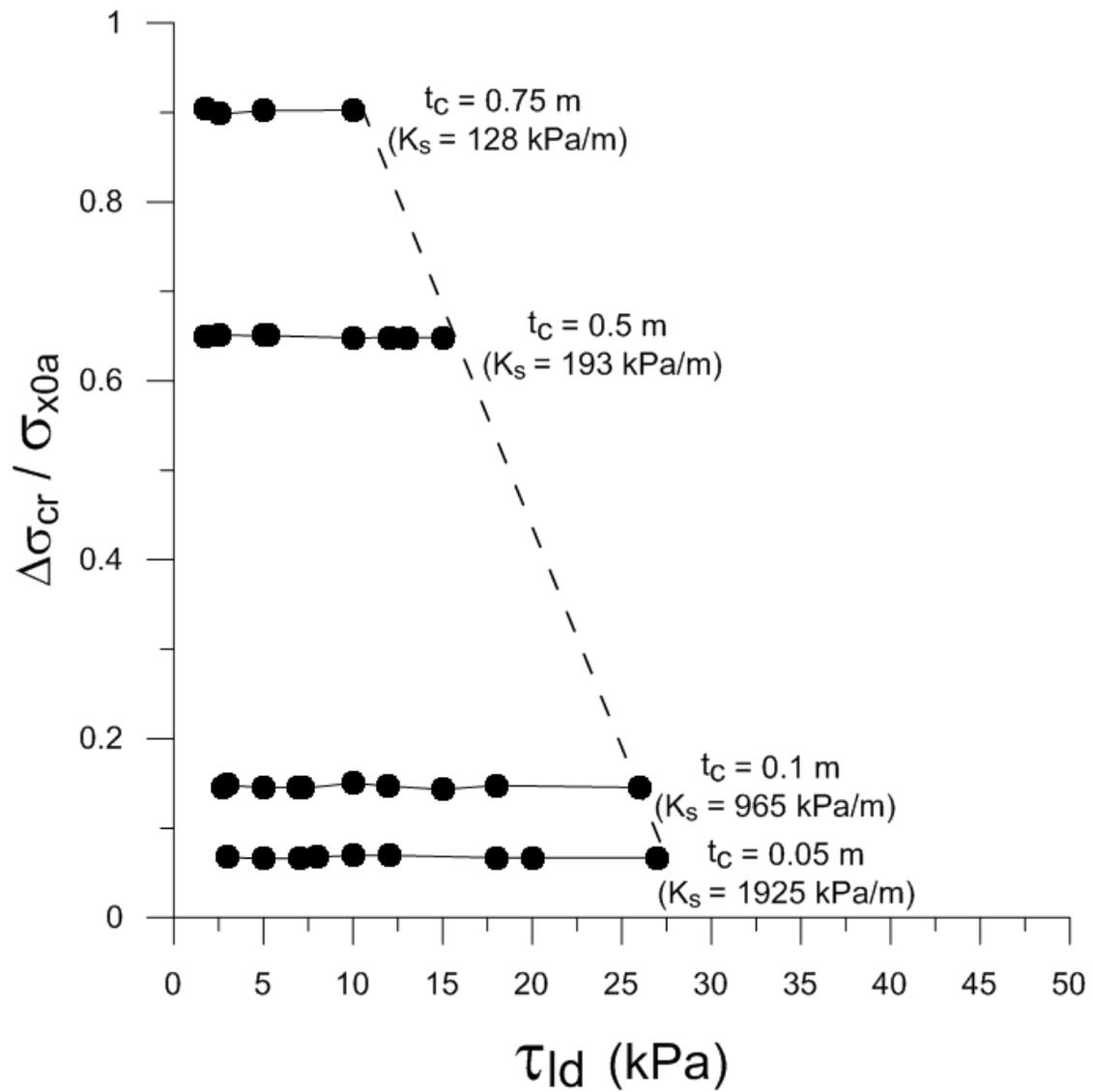


Figure 5-14 : Déchargement critique en fonction de la résistance à grande déformation pour trois épaisseurs de bande de cisaillement pour le cas de 1986.

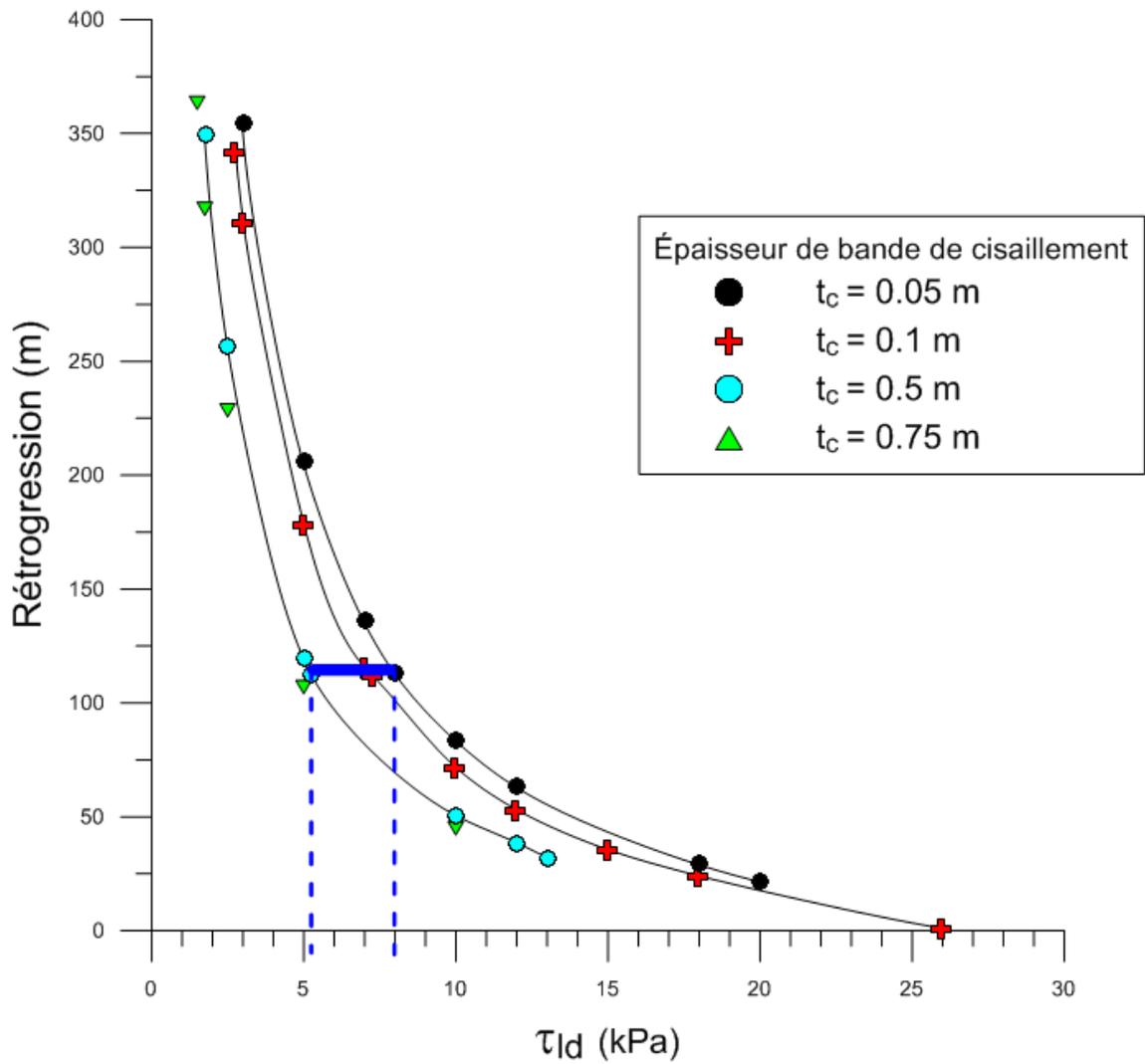


Figure 5-15 : Influence de la résistance à grande déformation et de l'épaisseur de la bande de cisaillement sur la rétrogression résultant du processus de rupture progressive pour le cas de 1986.

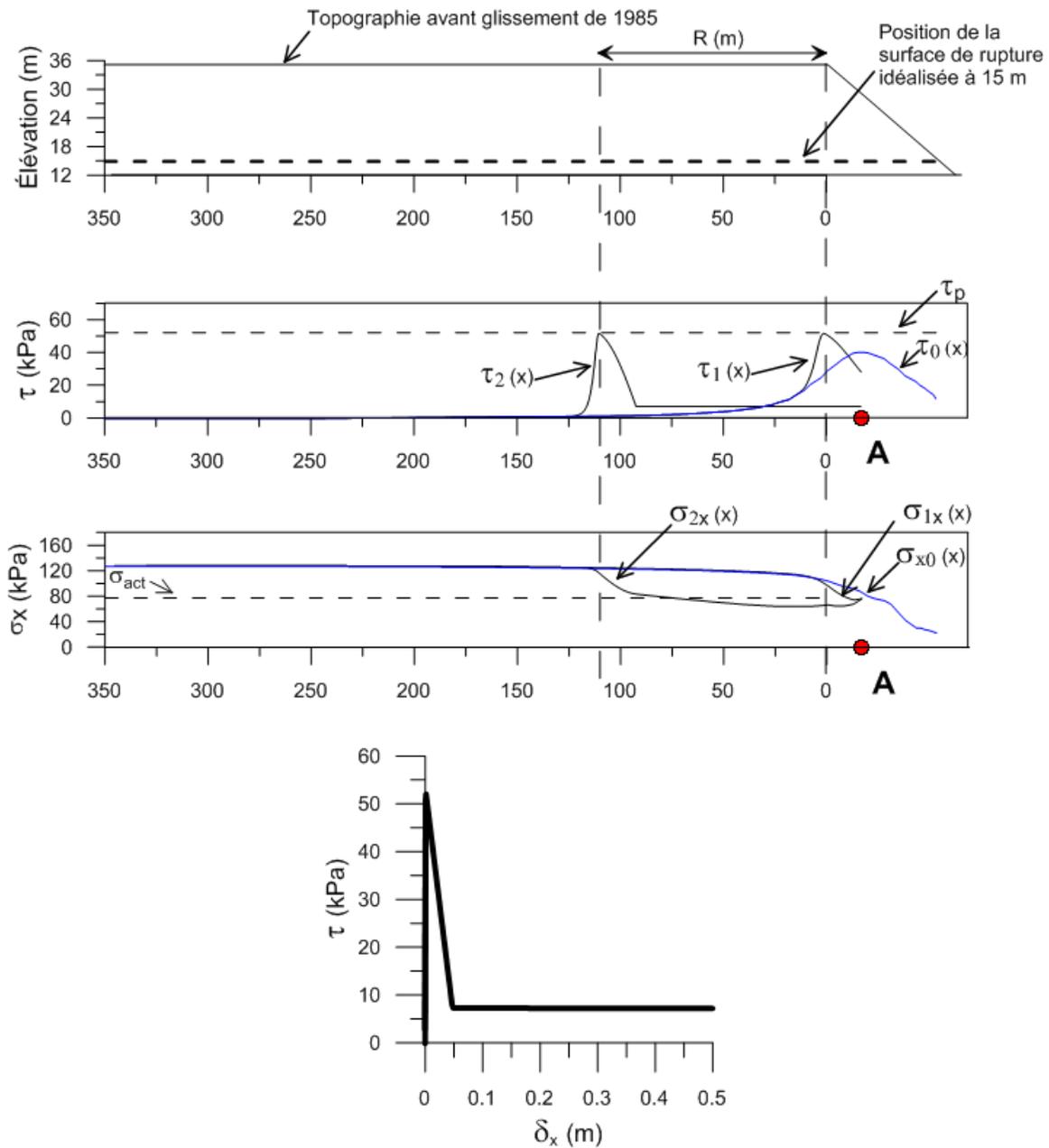


Figure 5-16 : Modélisation de la propagation de la surface de rupture pour une bande de cisaillement de 0,1 m d'épaisseur et une résistance à grande déformation de 7,25 kPa pour le cas de 1986.

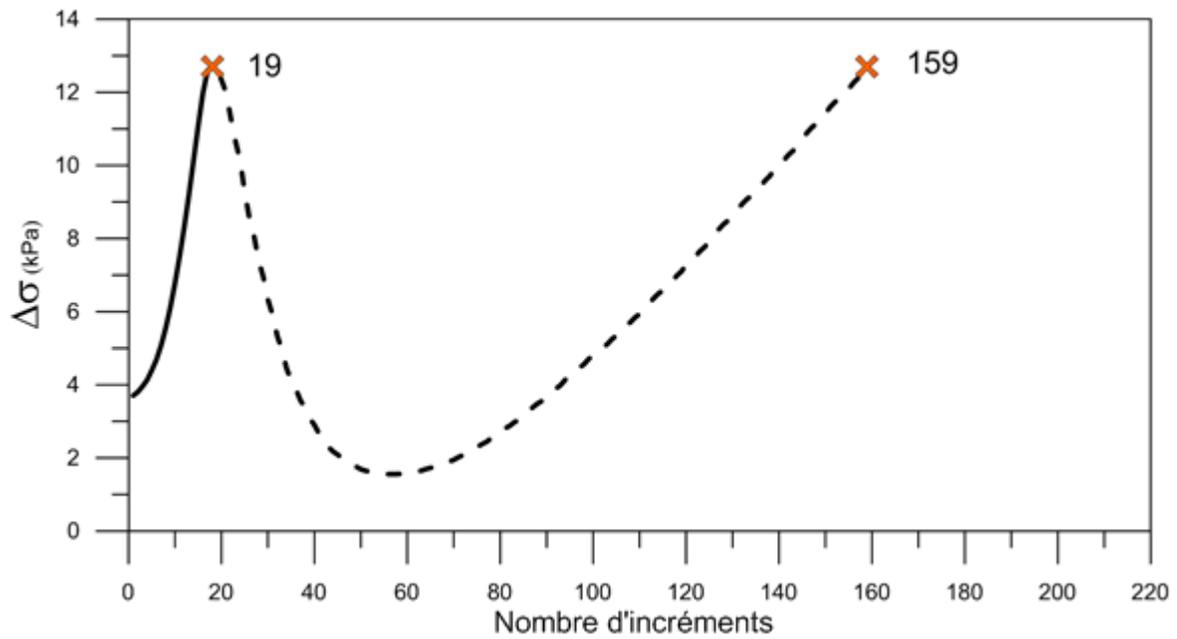


Figure 5-17 : Variation de la contrainte totale horizontale en fonction du nombre d'incrément lors de la modélisation de la propagation de la surface de rupture pour une bande de cisaillement de 0,1 m d'épaisseur et une résistance à grande déformation de 7,25 kPa pour le cas de 1986.

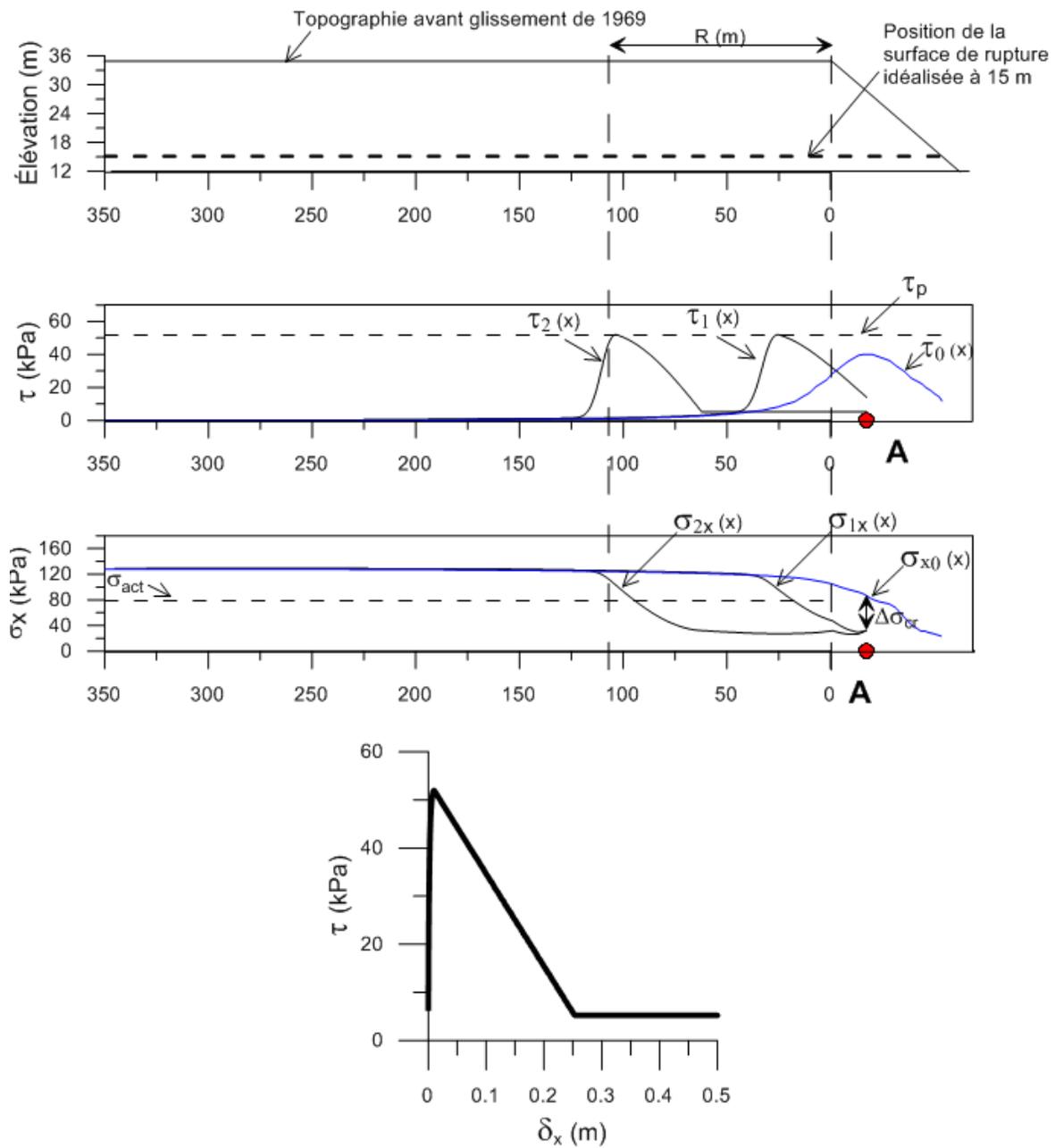


Figure 5-18 : Modélisation de la propagation de la surface de rupture pour une bande de cisaillement de 0,5 m d'épaisseur et une résistance à grande déformation de 5,25 kPa pour le cas de 1986.

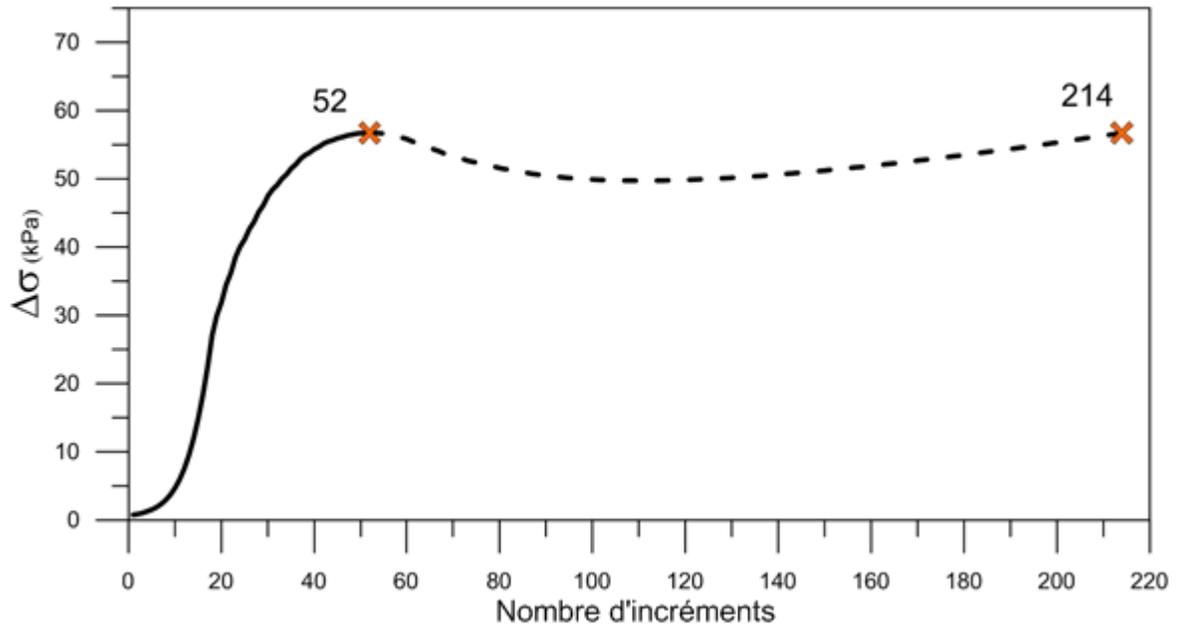


Figure 5-19 : Variation de la contrainte horizontale totale en fonction du nombre d'incrément obtenus lors de la modélisation de la propagation de la surface de rupture pour une bande de cisaillement de 0,5 m d'épaisseur et une résistance à grande déformation de 5,25 kPa pour le cas de 1986.

Chapitre 6 – Discussion sur l’application de la rupture progressive aux étalements

La réduction de la contrainte horizontale nécessaire afin d’initier le processus de rupture progressive a été analysée pour chacun des cas modélisés. Des valeurs comprises entre 14 et 109 kPa ainsi qu’entre 6 et 80 kPa ont respectivement été obtenues pour le cas de Casselman et celui de Saint-Luc-de-Vincennes, pour différentes épaisseurs de bande de cisaillement (valeur de K_s). Il y a donc une vaste possibilité de sollicitation en pied de talus qui peut causer l’initiation de la rupture progressive (érosion, premier glissement, etc.). Ce fait a aussi été noté lors de l’analyse du glissement de Saint-Monique (Locat et al. 2015) et celui de Saint-Barnabé (Locat et al. 2016b). La principale difficulté lors de cette analyse est que nous disposons de très peu de connaissance sur les processus impliqués et qu’il n’est présentement pas possible d’évaluer quelle valeur de la réduction de la contrainte horizontale au point A a été réellement nécessaire afin d’initier les glissements étudiés. L’instrumentation d’une pente assujettie à la rupture progressive permettrait peut-être d’obtenir plus d’information sur ce point.

Une plage de résistance à grande déformation permettant la propagation de la surface de rupture jusqu’à la distance observée sur le terrain a été déterminée pour chacun des cas modélisés. Des valeurs comprises entre 1,7 et 3,0 kPa et entre 5,25 et 7,25 kPa ont été obtenue respectivement pour le cas de Casselman et celui de Saint-Luc-de-Vincennes pour différentes épaisseurs de bande de cisaillement (valeur de K_s). Ces valeurs sont plus faibles que les résistances au cisaillement à grande déformation obtenues à partir d’essais de cisaillement conventionnel (triaxiaux et DSS), tout en étant supérieures aux résistances remaniées, prises au niveau du plan de rupture, obtenues à partir des essais au cône suédois. Des résistances au cisaillement à grande déformations (à 30 % de déformation) de 50 kPa et de 25 kPa tandis que des résistances remaniées comprises entre 0,2 et 0,5 kPa et d’environ 1 kPa ont respectivement été obtenues pour le cas de Casselman (1971) et celui de Saint-Luc-de-Vincennes (1986). Des conclusions semblables ont été obtenues pour l’analyse des cas de Saint-Monique (Locat et al. 2015) et de Saint-Barnabé (Locat et al. 2016b). Il est donc physiquement possible d’obtenir de telles valeurs de résistance à grande déformation le long d’une surface de rupture, ce qui est cohérent avec les résultats obtenus en laboratoire. Un appareil de cisaillement qui permettrait d’obtenir des déformations plus importantes que celles obtenues au

DSS (limité à environ 30 %) serait utile afin de mieux caractériser le comportement après la résistance en pic du sol.

Le critère de rupture active du sol, calculé à partir de paramètres représentatifs de chacun des sites, a été atteint lors de la modélisation des deux cas. Ce fait a aussi été observé pour les deux autres cas modélisés dans la littérature (Locat et al. 2015 et 2016b). La méthode proposée permet donc d'expliquer la dislocation du sol situé au-dessus de la surface de rupture en horsts et grabens.

Une analyse réalisée à partir d'un modèle unique en 2D permettrait de simplifier la méthodologie (déterminer les conditions initiales et réaliser l'analyse de la rupture progressive avec un seul logiciel) et permettrait d'étudier la dislocation du sol en horsts et grabens. Une telle approche permettrait d'étudier et de mieux comprendre la formation des horsts et des grabens.

À partir des résultats obtenus, il reste très difficile de comparer entre eux les résultats numériques des différents glissements modélisés jusqu'à présent puisque ceux-ci ont tous des paramètres représentatifs de leur site qui peuvent influencer les résultats obtenus. Tel que décrit par Locat et al. (2013b), la géométrie des pentes, le degré de surconsolidation, le poids volumique, le comportement de la bande de cisaillement et le module d'élasticité du sol situé au-dessus de la surface de rupture sont des paramètres qui influencent les résultats de l'initiation et de la propagation du processus de rupture progressive. Lorsque plusieurs cas seront modélisés, il sera intéressant de normaliser les résultats en fonction de certains paramètres, tel que le module d'élasticité (E_{el}) ou la contrainte verticale appliquée au niveau de la surface de rupture par le poids du sol (γH_r) afin comparer entre eux les résultats obtenus.

La méthode décrite par Locat et al. (2013b) et appliquée dans le cadre de ce mémoire présente toutefois des limitations :

- L'introduction d'une bande de cisaillement d'épaisseur constante pour toute la durée du processus est une importante limitation. En réalité dans le processus de formation d'une surface de rupture, il y a distribution de la contrainte de cisaillement sur une épaisseur de sol et localisation de celle-ci vers une bande de cisaillement, pouvant devenir très mince (Leroueil et al. 2012). L'épaisseur de la bande de cisaillement varie donc pendant la rupture, ce qui

influence le comportement du sol. De plus, l'épaisseur de la bande de cisaillement affecte aussi le comportement avant le pic, tel que décrit par (Locat et al. 2013b).

- Le logiciel BIFURC ne tient pas compte des effets de vitesse lors de la propagation de la surface de rupture ainsi que des effets de dislocation de la masse de sol lors de la rupture qui doivent probablement influencer la propagation de la surface de rupture dans la réalité.
- Le prolongement linéaire du comportement après le pic obtenu lors des essais de cisaillement simple est une simplification du comportement en soit, puisque ce dernier n'est pas connu pour des déformations supérieures à 30 %.
- La simplification de la géométrie de la surface de rupture en escalier (Casselman) ou horizontale (Saint-Luc-de-Vincennes) influence la distribution des contraintes horizontales et de cisaillement, ce qui influence les paramètres initiaux utilisés et les résultats de la rupture progressive dans BIFURC. Un modèle 2D permettrait peut-être d'étudier le développement de plusieurs surfaces de rupture.

Chapitre 7 – Conclusion

Ce projet de maîtrise a été réalisé dans le cadre d'un vaste projet d'étude des étalements dans les argiles sensibles de l'est du Canada. L'objectif premier était d'obtenir des informations sur la géomorphologie, les propriétés géotechniques des sols, l'élévation de la surface de rupture et les conditions hydrogéologiques du site. Pour ce faire, une investigation géotechnique du glissement de Casselman (1971) a été réalisée conjointement par l'Université Laval et le MTMDET.

Cette investigation, qui comprend 16 sondages au piézocône, 3 profils d'essais au scissomètre, 9 piézomètres ainsi que 4 forages avec échantillonnage, a permis de confirmer que le glissement de terrain de 1971 à Casselman, Ontario est un étalement, selon la classification de Cruden et Varnes (1996). Le rapport de la hauteur des débris sur la hauteur du talus de 0,61, calculé pour ce glissement, ainsi que la forme circulaire de la cicatrice du glissement, sont cohérents avec les autres étalements dans les argiles sensibles étudiés jusqu'à maintenant (Demers et al. 2014).

De façon générale, la stratigraphie établie sur le site consiste en un silt grossier stratifié d'environ 13 m d'épaisseur qui recouvre un silt argileux en transition vers une argile silteuse sur 27 m d'épaisseur. Cette couche présente une alternance de bandes de couleur grises et rosées. Une couche de till d'épaisseur variable recouvre le socle rocheux, constitué de calcaire.

Les sols mobilisés dans le glissement sont une argile silteuse normalement à légèrement surconsolidée, ayant une teneur en eau plus élevée que sa limite de liquidité. Les indices de liquidité associés varient entre 1,0 et 2,0. La résistance au cisaillement en pic obtenue à partir des essais DSS réalisés sur des échantillons prélevés à une élévation près de la surface de rupture est près de 90 kPa, tandis que la résistance à 30 % de déformation est d'environ 50 kPa. Le comportement en cisaillement de l'argile montre une baisse importante de la résistance au cisaillement de l'ordre de 40%, passée la valeur en pic.

À partir des sondages aux piézocônes réalisés à l'intérieur de la cicatrice du glissement, deux surfaces de rupture principales, qui se sont propagées horizontalement sur environ 210 m chacune, ont été identifiées à 42 et 45 m d'élévation. Une troisième surface de rupture a été identifiée à 50 m d'élévation sur une distance d'environ 45 m

Les analyses de stabilité réalisées à partir des méthodes à l'équilibre limite ne permettent pas d'expliquer la rupture globale du glissement, telle qu'observée sur le site. À partir d'une analyse réalisée en combinant Slope/W et Seep/W de la suite de logiciels Géostudio, le coefficient de sécurité obtenu pour la rupture globale est de 4,5, indiquant clairement qu'un autre processus de rupture est impliqué dans la rupture.

Dans un deuxième temps, la modélisation numérique de deux cas d'étalement a permis de doubler le nombre de ruptures par étalement modélisées numériquement à l'aide de la méthode mise de l'avant par Locat (2012) et décrite par Locat et al. (2013b). Les résultats suivants ont été obtenus lors de ces modélisations :

Pour le glissement de **1971 à Casselman**, une valeur de contrainte de cisaillement maximale de 63 kPa a été obtenue le long de la surface de rupture située à 42 m d'élévation et la contrainte totale horizontale moyenne maximale, du sol situé au-dessus de cette surface, est de 156 kPa. À partir des paramètres représentatifs du sol du site, une étude paramétrique sur l'effet de l'épaisseur de la bande de cisaillement et de la résistance à grande déformation a été réalisée. À partir de cette analyse, des épaisseurs de bandes de cisaillement de 0,1 et de 0,5 m combinées à des résistances à grande déformation de 3,0 et de 1,7 kPa sont nécessaires afin d'obtenir une rétrogression de 385 m.

Pour le glissement de **1986 à Saint-Luc-de-Vincennes**, la contrainte de cisaillement maximale le long de la surface de rupture est de 40,5 kPa et la contrainte totale horizontale moyenne maximale du sol situé au-dessus de la surface de rupture est de 128 kPa. En utilisant des paramètres représentatifs du site, une analyse paramétrique sur l'effet de l'épaisseur de la bande de cisaillement et de la résistance à grande déformation sur l'initiation et la rétrogression du processus de rupture progressive a été réalisée. Les résultats démontrent que la rupture progressive dans les argiles sensibles peut expliquer la rétrogression de 110 m observée sur le site. Des bandes de cisaillement de 0,1 et 0,5 m combinées à des résistances à grandes déformations de 7,25 et 5,25 kPa permettent la propagation d'une telle surface de rupture sur cette distance.

Ces deux modélisations ont permis de mettre en évidence que la résistance à grande déformation a très peu d'effet sur l'initiation de la rupture progressive. La résistance à grande déformation influence toutefois la rétrogression d'une façon plus importante que la fragilité du comportement après le pic de l'argile, contrôlée par l'épaisseur de la bande de cisaillement lors de cette analyse. La méthode a aussi

permis d'expliquer la formation de horsts et de grabens qui sont visibles à l'intérieur de la cicatrice des deux glissements.

Malgré les simplifications et les limitations de la méthode numérique, les résultats démontrent tout de même que la rupture progressive dans les argiles sensibles explique la propagation d'une surface de rupture quasi-horizontale et la dislocation du sol sus-jacent en horsts et grabens par rupture active, caractéristique des étalements dans les argiles sensibles de l'est du Canada. Les résultats démontrent aussi que, pour des valeurs de résistance à grande déformation physiquement possibles, il est possible d'expliquer la rétrogression observée sur les différents sites de glissement.

La normalisation des résultats obtenus par rapport aux paramètres propres de chacun des sites ainsi que la modélisation d'autres cas de rupture par étalement en 1D permettra peut-être de faire ressortir des éléments communs aux différents glissements. D'autres études seront toutefois nécessaires afin d'améliorer la compréhension du comportement après la résistance en pic du sol (qui influence l'initiation de la rupture progressive), ainsi que les paramètres qui influencent la dislocation du sol en horsts et grabens.

Bibliographie

- Bernander, S. (2000). *Progressive landslides in long natural slopes, formation, potential extension and configuration of finished slides in strain-softening soils*. Licentiate Thesis, Department of Civil and mining Engineering, Luleå University of Technology, Luleå, Sweden.
- Bernander, S. (2011). *Progressive landslides in long natural slopes, formation, potential extension and configuration of finished slides in strain-softening soils*. Ph.D. Thesis, Department of Civil and mining Engineering, Luleå University of Technology, Luleå, Sweden.
- Bjerrum, L. (1967). *Progressive failure in slopes of overconsolidated plastic clay and clay shale*. Journal of Soil mechanics & Foundations Div, **93** (5) : 3-49.
- Brook, R. G. (2013). A massive sensitive clay landslide, Quyon Valley, southwestern Quebec, Canada, and evidence for a paleoearthquake triggering mechanism. *Quaternary Research*, 80(3):425-434.
- Carson, M. A. (1977). *On the retrogression of landslides in sensitive muddy sediments*. Canadian Geotechnical Journal, **14** (4): 582-602.
- Cruden, D. M. et Varnes D. J. (1996). *Landslides types and processes*. Dans: Landslides investigation and mitigation, Special Report 247, Transportation, Research Board, National Research Council, Édité par : A. K. Turner, and R. L. Schuster, National Academy press, Washington, D.C. pp. 37-75.
- Demers, D., Leroueil, S. et d'Astous, J. (1999). *Investigation of a landslide in Maskinongé, Québec*. *Revue canadienne de géotechnique*, **36** (6): 1001-1014.
- Demers, D., Robitaille, D. et Perret, D. (2000). *The Saint-Boniface Landslide of April 1996: a large retrogressive landslide in sensitive clay with little flow component*. Dans: Le compte-rendu du 8th international Symposium on Landslides, Édité par E. Bromhead, N. Dixon, m-L. Isben; Thomas Telford, London, pp 447-452
- Demers, D. et Leroueil, D. (2002). *Evaluation of the preconsolidation pressure and the overconsolidation ratio from piezocone tests of clay deposits in Quebec*. Canadian Geotechnical Journal, **39** (1): 172-192.
- Demers, D., Robitaille, D., Locat, P. et Potvin, J. (2014). *Inventory of large landslides in sensitive clays in the Province of Québec, Canada: preliminary analysis*. Dans: Landslides in sensitive clays : from geosciences to Risk management. Advances in Natural and Technological Hazards Research, Vol 36. Édité par : J-S l'heureux, A. Locat, S. Leroueil, D. Demers and J. Locat. Springer, pp 77-90.
- Demers, D. (2014). Communication personnelle : Cours de géotechnique environnementale. Québec : Université Laval

- Durand, A., Locat, A., Leroueil, S., Locat, P. et Demers, D. (2015). *Nouvelle investigation géotechnique du glissement de terrain de 1971 le long de la rivière de la Nation Sud, Ontario*. Dans le compte-rendu de la 68th Canadian Conference of Geotechnique and 7th Canadian Conference on Permafrost, Québec, Que., du 20 au 23 septembre 2015.
- Eden, W.J., Fletcher, E.B. et Mitchell, R.J. (1971). *South Nation River Landslide, 16 may 1971*. Canadian Geotechnical Journal, **8** (3): 446-451.
- Fortin-Rhéaume, A.-A. (2013). *Étude de l'étalement latéral de 1988 et des autres glissements de terrain le long de la vallée à Brownsburg-Chatham, Québec*. Mémoire de maîtrise, Département de génie civil et de génie des eaux, Université Laval, Québec.
- Grondin, G. et Demers, D. (1996). *The Saint-Liguori flakeslide: Characterisation and remedial works*. Dans le compte-rendu du 7th International Symposium on Landslides, Trondheim, Norway, du 17 au 21 juin 1996. Édité par : K. Senneset. Balkema, Rotterdam, the Netherlands. Volume 2, pp. 743-748.
- Jostad, H. P. et Andresen, L. (2002). *Capacity analysis of anisotropic and strain-softening clays*. Dans le compte-rendu du NUMOG VIII. Rome, Italie. pp. 469-474.
- Krahn, J. (2012a). *Seepage modeling with SEEP/W, an engineering methodology*. GEO-SLOPE International, Ltd., Calgary, Alta.
- Krahn, J. (2012b). *Stability modeling with SLOPE/W, an engineering methodology*. GEO-SLOPE International, Ltd., Calgary, Alta.
- La Rochelle, P.L., Chagnon, J.-Y. et Lefebvre, G. (1970). *Regional geology and landslides in the marine clay deposits of eastern Canada*. Canadian Geotechnical Journal, **7** (2):145–156.
- Lebuis, J., Robert JM, Rissmann, P. (1983). Regional mapping of landslide hazard in Québec. Dans le compte rendu du symposium slopes on soft clays, SGI report 17, Swedish Geotechnical Institute, Linkoping, Sweden, pp 205-262.
- Lefebvre, G. (1981). *Fourth Canadian Geotechnical Colloquium: Strength and slope stability in Canadian soft clay deposits*. Canadian Geotechnical Journal, **18** (3): 420-442.
- Lefebvre, G. (1986). *Slope instability and valley formation in Canadian soft clay deposits*. Canadian Geotechnical Journal, **23** (3): 261–270.
- Leroueil, S., Tavenas, F. et Le Bihan J.-P. (1983). *Propriétés caractéristiques des argiles de l'est du Canada*. Canadian Geotechnical Journal, **20** (4): 681-705.
- Leroueil, S. (2001). *Natural slopes and cuts: movement and failure mechanisms*. Géotechnique, **51**(3): 197-243.
- Leroueil, S., Locat, A., Eberhardt, E. et Kovaceric, N. (2012). Keynote Lecture : *Progressive failure in natural and engineering slopes*. Dans le compte-rendu du 11th International and 2nd North American Symposium on landslides, du 3 au 8 juin, Banff, Alberta. pp. 31-46.

- Locat, A., Leroueil, S., Bernander, S., Demers, D., Locat, J. et Ouehb, L. (2008). *Study of a lateral spread failure in an eastern Canada clay deposit in relation with progressive failure: The Saint-Barnabé-Nord Slide*. Dans le compte-rendu de la 4th Canadian Conference on Geohazards: From Causes to management. Québec, Que., du 20 au 24 mai 2008. Édité par : J. Locat, D. Perret, D. Turmel, D. Demers et S. Leroueil, Presse de l'Université Laval, Québec, Que. pp. 89-96.
- Locat, A., Leroueil, S., Bernander, S., Demers, D., Jostad, H. P. et Ouehb, L. (2011a.) *Progressive failures in Eastern Canadian and Scandinavian sensitive clays*. Canadian Geotechnical Journal, **48**(11): 1696-1712.
- Locat, A. (2012). Rupture progressive et étalements dans les argiles sensibles. Thèse de doctorat. Département de génie civil, Université Laval, Québec
- Locat, A., Leroueil, S., Demers, D et Robitaille D. (2013a). *Investigation géotechnique de l'étalement de 1986 à Saint-Luc-de-Vicennes*. Dans le compte-rendu de la 66th Canadian Conference of Geotechnique. Montréal, Que., du 29 septembre au 3 octobre 2013.
- Locat, A., Jostad, H.P. et Leroueil, S. (2013b). *Numerical modeling of progressive failure and its implication to spreads in sensitive clays*. Canadian Geotechnical Journal, **50** (9): 961-978.
- Locat, A., Leroueil, S., Fortin, A, Demers, D. et Jostad, H. P. (2015). *The 1994 landslide at Sainte-Monique, Quebec: geotechnical investigation and application of progressive failure analysis*. Canadian Geotechnical Journal, **52** (4): 490-504.
- Locat A., Demers D. et Leroueil S. (2016a). *Spreads in Canadian sensitive clays*. Dans: Compte-rendu du 12th International Symposium on Landslides, du 12 au 19 juin 2016, Naples, Italie. En impression.
- Locat, A., Leroueil, S. et Locat, J. (2016b). *The Saint-Barnabé Case Study*. Section 10.4 du livre "Understanding Landslides through Case Studies" de Leroueil et Picarelli. En preparation.
- Locat, J., Lefebvre, G. et Ballivy, G. (1984). *Mineralogy, chemistry, and physical properties interrelationships of some sensitive clays from Eastern Canada*. Canadian Geotechnical Journal, **21** (3): 530–540.
- Locat, P., Fournier, T., Robitaille, D. et Locat, A. (2011b). *Glissement de terrain du 10 mai 2010 Sainte-Jude, Montérégie. Rapport sur les caractéristiques et les causes*. Ministère des Transports du Québec, Rapport MT11-01, 77p.
- Locat, P., Demers, D., Locat, A. et Leroueil, S. (2015). Investigation complémentaire du glissement de terrain de 1993 sur la rivière de la Nation sud, à Lemieux, Ontario. Dans le compte-rendu de la 68th Canadian Conference of Geotechnique and 7th Canadian Conference on Permafrost, Québec, Que., du 20 au 23 septembre 2015.
- Mitchell R.J. (1978). *Earthflow Terrain Evaluation in Ontario*. Dans le rapport final sur le projet Q-53 of the Ontario Joint Transportation and Communications Research Program, Report RR213,

Ministry of Transportations and Communications, Research and Development Division, Édité par : Technology Services, Transportation Technology and Energy Branch.

- Ouehb, L., Leroueil, S., et Locat, J. (2006). Rupture progressive : mécanismes et implications. Université Laval, faculté des sciences et de génie, Département de génie civil. Rapport GCT-2006-04, préparé pour le Ministère des Transports du Québec.
- Ouehb, L. (2007). *Analyse du glissement de Saint-Liguori (1989) dans l'optique d'une rupture progressive*. Mémoire de maîtrise, Département de génie civil, Université Laval, Québec.
- Percival, J.B., Aylsworth, J.M. et Fritz, A. (2001). *Analysis of colour rhythmites in sensitive marine clays (Leda Clay) from eastern Canada*. Dans le compte-rendu de la 12th International Clay Conference, Baha Blanca, Argentina, du 22 au 28 juillet 2001. Édité par : E. Dominguez, G. mas and F. Cravero. Elsevier Science, pp 147-154.
- PLAXIS. (2015). *PLAXIS 2D 2015*. PLAXIS bv. Delft. Netherlands.
- Skempton, A.W. (1964). *Long-term stability of clay slopes*. *Geotechnique*, **14**(2) : 77-102.
- Tavenas, F., Chagnon, J-Y. et La Rochelle P. (1971). *The Saint-Jean-Vianney landslide: observations and eyewitnesses accounts*. *Canadian Geotechnical Journal*, **8** (3): 463-478.
- Tavenas, F. (1984). *Landslides in Canadian sensitive clays - a state-of-the-art*. Dans le compte-rendu du 4th International Symposium on Landslides, Toronto, Ont., 16-21 septembre 1984. University of Toronto, Press, Toronto, Ont. Volume 1, pp. 141-153
- Terzaghi, K., et Peck, R.B. (1948). *Soil mechanics in engineering practice*. John Wiley and Sons, Inc. New-York (US).

Annexe A – Informations complémentaires sur les sondages au piézocône du glissement de 1971.

Tableau A-1 : Coordonnées géographiques, types et position des sondages réalisés lors de l'investigation géotechnique de 2014-2015 sur le site du glissement de 1971 à Casselman, Ontario.

Sondage N°	Coordonnées au GPS de précision (UTM, zone 18N, NAD 83)			Type de sondage réalisé	Position sur le terrain
	X (m)	Y (m)	Z (m)		
01	492205.04	5025272.47	66.20	C, F, S, Z	<u>EG</u>
02	492303.63	5024550.99	67.78	C	<u>EG</u>
03	492657.91	5024857.30	67.82	C,S	<u>EG</u>
04	491689.72	5024869.03	67.82	C	<u>EG</u>
05	492402.43	5024847.59	58.74	C	IG
06	492309.77	5024842.50	57.76	C, F	IG
07	492232.95	5024844.46	58.68	C	IG
08	492158.70	5024853.30	56.03	C, F	IG
09	492082.81	5024839.95	50.94	C	IG
10	492145.54	5024880.48	56.05	C	IG
11	492211.89	5024917.04	57.55	C	IG
12	492262.07	5024725.18	58.47	C	IG
13	492495.11	5024854.07	68.00	C,F,S,Z	<u>EG</u>
14	492212.17	5024831.26	57.08	C	IG
15	492288.68	5024831.40	58.10	C	IG
16	492406.00	5024712.00	60.00	C	IG

Légende :

C : piézocône
 F : forage avec échantillonnage
 S : scissomètre
 Z : nid de piézomètre

EG : à l'extérieur du glissement
 IG : à l'intérieur du glissement

Tableau A-2 : Élévation du terrain naturel, élévation du refus, profondeur du refus, type d'arrêt ainsi que la date de réalisation pour chacun des sondages au piézocône réalisés sur le site.

N° du sondage	Élévation initiale (m)	Élévation du refus (m)	Profondeur du refus (m)	Type d'arrêt	Date de réalisation (aaaa-mm-jj)
C01	66.20	22.88	43.32	Refus	2015-01-22
C02	67.78	28.90	38.88	Refus	2014-09-03
C03	67.82	30.23	37.59	Refus	2014-09-17
C04	67.82	33.37	34.45	Refus	2014-09-15
C05	58.74	27.69	31.05	Refus	2015-01-23
C06	57.76	29.14	28.62	Refus	2015-01-30
C07	58.68	30.96	27.72	Refus	2015-01-30
C08	56.03	31.29	24.74	Refus	2015-01-29
C09	50.94	30.88	20.06	Refus	2015-01-27
C10	56.05	30.72	25.33	Refus	2015-01-28
C11	57.55	27.41	30.14	Refus	2015-02-03
C12	58.47	27.37	31.10	Refus	2015-02-05
C13	68.00	28.51	39.49	Refus	2014-09-17
C14	57.08	30.24	26.84	Refus	2015-02-04
C15	58.10	29.84	28.26	Refus	2015-02-04
C16	60.00	29.11	30.89	Refus	2015-02-06

MINISTÈRE DES TRANSPORTS - ESSAI AU PIÉZOCÔNE

SITE: Casselman

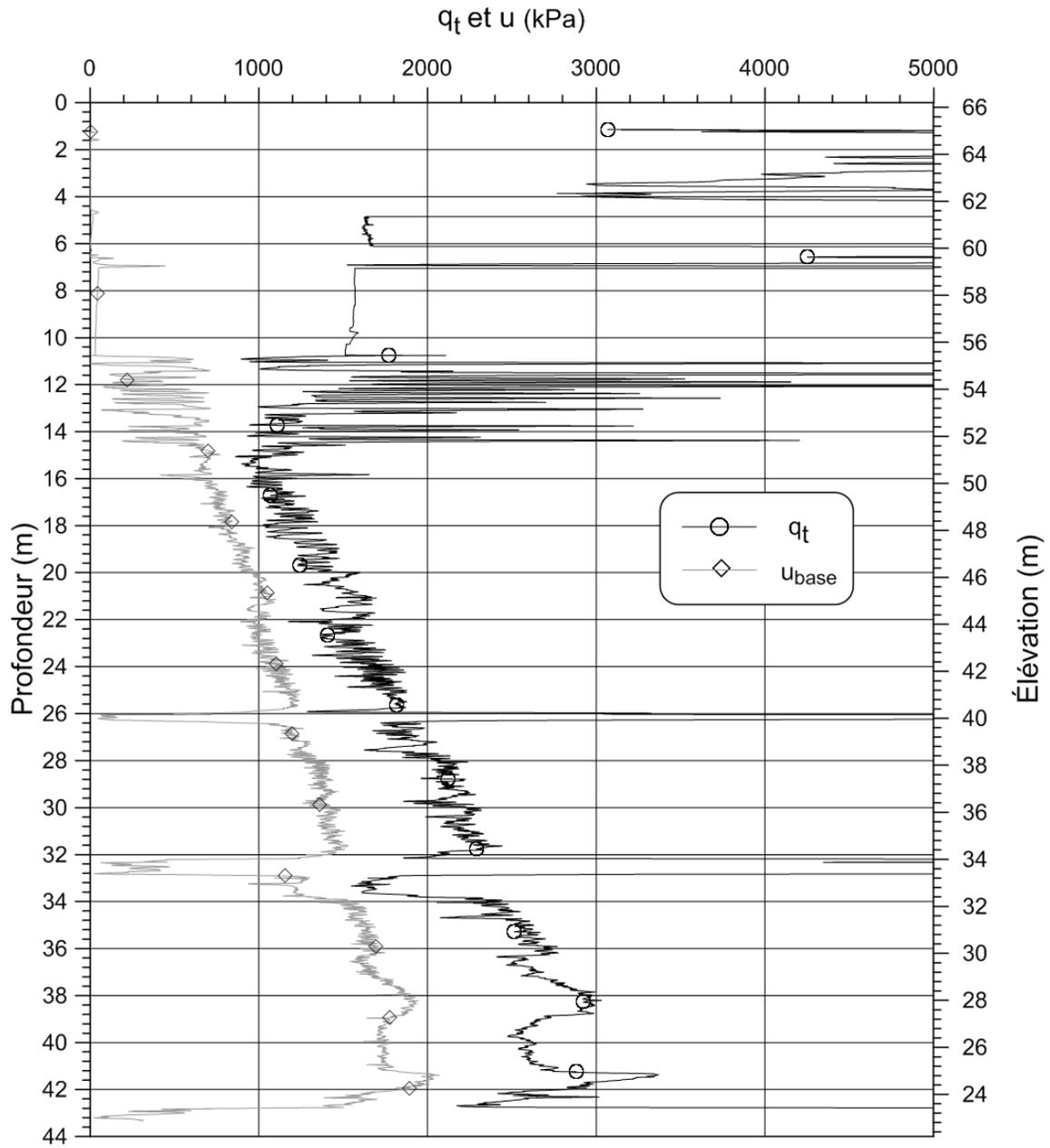
ESSAI: C01

ÉLEVATION T.N.: 66,20 m

AVANT-TROU: 1,00 m

PROF. ATTEINTE: 43,32 m [R]

DATE: 2015-01-22



SONDE: Vertek DTA1205 5T (GHD)

VITESSE: 60 cm/min

INCRÉMENT: 1,0 cm

Figure A-1 : Profil de l'essai au piézocône réalisé au site 01.



MINISTÈRE DES TRANSPORTS - ESSAI AU PIÉZOCÔNE

SITE: Casselman

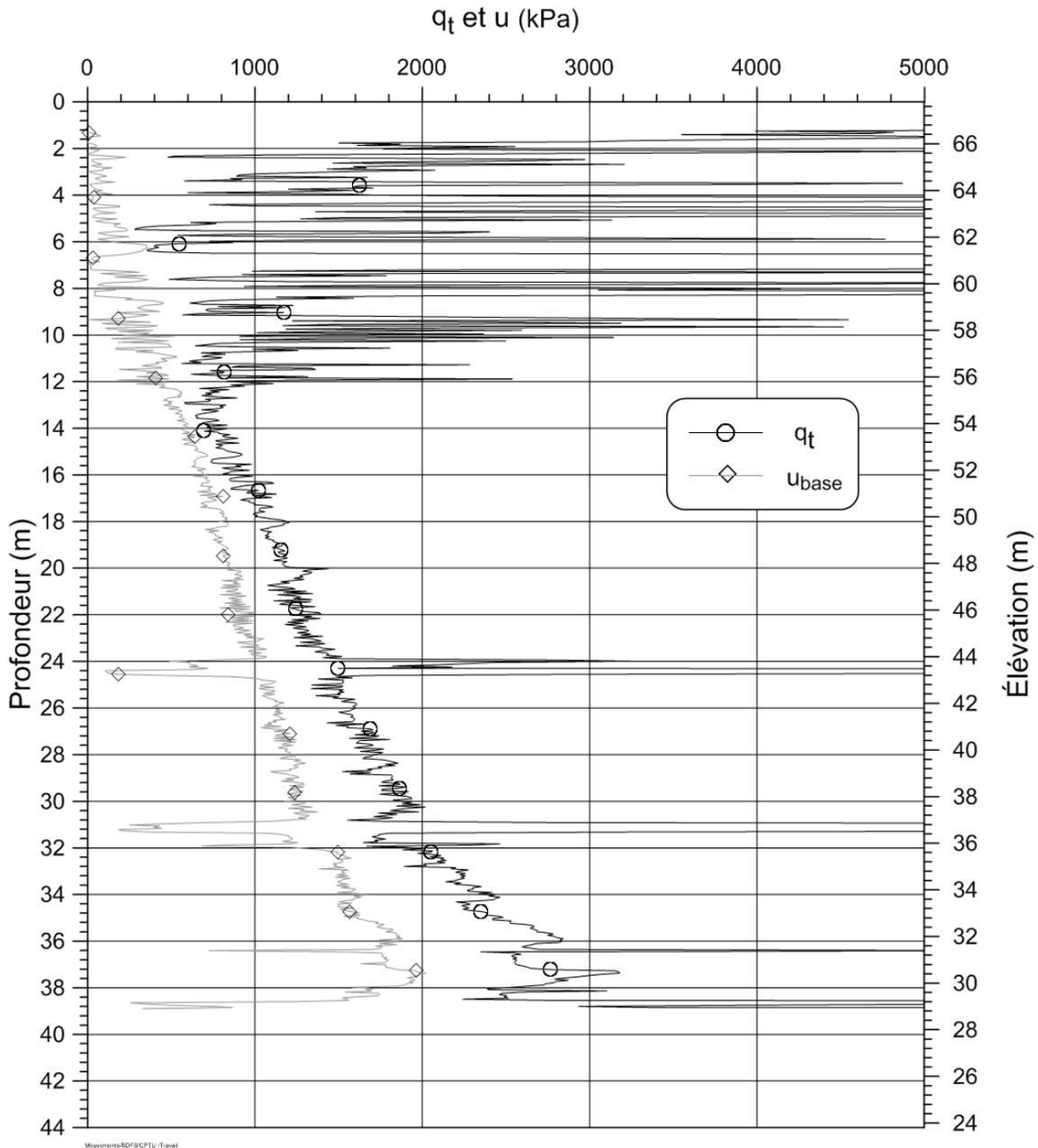
ESSAI: C02

ÉLÉVATION T.N.: 67,78 m

AVANT-TROU: 1,00 m

PROF. ATTEINTE: 38,88 m [R]

DATE: 2014-09-03



SONDE: Vertek DTA1205 5T (GHD)

VITESSE: 60 cm/min

INCRÉMENT: 1,0 cm

Figure A-2 : Profil de l'essai au piézocône réalisé au site 02.

MINISTÈRE DES TRANSPORTS - ESSAI AU PIÉZOCÔNE

SITE: Casselman

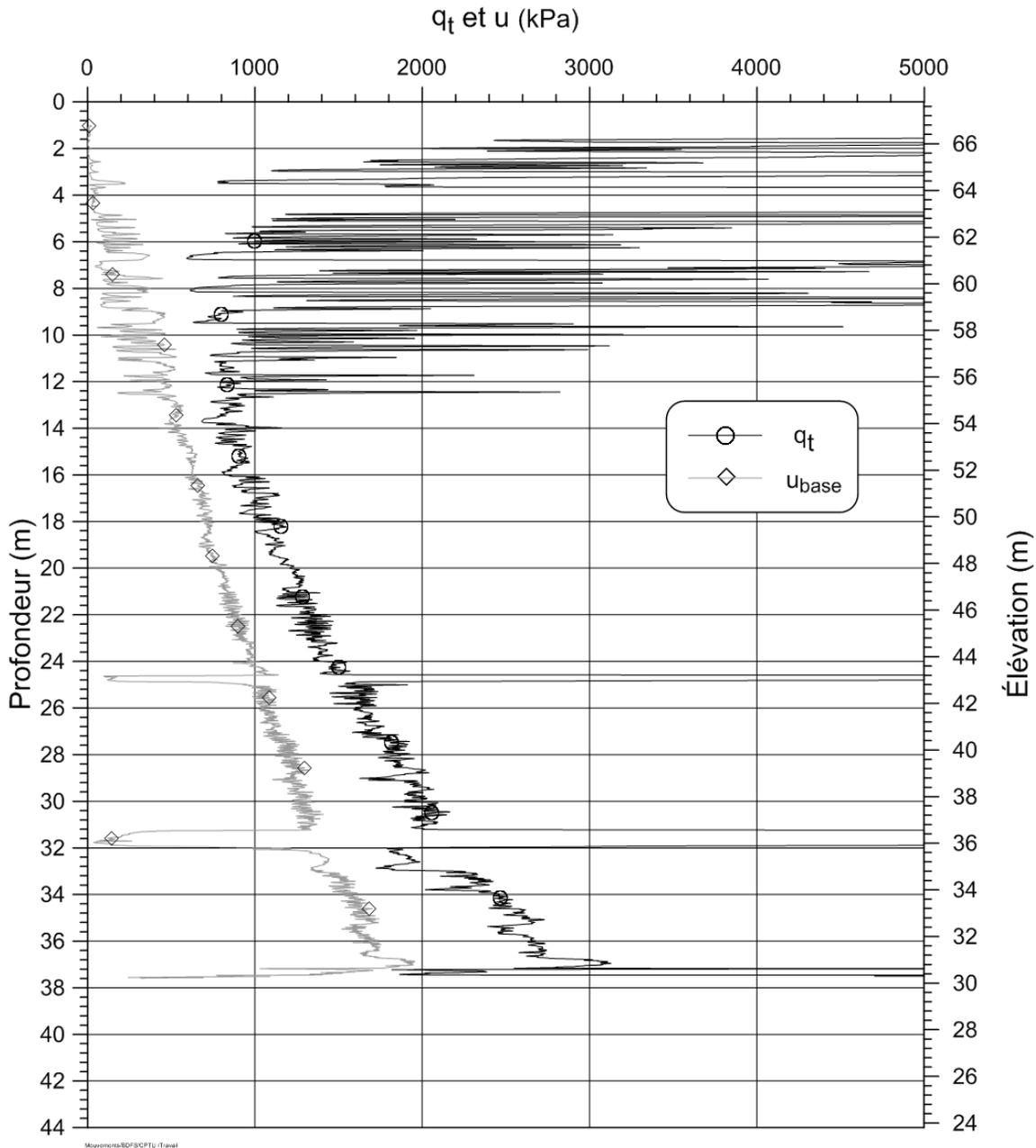
ESSAI: C03

ÉLÉVATION T.N.: 67,82 m

AVANT-TROU: 1,00 m

PROF. ATTEINTE: 37,59 m [R]

DATE: 2014-09-17



SONDE: Vertek DTA1205 5T (GHD)

VITESSE: 60 cm/min

INCRÉMENT: 1,0 cm

Figure A-3 : Profil de l'essai au piézocône réalisé au site 03.

MINISTÈRE DES TRANSPORTS - ESSAI AU PIÉZOCÔNE

SITE: Casselman

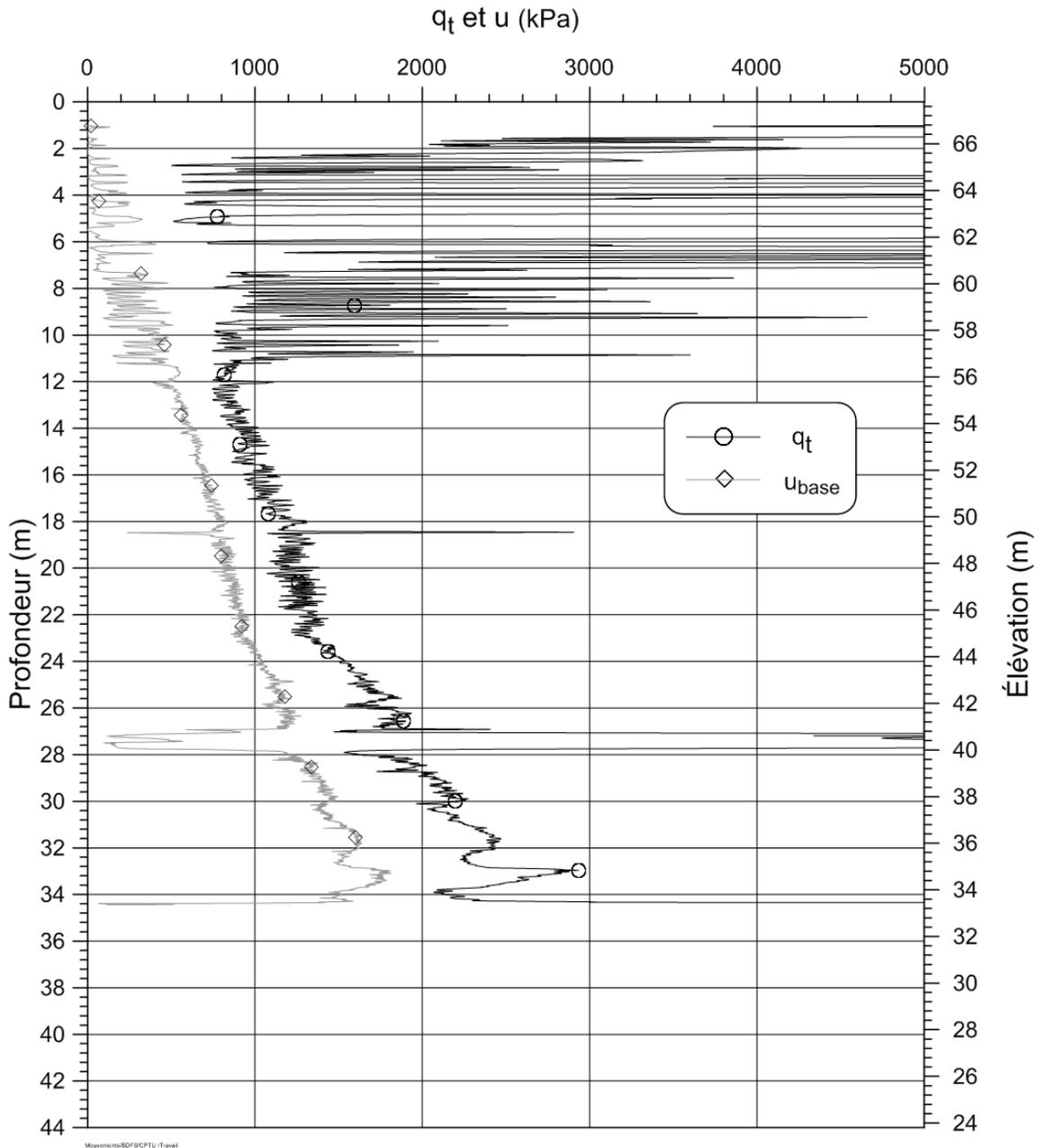
ESSAI: C04

ÉLEVATION T.N.: 67,82 m

AVANT-TROU: 1,00 m

PROF. ATTEINTE: 34,45 m [R]

DATE: 2014-09-15



SONDE: Vertek DTA1205 5T (GHD)

VITESSE: 60 cm/min

INCRÉMENT: 1,0 cm

Figure A-4 : Profil de l'essai au piézocône réalisé au site 04.

MINISTÈRE DES TRANSPORTS - ESSAI AU PIÉZOCÔNE

SITE: Casselman

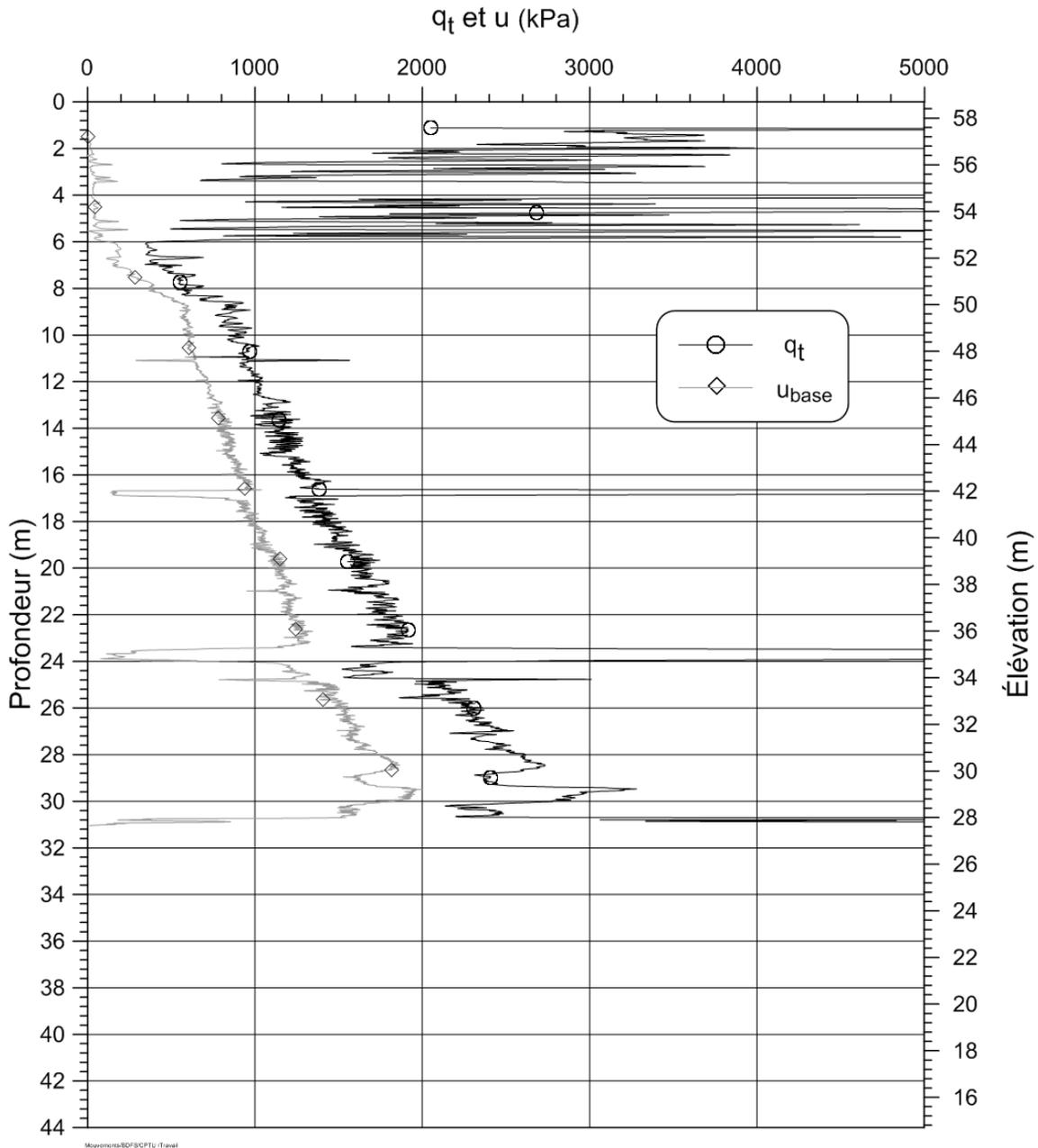
ESSAI: C05

ÉLÉVATION T.N.: 58,74 m

AVANT-TROU: 1,00 m

PROF. ATTEINTE: 31,05 m [R]

DATE: 2015-01-23



SONDE: Vertek DTA1205 5T (GHD)

VITESSE: 60 cm/min

INCRÉMENT: 1,0 cm

Figure A-5: Profil de l'essai au piézocône réalisé au site 05.

MINISTÈRE DES TRANSPORTS - ESSAI AU PIÉZOCÔNE

SITE: Casselman

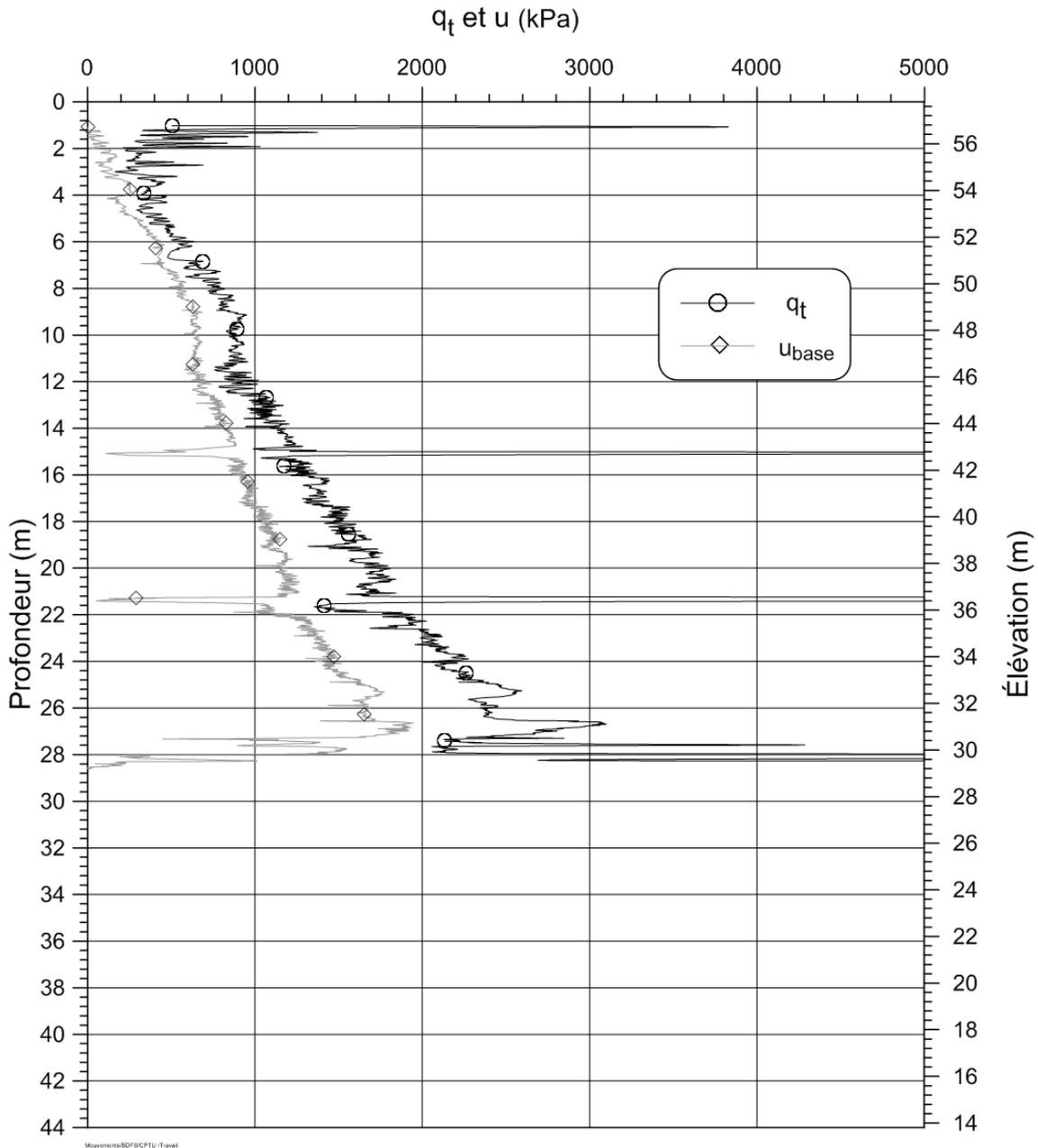
ESSAI: C06

ÉLEVATION T.N.: 57,76 m

AVANT-TROU: 1,00 m

PROF. ATTEINTE: 28,62 m [R]

DATE: 2015-01-30



SONDE: Vertek DTA1205 5T (GHD)

VITESSE: 60 cm/min

INCRÉMENT: 1,0 cm

Figure A-6 : Profil de l'essai au piézocône réalisé au site 06.

MINISTÈRE DES TRANSPORTS - ESSAI AU PIÉZOCÔNE

SITE: Casselman

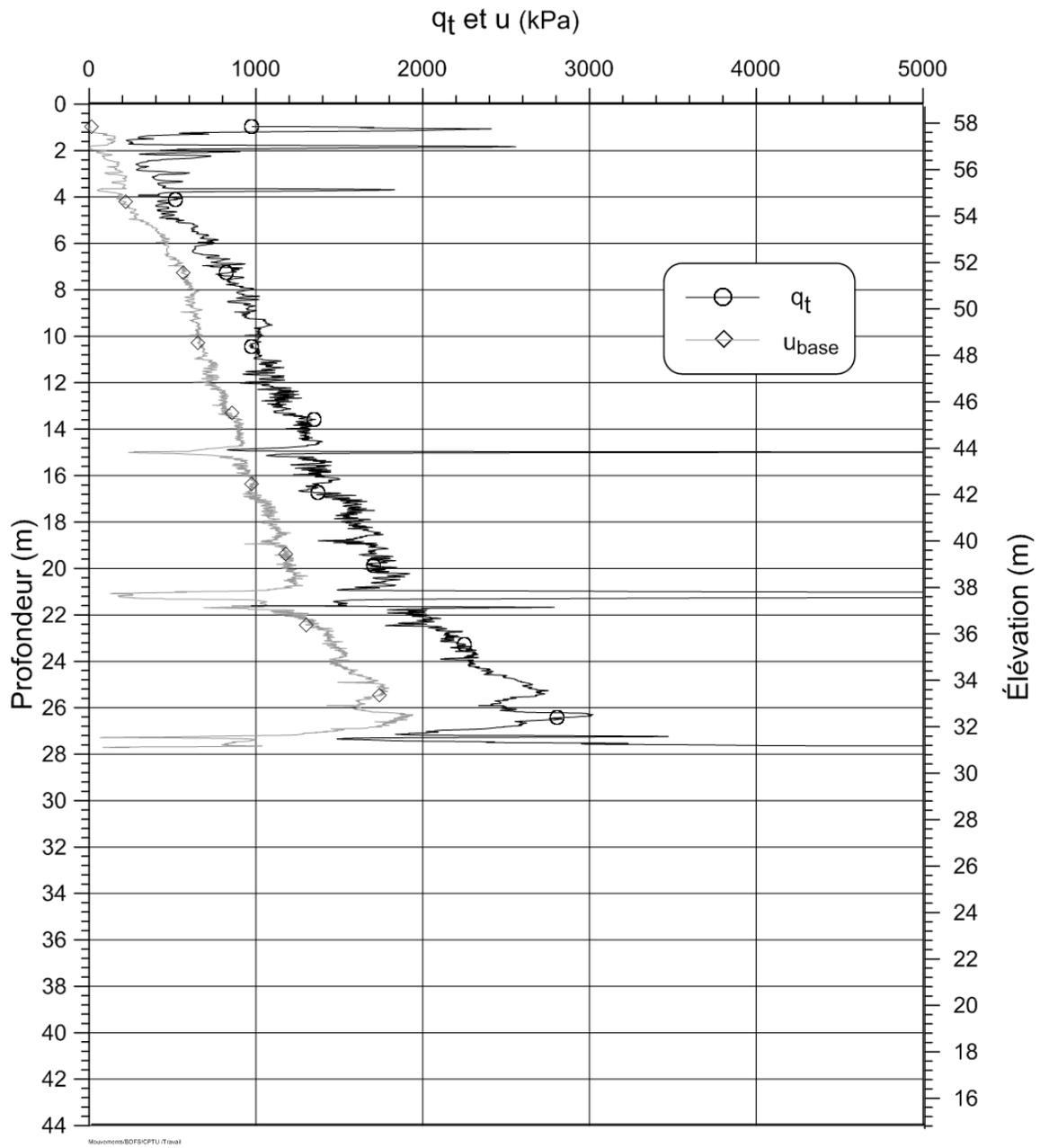
ESSAI: C07

ÉLÉVATION T.N.: 58,68 m

AVANT-TROU: 1,00 m

PROF. ATTEINTE: 27,72 m [R]

DATE: 2015-01-30

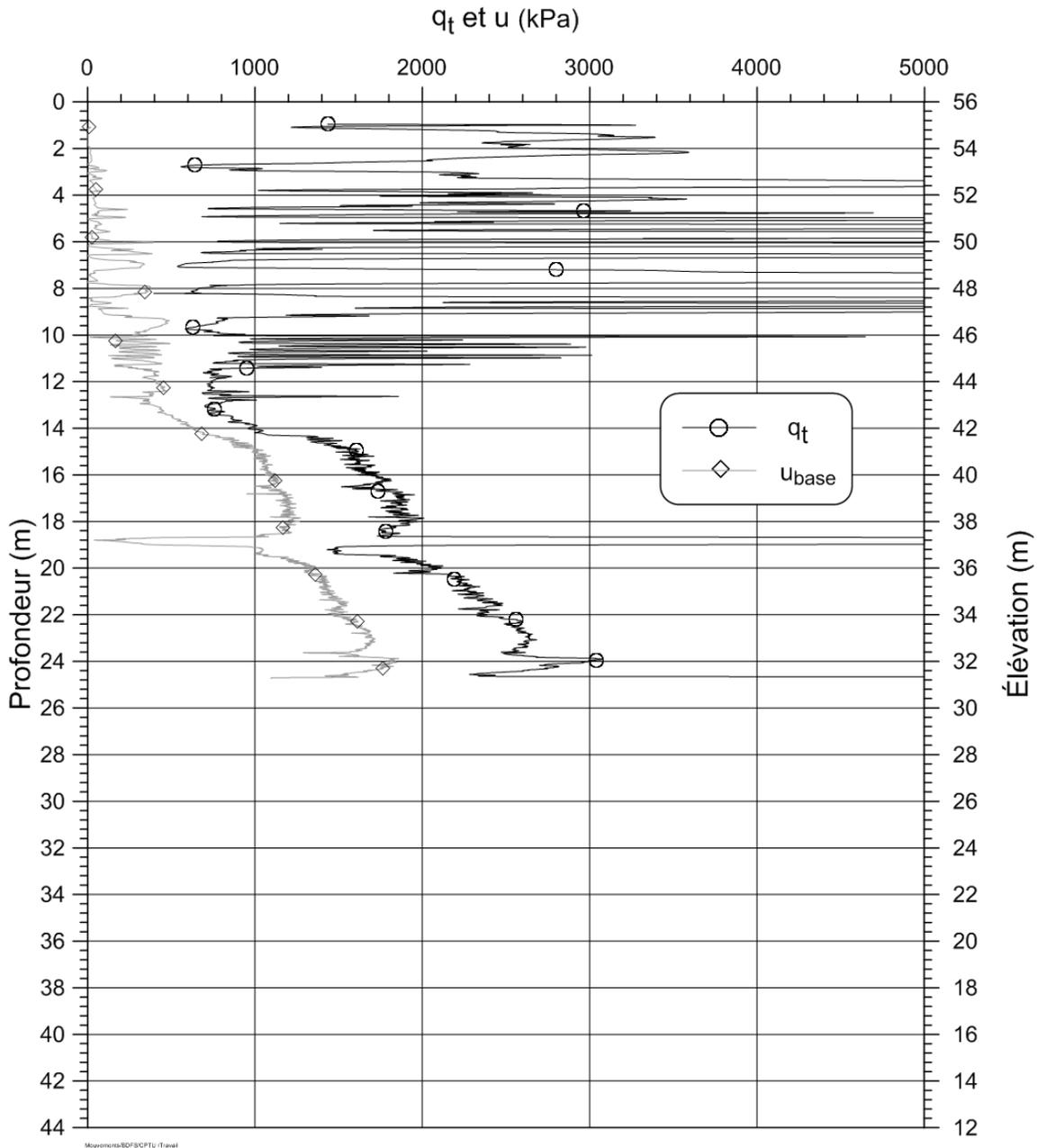


SONDE: Vertek DTA1205 5T (GHD)

VITESSE: 60 cm/min

INCRÉMENT: 1,0 cm

Figure A-7 : Profil de l'essai au piézocône réalisé au site 07.



SONDE: Vertek DTA1205 5T (GHD)
VITESSE: 60 cm/min
INCRÉMENT: 1,0 cm

Figure A-8 : Profil de l'essai au piézocône réalisé au site 08.

MINISTÈRE DES TRANSPORTS - ESSAI AU PIÉZOCÔNE

SITE: Casselman

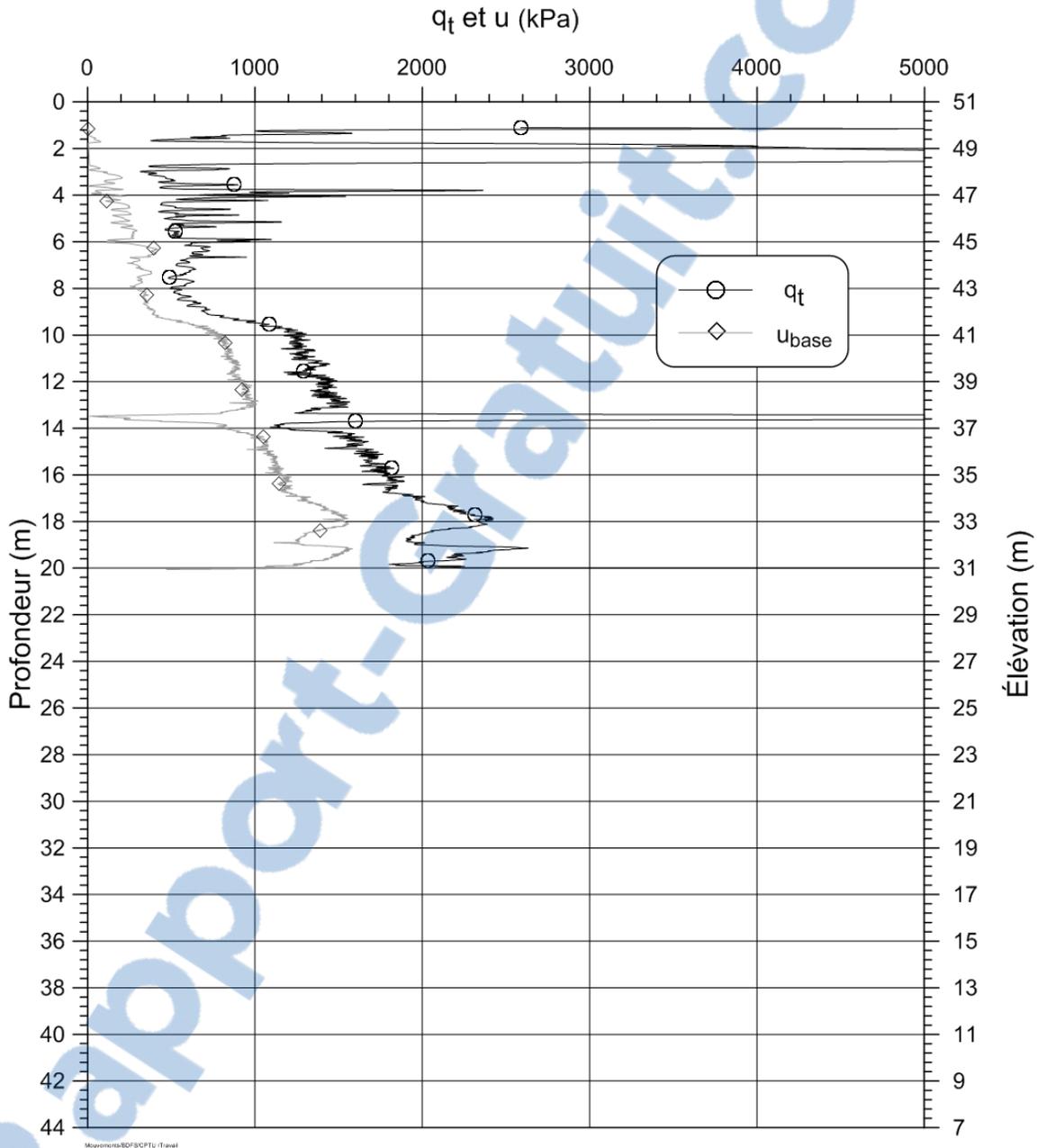
ESSAI: C09

ÉLÉVATION T.N.: 50,94 m

AVANT-TROU: 1,00 m

PROF. ATTEINTE: 20,06 m [R]

DATE: 2015-01-27



SONDE: Vertek DTA1205 5T (GHD)

VITESSE: 60 cm/min

INCRÉMENT: 1,0 cm

Figure A-9 : Profil de l'essai au piézocône réalisé au site 09.

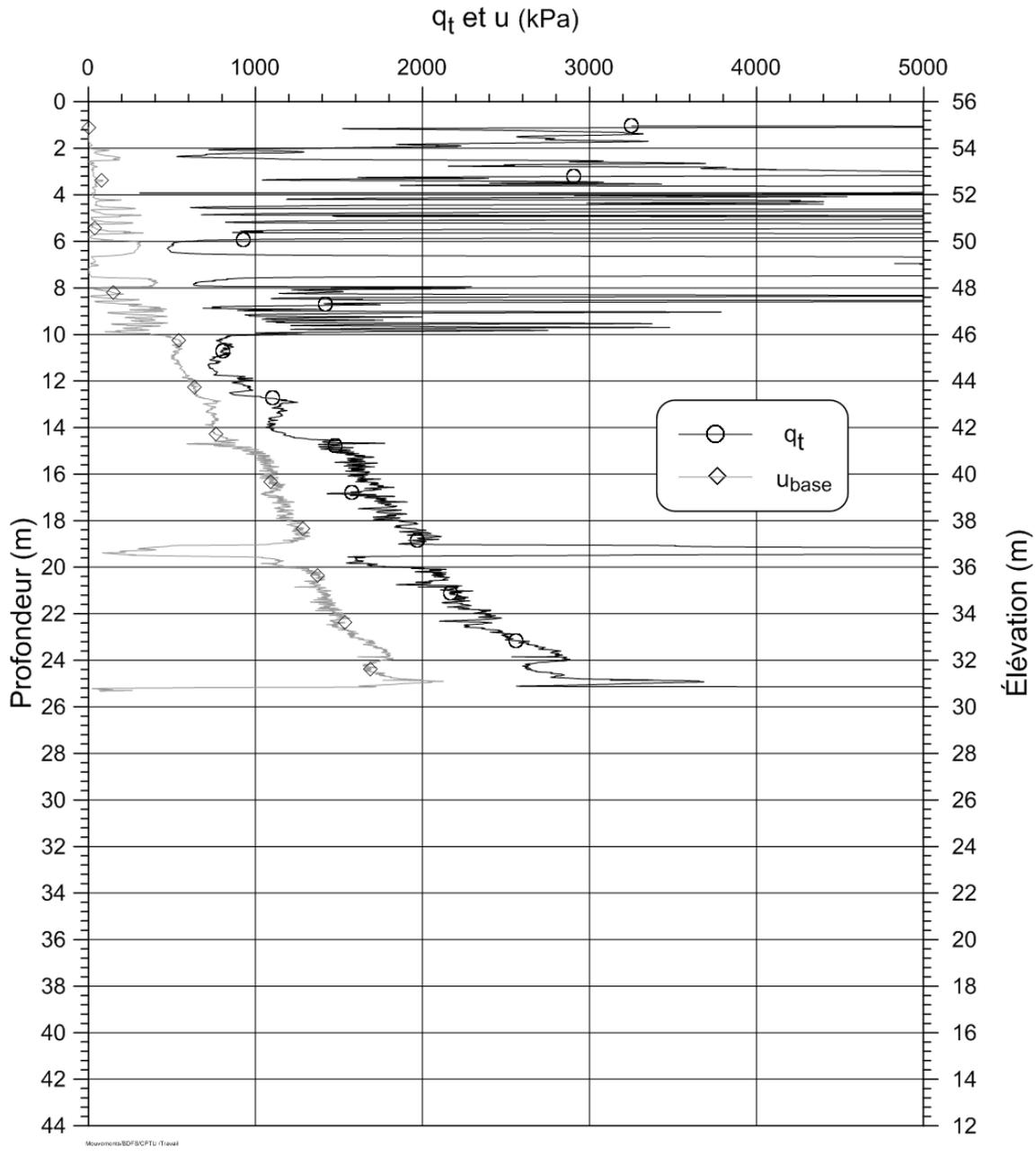


Figure A-10 : Profil de l'essai au piézocône réalisé au site 10.

MINISTÈRE DES TRANSPORTS - ESSAI AU PIÉZOCÔNE

SITE: Casselman

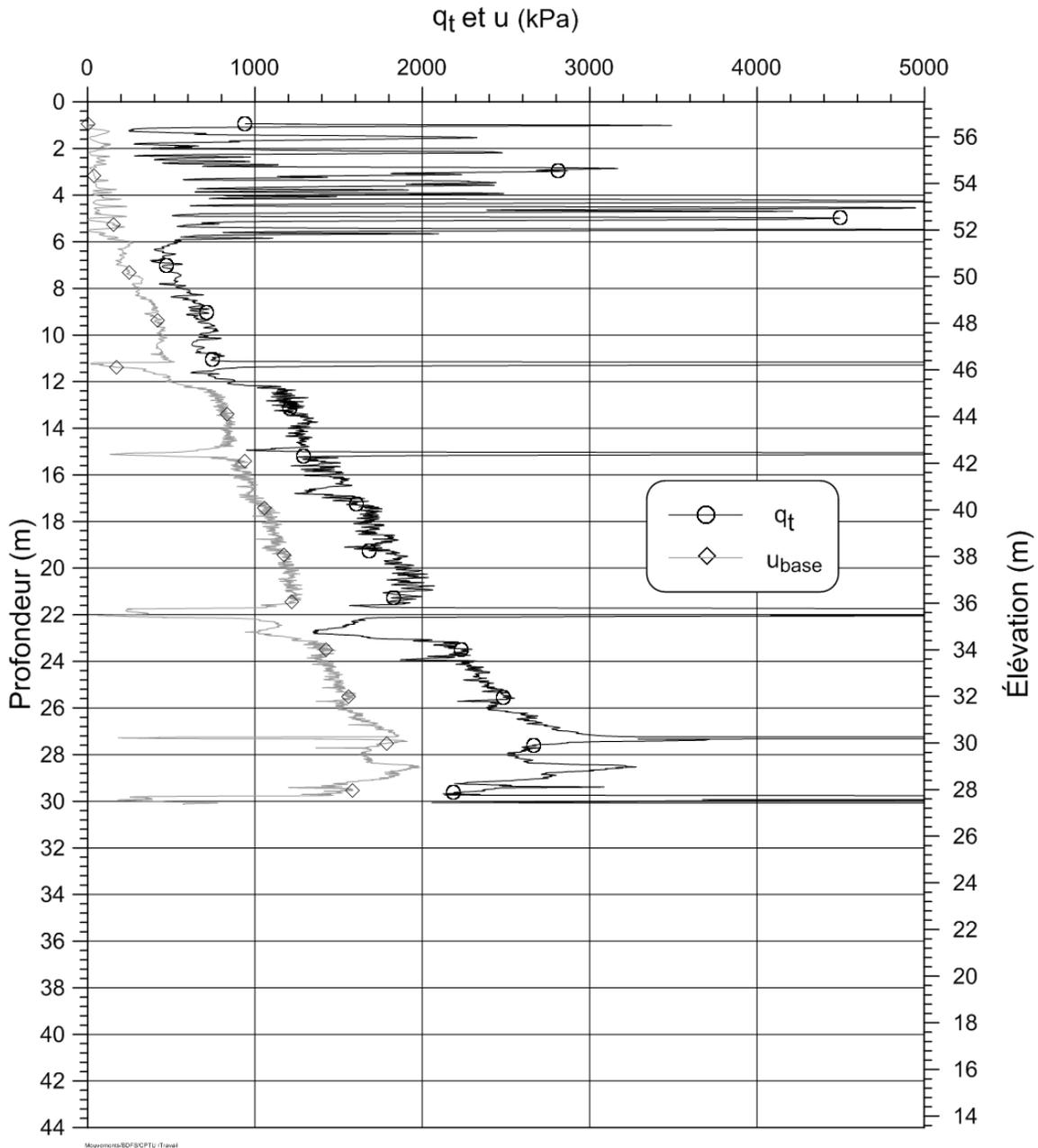
ESSAI: C11

ÉLÉVATION T.N.: 57,55 m

AVANT-TROU: 1,00 m

PROF. ATTEINTE: 30.14 m [R]

DATE: 2015-02-03



SONDE: Vertek DTA1205 5T (GHD)

VITESSE: 60 cm/min

INCRÉMENT: 1,0 cm

Figure A-11 : Profil de l'essai au piézocône réalisé au site 11.

MINISTÈRE DES TRANSPORTS - ESSAI AU PIÉZOCÔNE

SITE: Casselman

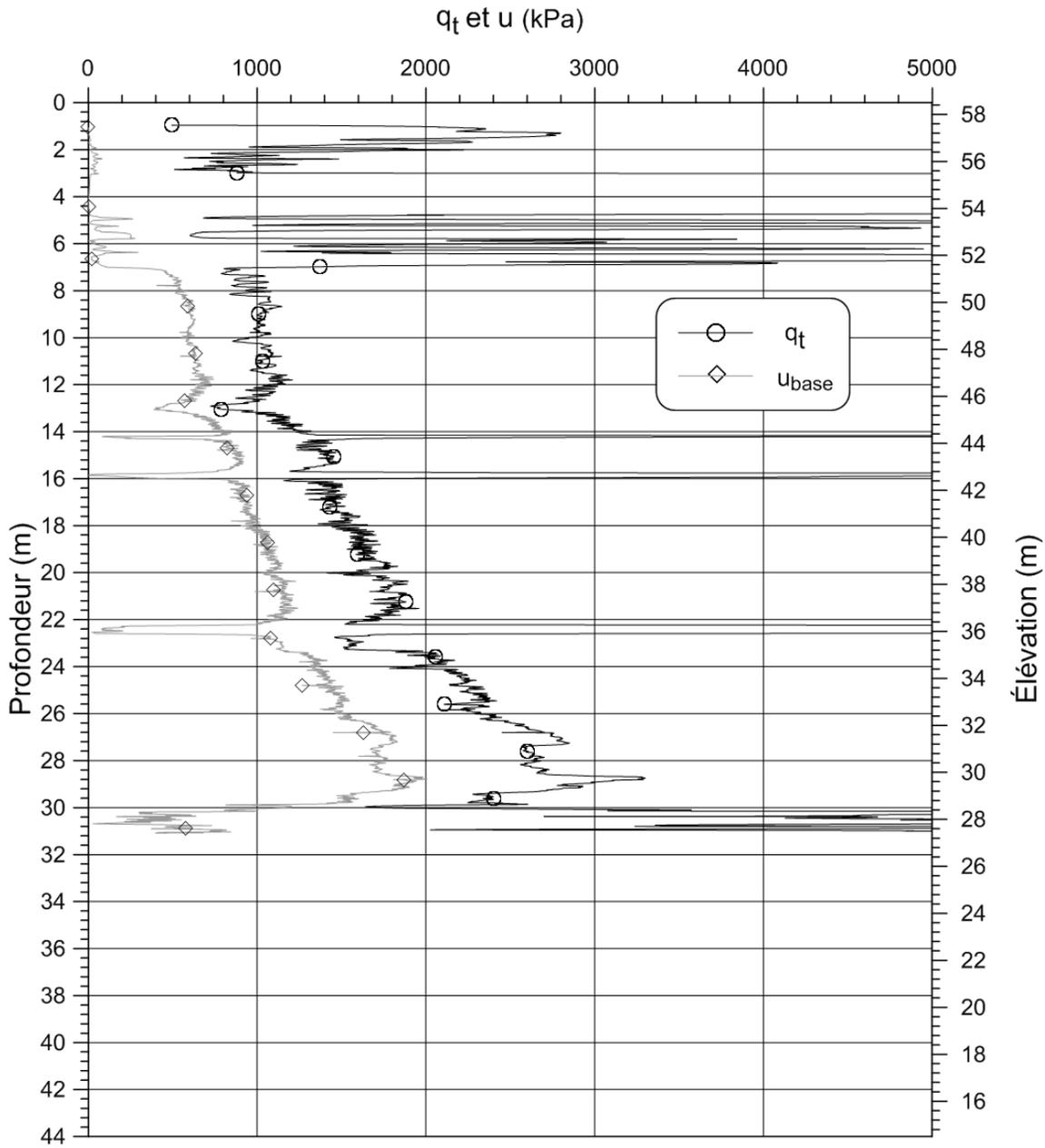
ESSAI: C12

ÉLÉVATION T.N.: 58,47 m

AVANT-TROU: 1,00 m

PROF. ATTEINTE: 31.10 m [R]

DATE: 2015-02-05



SONDE: Vertek DTA1205 5T (GHD)

VITESSE: 60 cm/min

INCRÉMENT: 1,0 cm

Figure A-12 : Profil de l'essai au piézocône réalisé au site 12.

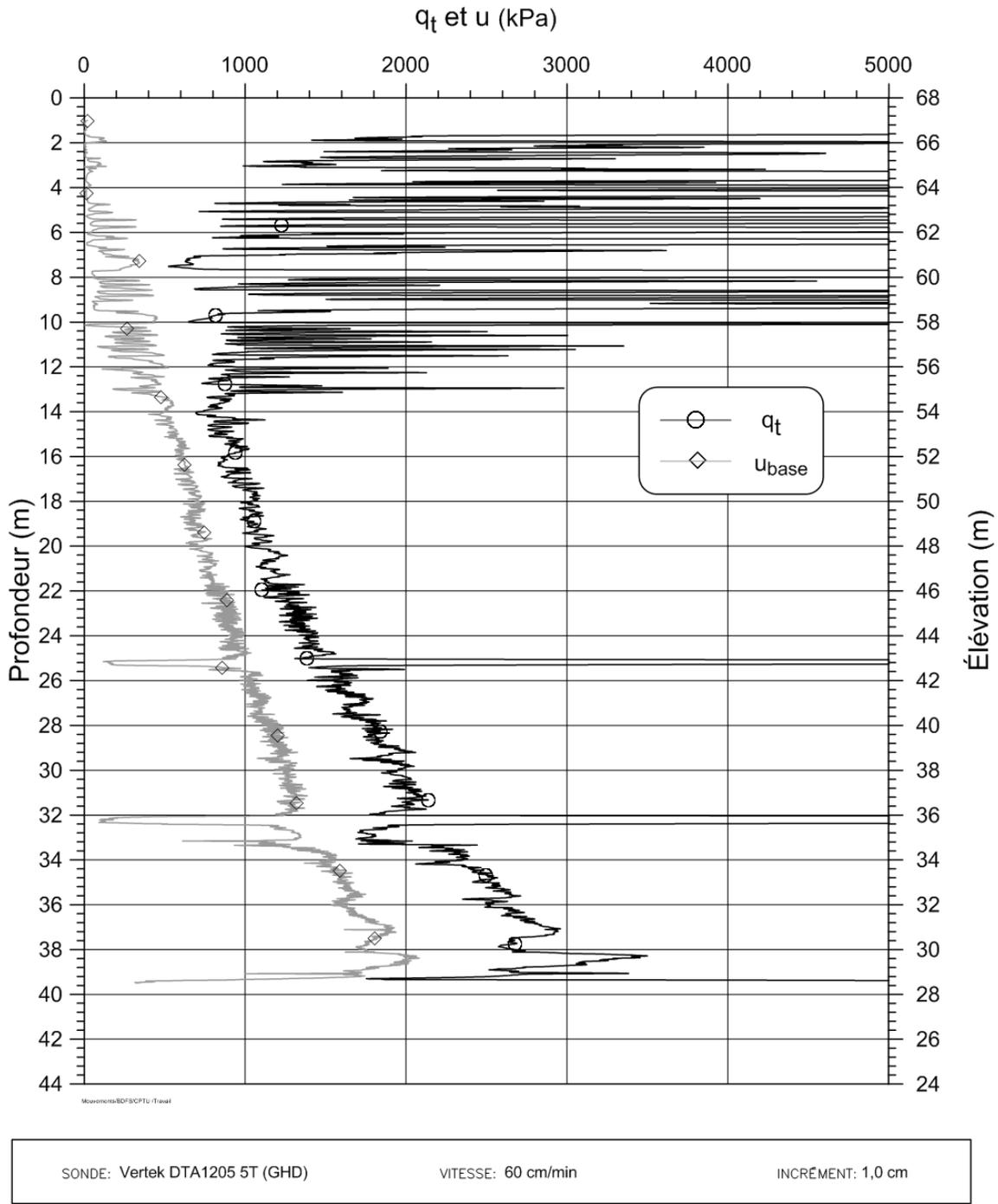


Figure A-13 : Profil de l'essai au piézocône réalisé au site 13.

MINISTÈRE DES TRANSPORTS - ESSAI AU PIÉZOCÔNE

SITE: Casselman

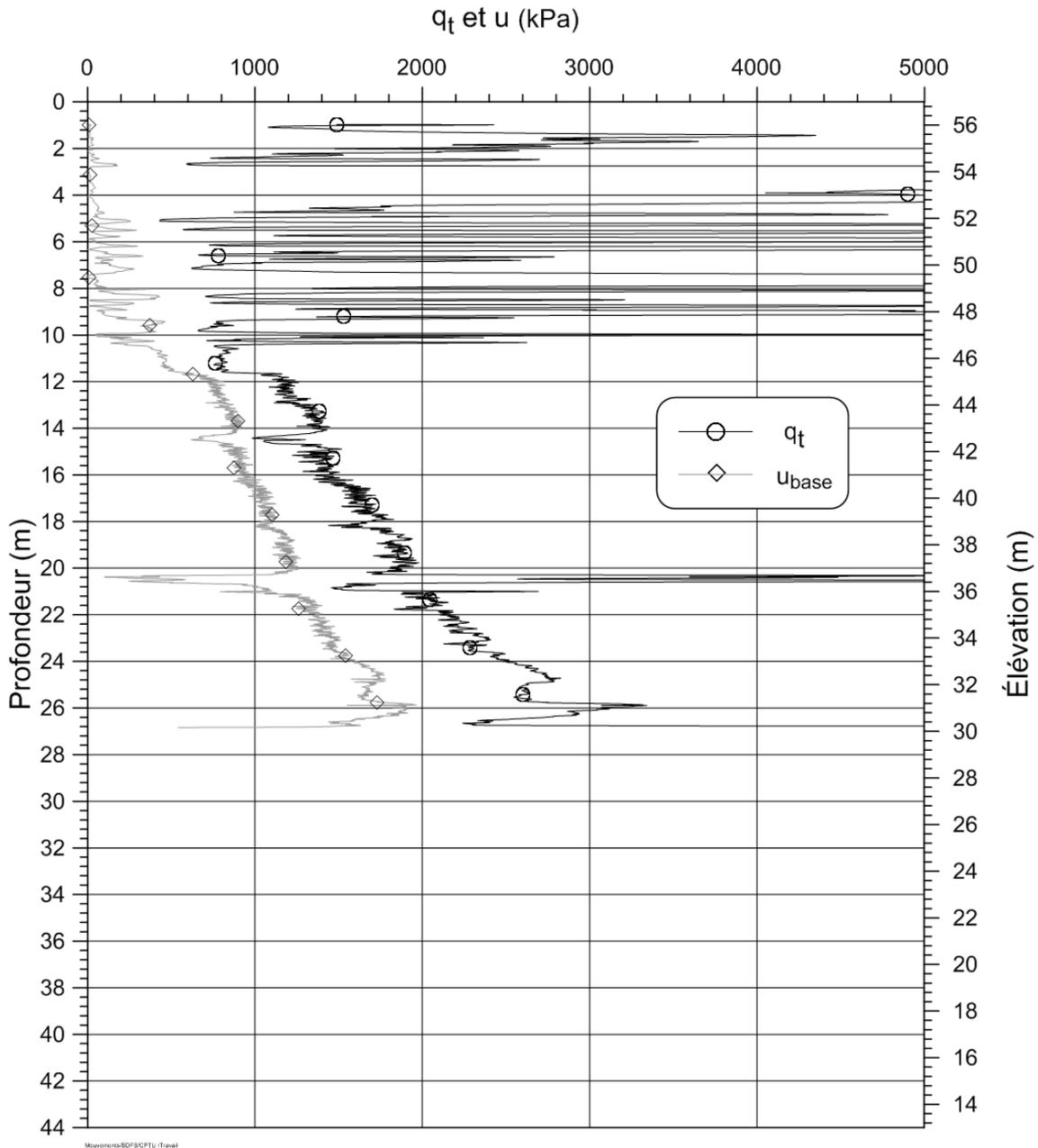
ESSAI: C14

ÉLÉVATION T.N.: 57,01 m

AVANT-TROU: 1,00 m

PROF. ATTEINTE: 26.84 m [R]

DATE: 2015-02-04



SONDE: Vertek DTA1205 5T (GHD)

VITESSE: 60 cm/min

INCRÉMENT: 1,0 cm

Figure A-14 : Profil de l'essai au piézocône réalisé au site 14.

MINISTÈRE DES TRANSPORTS - ESSAI AU PIÉZOCÔNE

SITE: Casselman

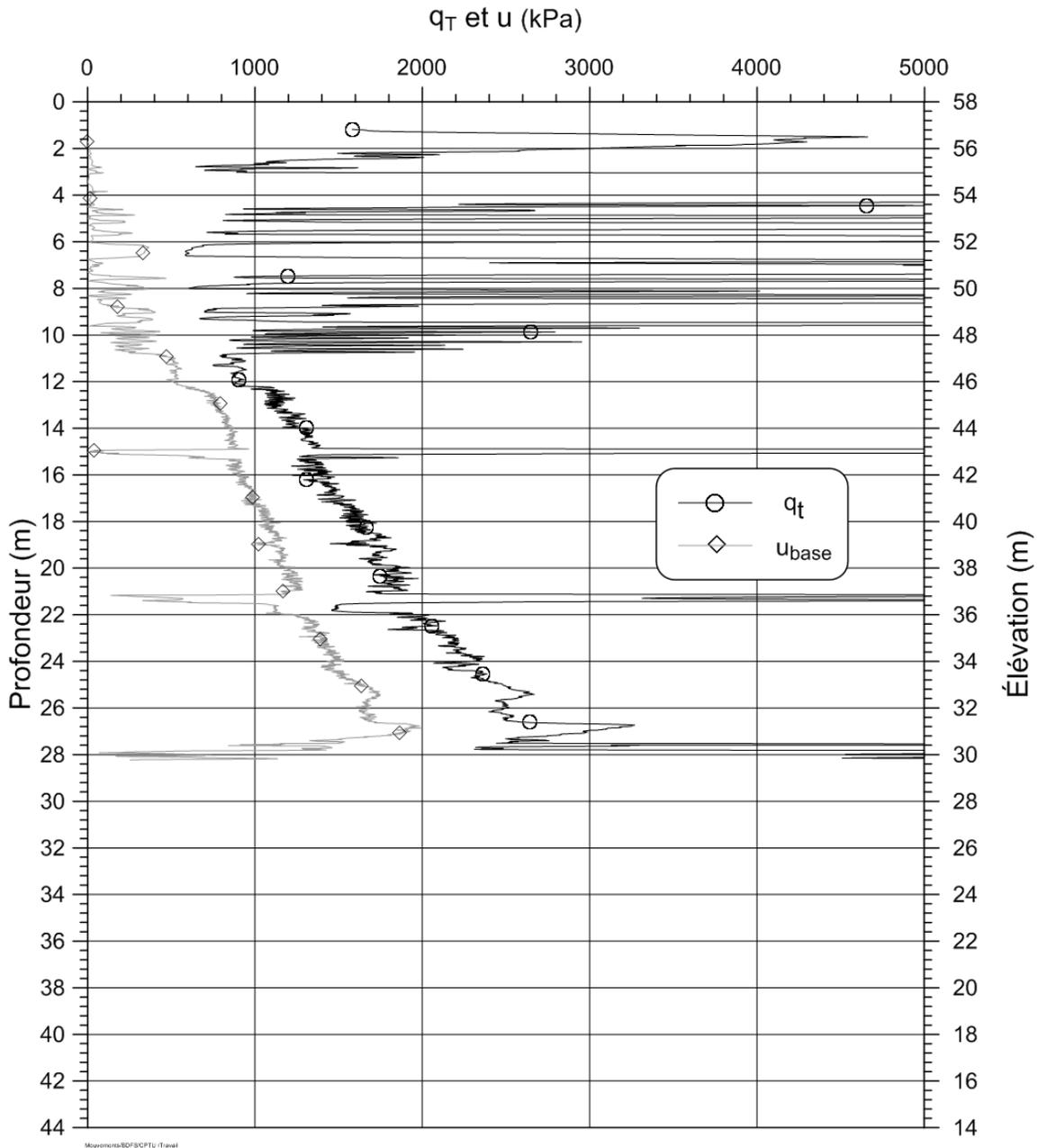
ESSAI: C15

ÉLÉVATION T.N.: 58,10 m

AVANT-TROU: 1,00 m

PROF. ATTEINTE: 28.26 m [R]

DATE: 2015-02-04



SONDE: Vertek DTA1205 5T (GHD)

VITESSE: 60 cm/min

INCRÉMENT: 1,0 cm

Figure A-15 : Profil de l'essai au piézocône réalisé au site 15.

MINISTÈRE DES TRANSPORTS - ESSAI AU PIÉZOCÔNE

SITE: Casselman

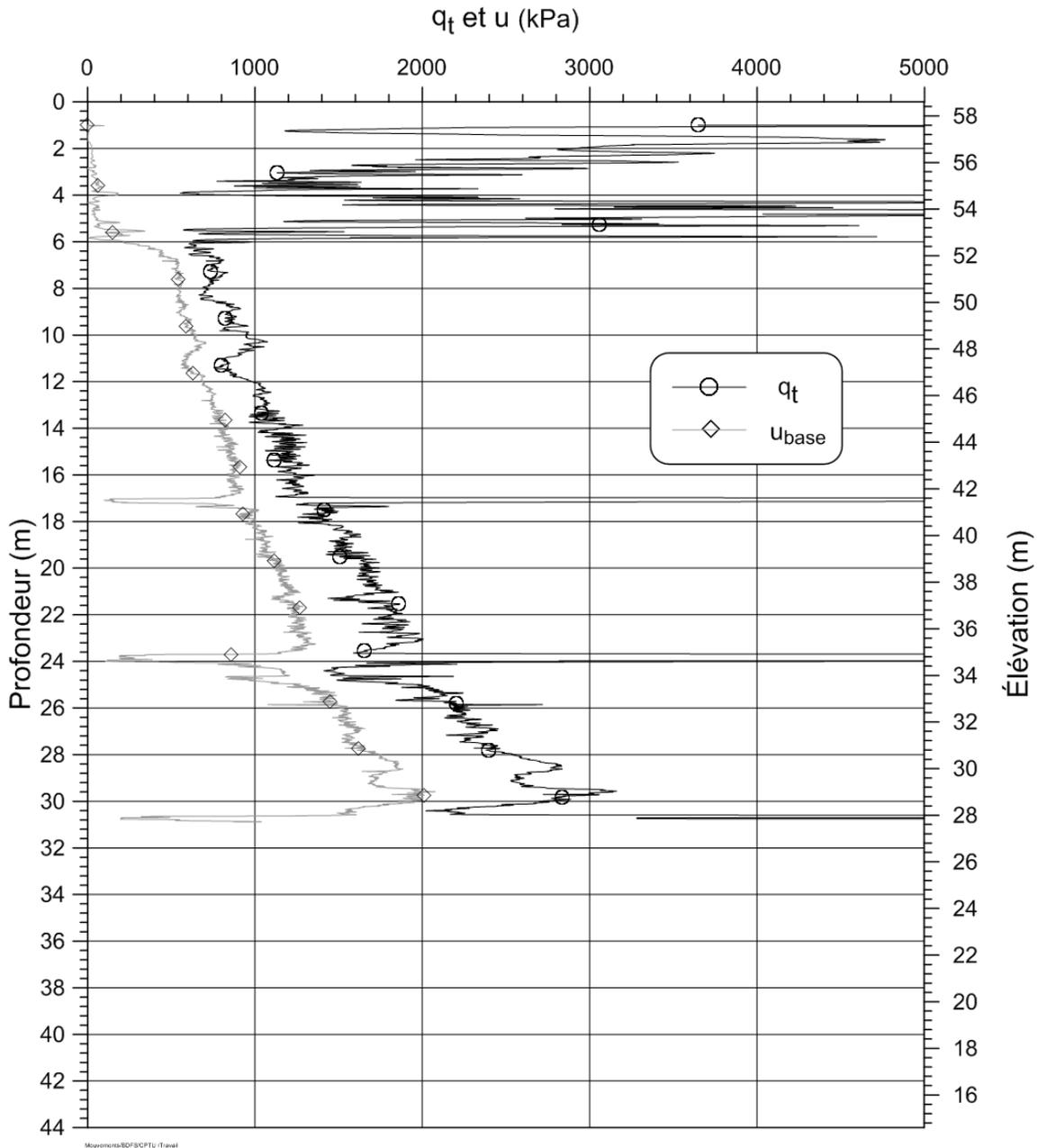
ESSAI: C16

ÉLÉVATION T.N.: 60.00 m

AVANT-TROU: 1,00 m

PROF. ATTEINTE: 30,89 m [R]

DATE: 2015-02-06



SONDE: Vertek DTA1205 5T (GHD)

VITESSE: 60 cm/min

INCRÉMENT: 1,0 cm

Figure A-16 : Profil de l'essai au piézocône réalisé au site 16.

Annexe B – Données complémentaires sur les autres essais de terrain réalisés sur le site du glissement de 1971.

Tableau B-1 : Intervalle de profondeur et nombre d'essais réalisés au scissomètre pour chacun des sites de sondage.

N° du scissomètre	Profondeur (m)	Nb d'essais
S01	Entre 11.5 et 24.6	13
S03	Entre 14.6 et 24.6	11
S13	Entre 12.0 et 25.0	14

Tableau B-2: Type et profondeur d'installation pour chacun des piézomètres installés sur le site.

N° du piézomètre	Type	Profondeur (m)
Z01	PFL-1	4.5
	PFL-2	44.0
	Corde vibrante-1	8.0
	Corde vibrante-2	16.0
	Corde vibrante-3	27.0
	Corde vibrante-4	38.0
Z13	PFL-1	5.0
	PFL-2	13.0
	PFL-3	26.0

Légende :

PFL : piézomètre de type Casagrande

Corde vibrante : piézomètre électrique

Tableau B-3 : Profondeur et nombre de tubes Shelby ou de cuillères fendues prélevés pour chacun des forages réalisés.

N° du forage	Profondeur (m)	Tubes Shelby	Cuillères fendues
F01	Entre 1 et 43.6	36	12
F06	Entre 5.5 et 15.3	12	2
F08	Entre 13.0 et 16.1	6	0
F13	Entre 1 et 40.8	11	8

Tableau B-4 : Numéro du tube, profondeur, élévation et type de prélèvement des échantillons intacts du forage F01-A.

N° du forage	N° du tube	Profondeur (m)	Élévation (m)	Type de prélèvement
F01-A	4684	14.0	52.2	PS
	4722	16.0	50.2	PS
	4604	17.0	49.2	PS
	4628	18.0	48.2	PS
	4044	18.7	47.5	PS
	4050	20.0	46.2	PS
	4555	21.0	45.2	PS
	4101	22.0	44.2	PS
	4594	23.0	43.2	PS
	3540	24.0	42.2	PS
	4721	25.0	41.2	PS
	3573	26.0	40.2	PS
	3580	27.0	39.2	PS
	4047	28.0	38.2	PS
	4505	29.0	37.2	PS
	4569	30.0	36.2	PS
	4585	32.0	34.2	PS
4694	32.3	33.9	PS	

Légende :

P.S. : Tube Shelby prélevé par piston stationnaire

T.M. : Tube Shelby prélevé par enfoncement mécanique

Tableau B- 5 : Numéro du tube, profondeur, élévation et type de prélèvement des échantillons intacts des forages F01-B et F01-C.

N° du forage	N° du tube	Profondeur (m)	Élévation (m)	Type de prélèvement
F01-B	4019	19.5	46.7	PS
	3003	20.5	45.7	PS
	3595	21.5	44.7	PS
	3170	22.5	43.7	PS
	3124	23.5	42.7	PS
	2007	24.5	41.7	PS
	Sac	25.5	40.7	-
	4513	26.5	39.7	PS
	4639	27.5	38.7	PS
	4521	29.5	36.7	PS
F01-C	4561	18	48.2	PS
	3139	19.5	46.7	TM
	3071	20.2	46.0	TM
	3017	23.5	42.7	TM
	4031	25.5	40.7	TM
	4144	26.5	39.7	TM
	3055	27.5	38.7	TM
	3056	29.5	36.7	TM

Tableau B-6 : Numéro du tube, profondeur, élévation et type de prélèvement des échantillons intacts des forages F06-A et F06-B ainsi que F08-A et F08-B.

N° du forage	N° du tube	Profondeur (m)	Élévation (m)	Type de prélèvement
F06-A	4525	5.5	52.3	TM
	4111	7.0	50.8	TM
	4126	8.5	49.3	TM
	4124	10.0	47.8	TM
	4540	11.0	46.8	TM
	4127	12.0	45.8	TM
	4118	13.0	44.8	TM
	4128	14.0	43.8	TM
F06-B	3020	10.5	47.3	TM
	4635	11.5	46.3	TM
	3508	12.5	45.3	TM
	3052	13.5	44.3	TM
F08-A	4641	13.5	42.5	TM
	4599	14.5	41.5	TM
	4007	15.5	40.5	TM
F08-B	4973	13.0	43.0	TM
	4010	14.0	42.0	TM
	4703	15.0	41.0	TM

Tableau B-7 : Numéro du tube, profondeur, élévation et type de prélèvement des échantillons intacts du forage F13.

N° du forage	N° du tube	Profondeur (m)	Élévation (m)	Type de prélèvement
F13	Non-disponible1	12.0	56.0	PS
	4616	14.0	54.0	PS
	Non-disponible2	16.0	52.0	PS
	4514	18.0	50.0	PS
	4150	20.0	48.0	PS
	4094	22.0	46.0	PS
	4564	24.0	44.0	PS
	4133	26.0	42.0	PS
	Non-disponible3	28.0	40.0	PS
	Non-disponible4	30.0	38.0	PS
	3548	35.2	32.8	PS

Annexe C – Données complémentaires sur les essais réalisés en laboratoire

Tableau C-1 : Numéro, profondeur, élévation et le type d'essai effectué sur les cuillères fendues prélevées pour tous les forages réalisés.

N° du forage	N° de la cuillère fendue	Profondeur (m)	Élévation (m)	Teneur en eau	Analyse granulométrique	Limites d'Atterberg
F01-A	CF-1	9	57.2	-	-	-
	CF-19	37.9	28.3	X	X	X
	CF-20	39.8	26.4	-	-	-
F01-B	CF-10	28.5	37.7	X	-	-
	CF-12	43.6	22.6	-	-	-
S01	CF-1	1.0	65.2	-	X	-
	CF-2	3.0	63.2	-	-	-
	CF-3	5.0	61.2	-	X	-
	CF-4	7.0	59.2	-	X	-
	CF-5	10.5	55.7	-	X	-
	CF-6	12.6	53.6	-	-	-
	CF-7	13.2	53.0	-	X	-
F06-A	CF-9	14.7	43.1	-	X	-
F06-B	CF-5	14.7	43.1	-	-	-
F13	CF-1	1.0	67.0	X	X	-
	CF-2	3.0	65.0	X	X	X
	CF-3	5.0	63.0	X	X	-
	CF-4	7.0	61.0	X	X	X
	CF-5	9.0	59.0	X	X	-
	CF-6	10.0	58.0	X	X	-
	CF-7	13.0	55.0	X	X	X
	CF-8	40.2	27.8	-	-	-

Note : toutes les cuillères fendues prélevées ont fait l'objet d'une description visuelle sur le chantier.

Tableau C-2 : Résumé des essais réalisés sur les échantillons du forage F01-A.

N° du forage	N° du tube	Prof (m)	Élév. (m)	Teneur en eau	Analyse granulo.	Limites d'Atterberg	Sensibilité	Essai oedo.	Essai triax.	Essai DSS	
F01-A	4684	14.08	52.12	X							
		14.14	52.06		X						
		14.23	51.97				X	X			
		14.48	51.72	X							
	4722	16.04	50.16	X							
		16.43	49.77				X	X			
		16.45	49.75	X							
	4604	17.06	49.14	X							
		17.08	49.12		X						
		17.15	49.05							X	
		17.25	48.95								X
		17.35	48.85				X	X			
		17.51	48.69	X							
	4628	18.04	48.16	X							
		18.12	48.08	X							
	4044	18.72	47.48	X							
		18.87	47.33		X						
		18.94	47.26				X	X			
		19.04	47.16						X		
		19.20	47.00	X							
	4050	20.08	46.12	X							
		20.24	45.96				X	X			
		20.30	45.90	X							
	4555	21.05	45.15	X							
		21.07	45.13		X						
		21.24	44.96				X	X			
		21.60	44.60	X							
	4101	22.09	44.11	X							
21.15		45.05				X	X				
22.25		43.95						X			
22.61		43.59	X								
4594	23.04	43.16	X								
	23.10	43.10		X							
	23.32	42.88				X	X				
	23.58	42.62	X								

Tableau C-2 (suite) : Résumé des essais réalisés sur les échantillons prélevés du forage F01-A.

N° du forage	N° du tube	Prof (m)	Élév. (m)	Teneur en eau	Analyse granulo.	Limites d'Atterberg	Sensibilité	Essai oedo.	Essai triax.	Essai DSS
F01-A	3540	24.08	42.12	X						
		24.18	42.02						X	
		24.28	41.92			X	X			
		24.38	41.82						X	
		24.48	41.72						X	
		24.53	41.67	X						
	4721	25.10	41.10	X						
		25.17	41.03			X	X			
		25.37	40.83					X		
		25.52	40.68	X						
		25.56	40.64		X					
	3573	26.05	40.15	X						
		26.41	39.79			X	X			
		26.57	39.63	X						
	3580	27.07	39.13		X					
		27.09	39.11	X						
		27.41	38.79	X						
	4047	28.08	38.12	X						
		28.24	37.96			X	X			
		28.50	37.70	X						
	4505	29.08	37.12	X						
		29.50	36.70	X						
	4569	37.07	29.13	X						
		30.23	35.97			X	X			
		30.33	35.87					X		
		30.55	35.65	X						
		30.58	35.62		X					
4585	32.06	34.14								
	32.22	33.98			X	X				
	32.26	33.94	X							

Tableau C-3 : Résumé des essais réalisés sur les échantillons prélevés du forage F01-B et F01-C.

N° du forage	N° du tube	Prof (m)	Élev. (m)	Teneur en eau	Essai triaxial	Essai DSS
F01-B	4019	19.52	46.68	X		
		19.63	46.57	X		
	3003	20.52	45.68	X		
		21.04	45.16	X		
	3595	21.51	44.69	X		
		22.01	44.19	X		
	3170	22.52	43.68	X		
		22.65	43.55			X
		22.75	43.45			X
		22.97	43.23	X		
	3124	23.53	42.67	X		
		23.86	42.34	X		
	2007	24.54	41.66	X		
		24.97	41.23	X		
	4513	26.55	39.65	X		
		26.57	39.63	X		
		26.59	39.61	X		
		26.61	39.59	X		
		26.63	39.57	X		
		26.65	39.55	X		
4521	29.55	36.65	X			
	29.87	36.33	X			
F01-C	4561	18.05	48.15	X		
		18.57	47.63	X		
	3139	19.59	46.61	X		
		19.91	46.29	X		
	3071	20.27	45.93	X		
		20.78	45.42	X		
	3017	23.54	42.66	X		
		23.74	42.46		X	
		23.84	42.36		X	
		24.10	42.10	X		
	4031	25.53	40.67	X		
		26.09	40.11	X		
	4144	26.56	39.64	X		
		27.12	39.08	X		
	3055	27.57	38.63	X		
		28.03	38.17	X		
	3056	29.58	36.62	X		
		30.09	36.11	X		

Tableau C-4 : Résumé des essais réalisés sur les échantillons prélevés du forage F06-A et F06-B.

N° du forage	N° du tube	Prof. (m)	Élev. (m)	Teneur en eau	Analyse granulo.	Limites d'Atterberg	Sensibilité	Essai oedo.	
F06-A	4525	5.69	52.07			X	X		
	4111	7.49	50.27			X	X		
	4126	8.71	49.05			X	X		
	4124	10.15	47.61			X	X		
	4540	11.09	46.67			X	X		
	4127	12.14	45.62				X	X	
		12.24	45.52	X				X	
		12.34	45.42	X				X	
		12.46	45.30	X				X	
		12.56	45.20	X				X	
	4118	13.12	44.64	X				X	
		13.22	44.54	X	X	X	X	X	
		13.32	44.44	X	X	X	X	X	
		13.42	44.34				X	X	
	4128	14.40	43.36			X	X		
F06-B	3020	10.80	46.96			X	X		
	4635	11.75	46.01			X	X		
	3508	12.60	45.16	X					X
		12.70	45.06	X					X
		12.80	44.96	X					X
		12.90	44.86				X	X	
		13.00	44.76	X					X
3052	13.70	44.06			X	X			

Tableau C-5 : Résumé des essais réalisés sur les échantillons prélevés du forage F08-A et F08-B.

N° du forage	N° du tube	Prof. (m)	Élev. (m)	Teneur en eau	Limites d'Atterberg	Sensibilité
F08-A	4641	13.54	42.49	X		
		13.70	42.33		X	X
		14.12	41.91	X		
	4599	14.54	41.49	X		
		14.70	41.33		X	X
		14.98	41.05	X		
	4007	15.54	40.49	X		
		15.60	40.43		X	X
		16.05	39.98	X		
F08-B	4973	13.04	42.99	X		
		13.30	42.73		X	X
		13.55	42.48	X		
	4010	14.05	41.98	X		
		14.31	41.72		X	X
		14.56	41.47	X		
	4703	15.04	40.99	X		
		15.39	40.64		X	X
		15.55	40.48	X		

Tableau C-6 : Résumé des essais réalisés sur les échantillons prélevés du forage F13.

N° du forage	N° du tube	Prof. (m)	Élev. (m)	Teneur en eau	Analyse granulo.	Limites d'Atterberg	Sensibilité	Essai oedo.	Perméabilité	
F13	Non-disponible1	12.03	55.97		X					
		12.09	55.91	X						
		12.15	55.85			X	X			
		12.21	55.79	X						
	4616	14.03	53.97			X				
		14.09	53.91	X						
		14.25	53.75						X	
		14.35	53.65			X	X			
		14.45	53.55							X
	Non-disponible2	16.03	51.97			X				
		16.09	51.91	X						
		16.25	51.75			X	X			
		16.53	51.47	X						
	4514	18.03	49.97			X				
		18.09	49.91	X						
		18.05	49.95			X	X			
		18.25	49.75						X	
		18.49	49.51	X						
	4150	20.03	47.97			X				
		20.09	47.91	X						
		20.22	47.78			X	X			
		20.47	47.53	X						
	4094	22.03	45.97			X				
		22.09	45.91	X						
		22.16	45.84			X	X			
		22.36	45.64						X	
		22.46	45.54							X
		22.52	45.48	X						
	4564	22.03	45.97			X				
		22.09	45.91	X						
		24.25	43.75			X	X			
		24.51	43.49	X						

Tableau C-6 (suite) : Résumé des essais réalisés sur les échantillons prélevés du forage F13.

N° du forage	N° du tube	Prof. (m)	Élev. (m)	Teneur en eau	Analyse granulo.	Limites d'Atterberg	Sensibilité	Essai oedo.	Perméabilité
F13	4133	26.03	41.97		X				
		26.09	41.91	X					
		26.11	41.89					X	
		26.21	41.79			X	X		
		26.47	41.53	X					
	Non disponible3	28.03	39.97			X			
		28.07	39.93	X					
		28.22	39.78			X	X		
		28.48	39.52	X					
	Non disponible4	30.03	37.97			X			
		30.09	37.91	X					
		30.23	37.77			X	X		
		30.33	37.67					X	
		30.49	37.51	X					
	3548	35.19	32.81			X			
		35.24	32.76	X					
		35.39	32.61			X	X		
		35.49	32.51					X	
		35.65	32.35	X					

Annexe D – Comparaison des profils des sondages au piézocône réalisés à l'intérieur de la cicatrice du glissement de terrain par rapport à celui de référence (site 13) situé à l'extérieur de la cicatrice.

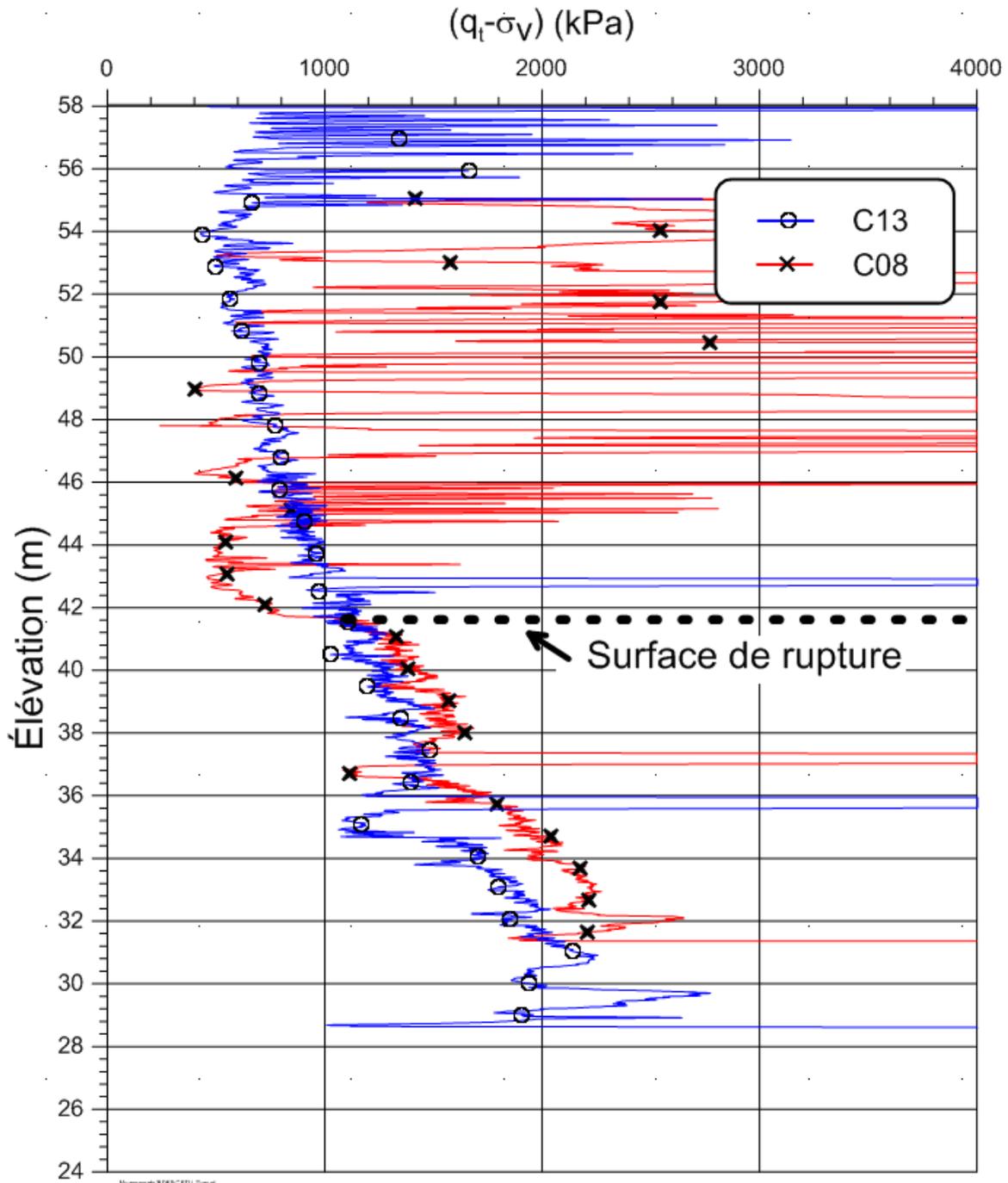


Figure D-1 : Comparaison des profils au piézocône des sites 13 et 08 et identification de la surface de rupture à environ 42 m d'élévation.

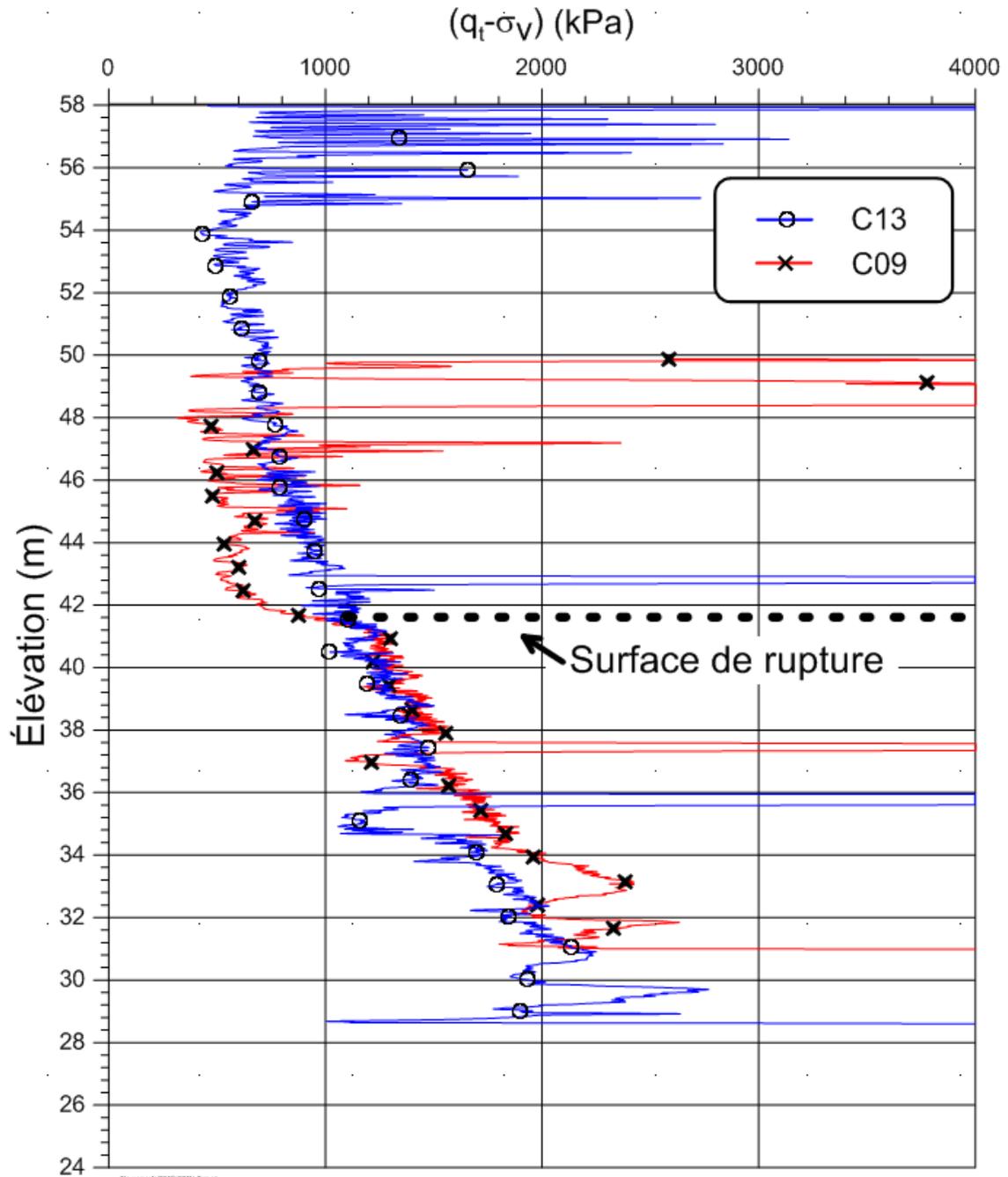


Figure D-2 : Comparaison des profils au piézocône des sites 13 et 09 et identification de la surface de rupture à environ 42 m d'élévation.

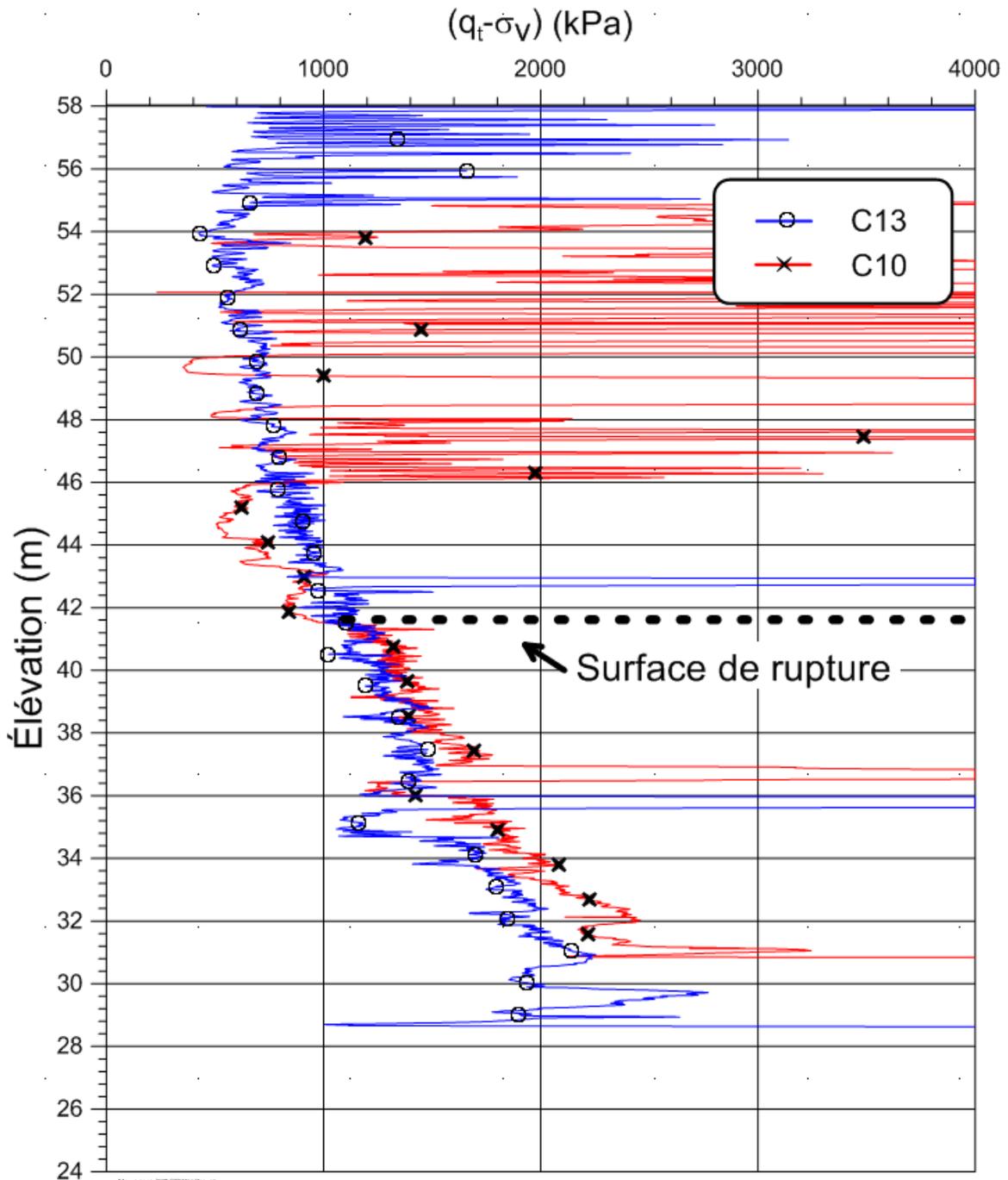


Figure D-3 : Comparaison des profils au piézocône des sites 13 et 10 et identification de la surface de rupture à environ 42 m d'élévation.

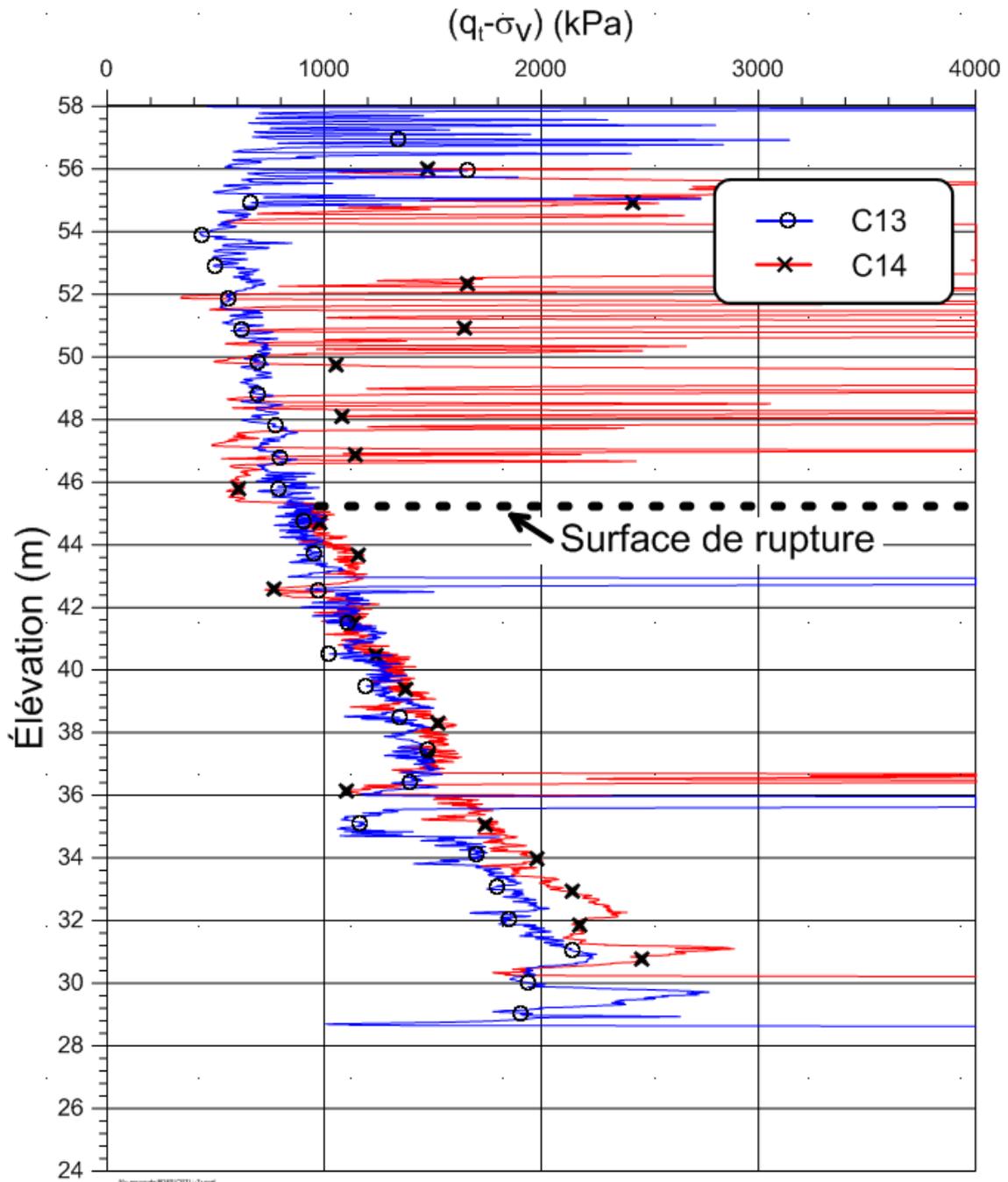


Figure D-4 : Comparaison des profils au piézocône des sites 13 et 14 et identification de la surface de rupture à environ 45 m d'élévation.

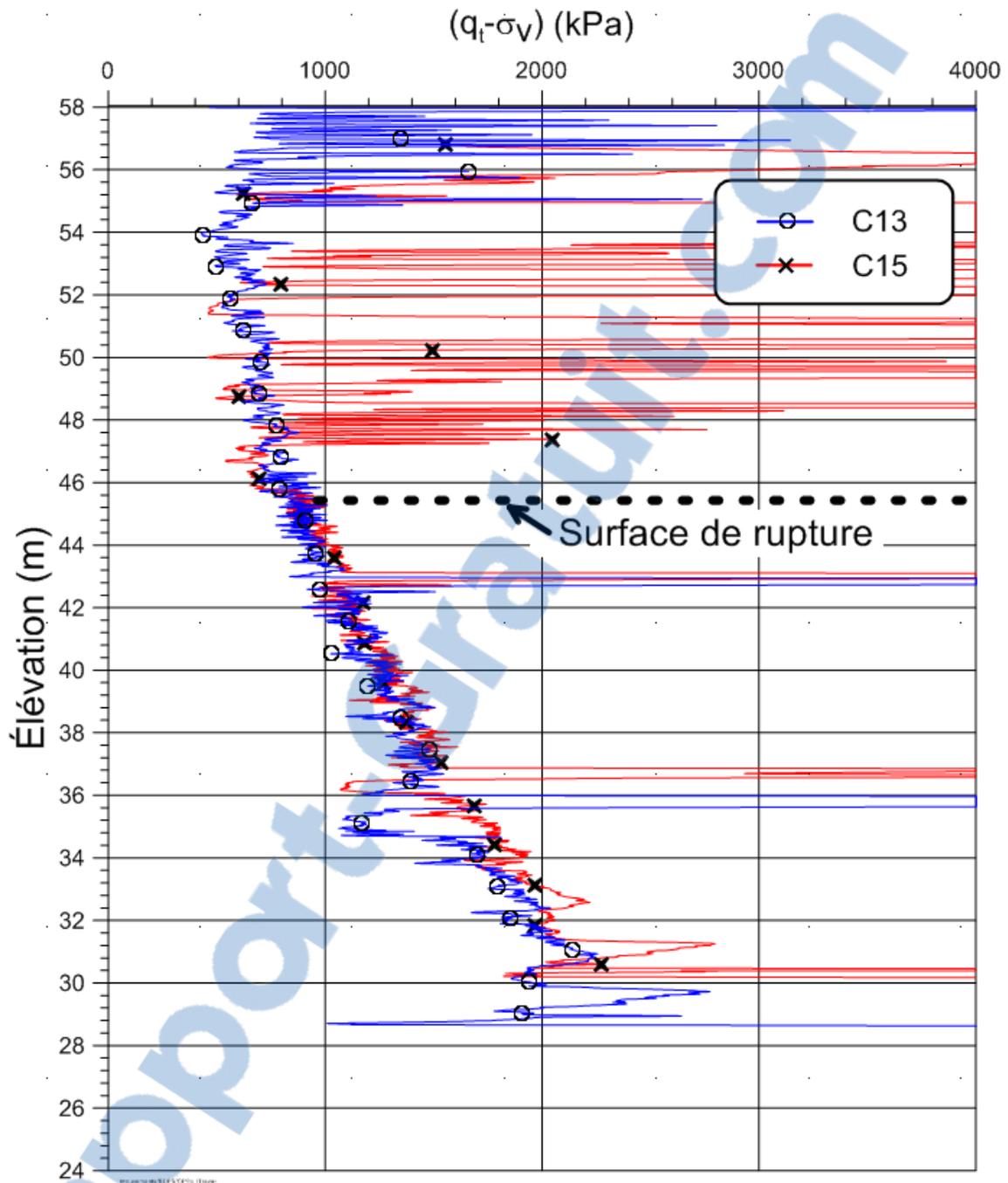


Figure D-5 : Comparaison des profils au piézocône des sites 13 et 15 et identification de la surface de rupture à environ 45 m d'élévation.

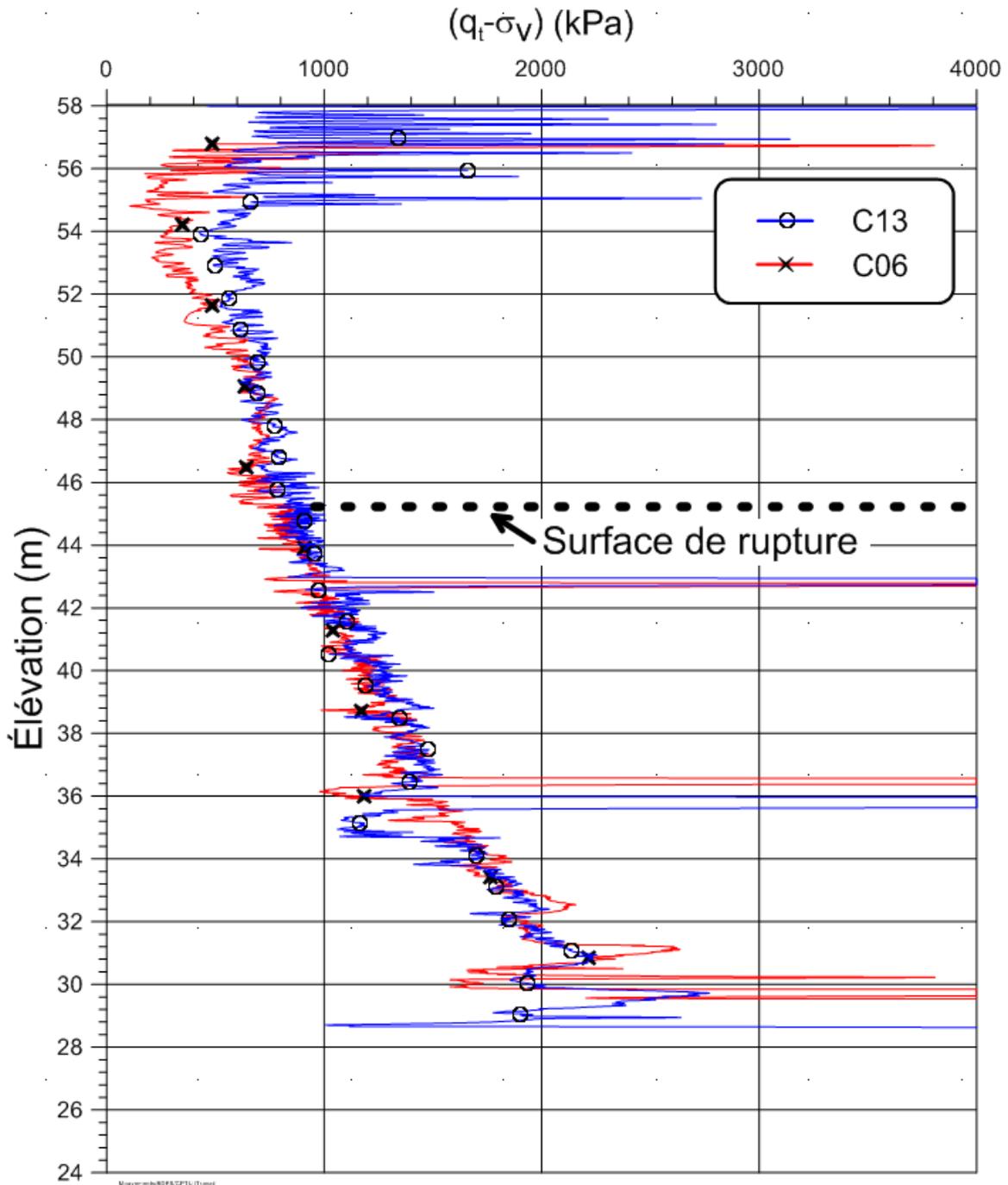


Figure D-6 : Comparaison des profils au piézocône des sites 13 et 06 et identification de la surface de rupture à environ 45 m d'élévation.

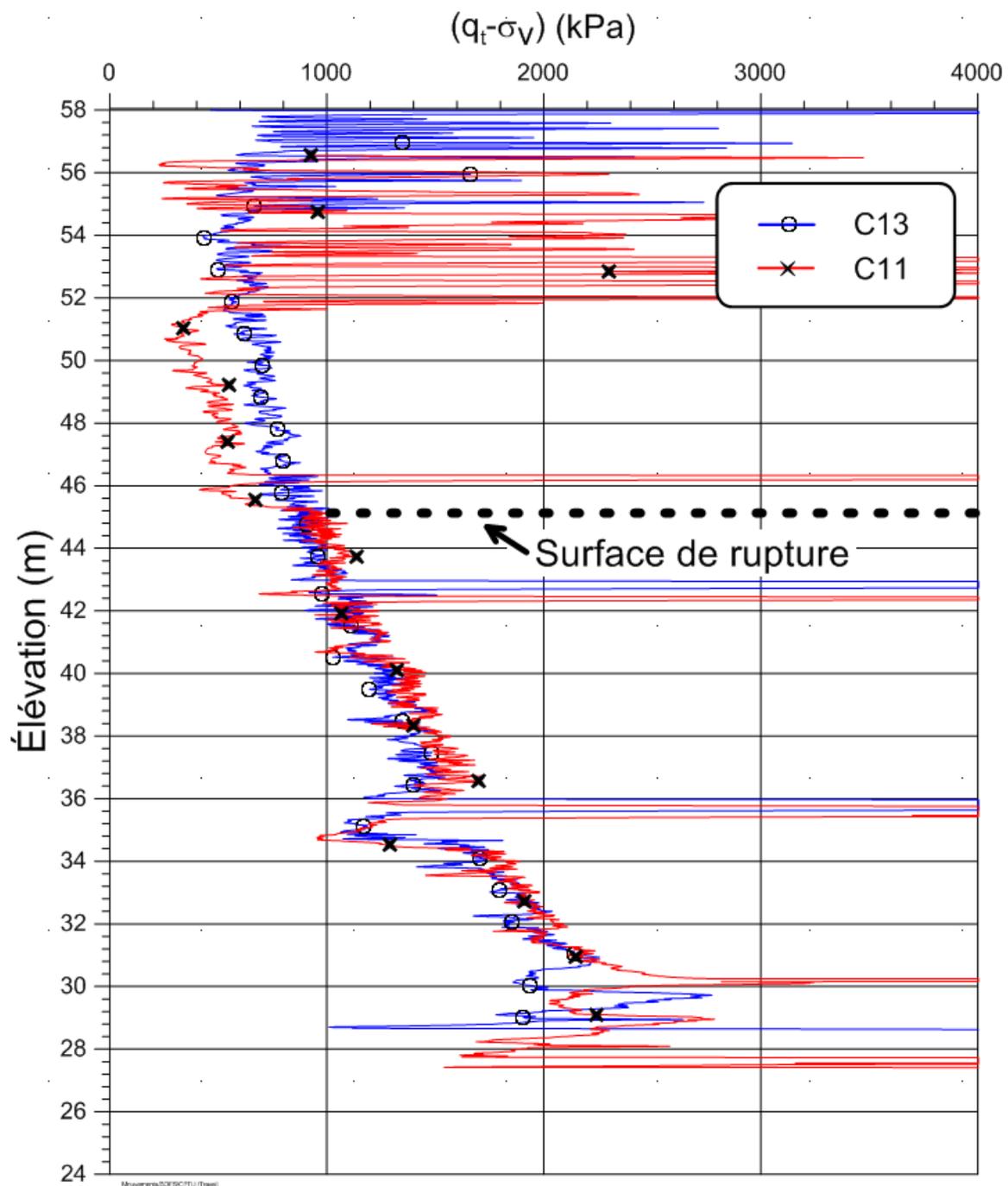


Figure D-7 : Comparaison des profils au piézocône des sites 13 et 11 et identification de la surface de rupture à environ 45 m d'élévation.



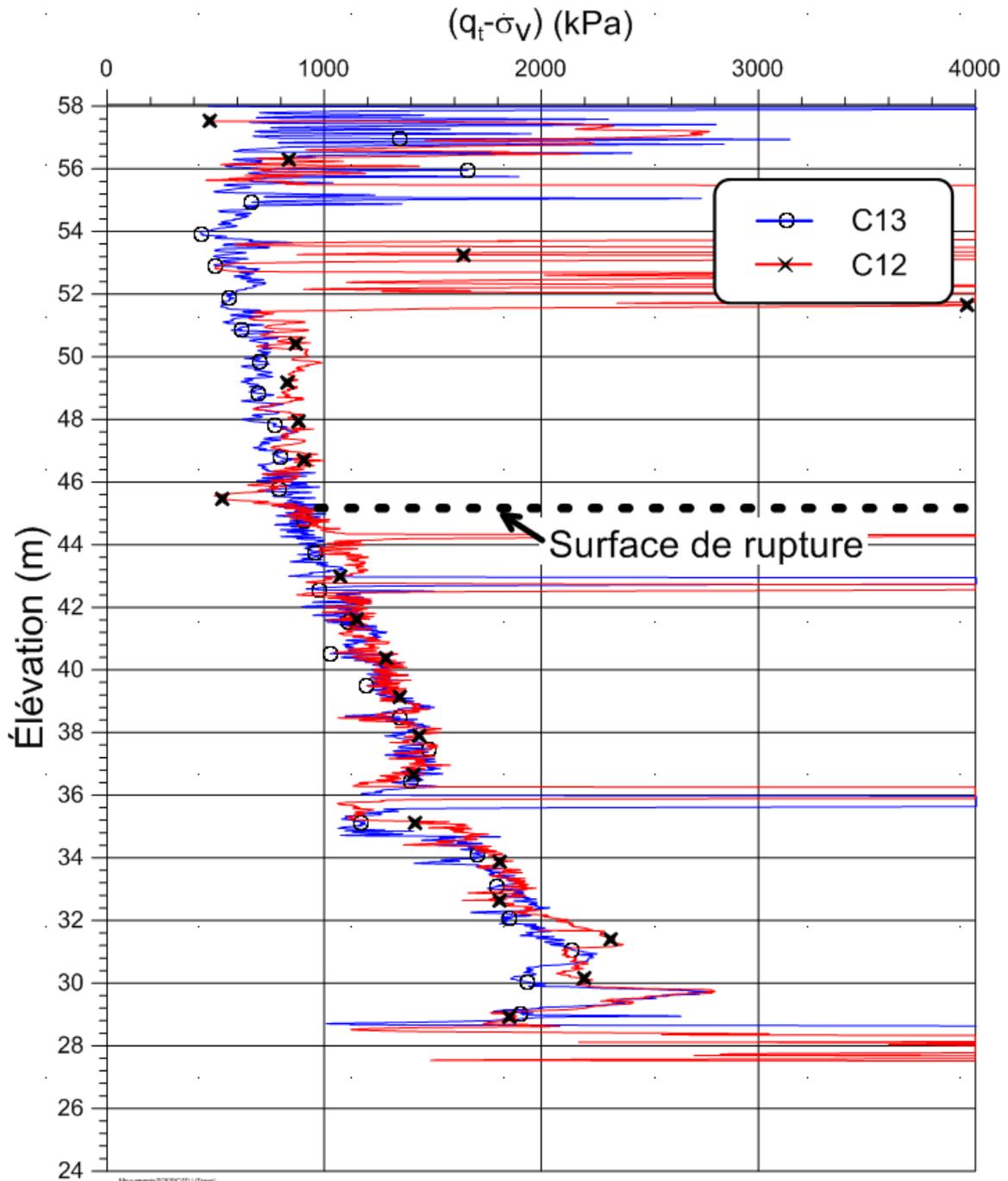


Figure D-8 : Comparaison des profils au piézocône des sites 13 et 12 et identification de la surface de rupture à environ 45 m d'élévation.

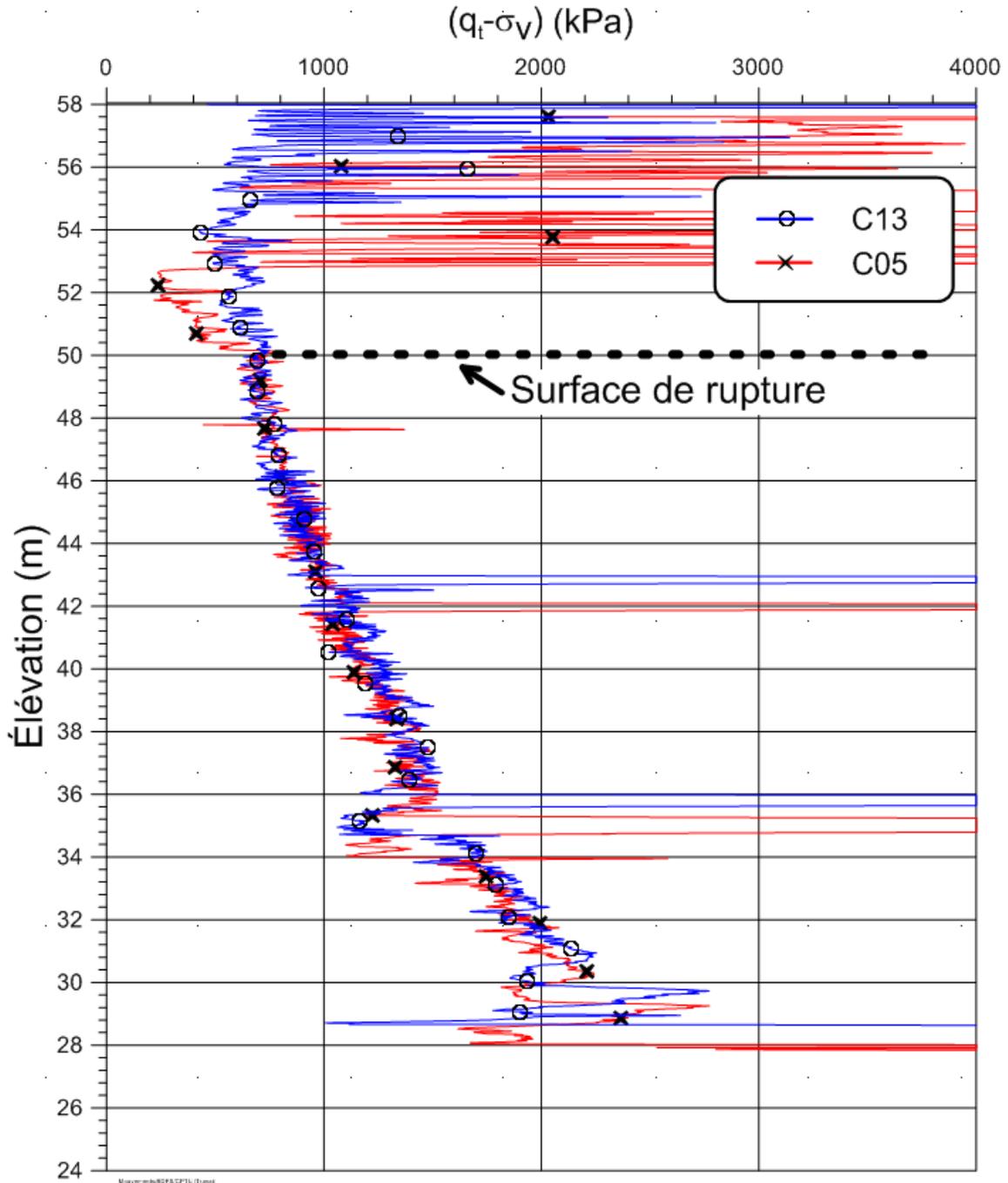


Figure D-9 : Comparaison des profils au piézocône des sites 13 et 05 et identification de la surface de rupture à environ 50 m d'élévation.

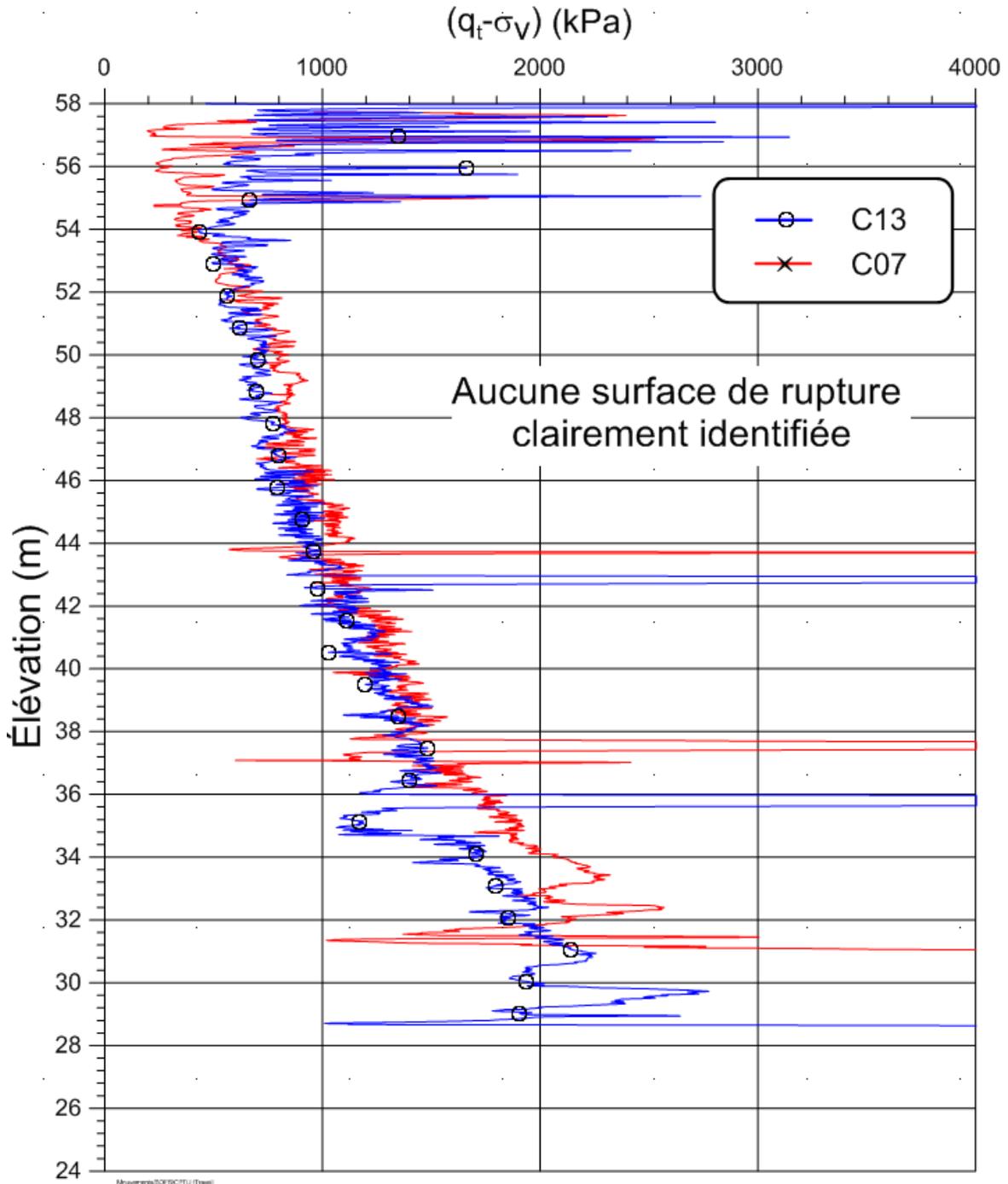


Figure D-10 : Comparaison des profils au piézocône des sites 13 et 07, aucune surface de rupture clairement identifiée pour ce site.

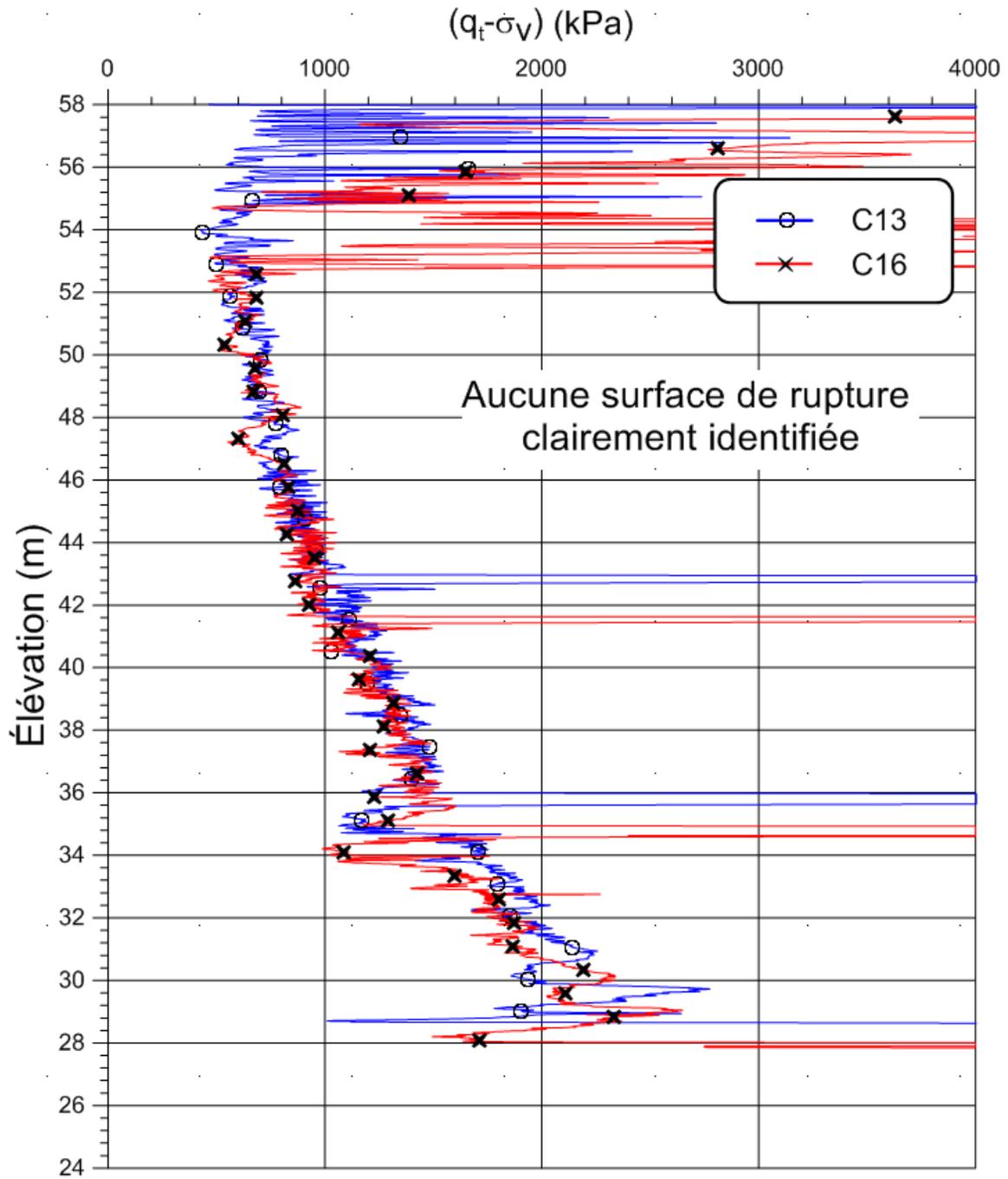


Figure D-11 : Comparaison des profils au piézocône des sites 13 et 16, aucune surface de rupture clairement identifiée pour ce site.