

GROUPEMENT CBR
500, boulevard René-Lévesque Ouest
Bureau 13.10
Montréal (Québec) H2Z 1W7

ÉTUDE GÉOTECHNIQUE

Relocalisation de la route 236, entre
l'autoroute 30 et la route 132
Tronçon entre les P.K. 41+650 et 42+000
Ponceaux aux P.K. 41+750 et 42+074
Beauharnois, Québec

DOSSIER N° : G06268
RÉFÉRENCE N° : rap-001-rev.1

DÉCEMBRE 2008

DISTRIBUTION : M. Pierre Seutin, ing. (Groupement CBR) (1 copie)
M. François Routhier, ing., M.ing. (Coentreprise Tecslult-Séguin)
(2 copies)
M. René Séguin, ing. (Coentreprise Tecslult-Séguin) (1 copie)
M. Daniel Robert, ing. (MTQ) (1 copie)



GRUPE QUALITAS INC.
3420, boul. Saint-Joseph Est
Montréal (Québec)
Canada H1X 1W6
www.qualitas.qc.ca

Tél. : 514-255-0613
Télec. : 514-252-0071

Le 22 décembre 2008

Monsieur Pierre Seutin, ing.
Groupement CBR
500, boulevard René-Lévesque Ouest
Bureau 13.10
Montréal (Québec) H2Z 1W7

Notre dossier n° : G06268
Référence n° : rap-001-rév.1

**Objet : Étude géotechnique
Relocalisation de la route 236, entre l'autoroute 30 et la route 132
Tronçon entre les P.K. 41+650 et 42+000
Ponceaux aux P.K. 41+750 et 42+074
Beauharnois, Québec**

Monsieur,

Veillez trouver ci-joint le rapport révisé concernant l'étude géotechnique effectuée par le Groupe Qualitas inc., dans le cadre du projet mentionné en titre. Ce rapport révisé remplace le rapport émis par Qualitas le 17 avril 2007 (dossier G06268, réf. rap-001).

Ce rapport révisé a été préparé afin de tenir compte des modifications apportées au concept du ponceau au P.K. 41+750 et des contraintes appliquées au sol présentement connues, du profil final modifié de la route 236 au ponceau localisé au P.K. 42+074 et enfin des récentes recommandations du service des chaussées du MTQ pour le dimensionnement des chaussées au-dessus des remblais en polystyrène et des transitions à prévoir.

Monsieur Pierre Seutin, ing.
Groupement CBR

Dossier n° : G06268
Référence n° : rap-001-rév.1

Nous espérons le tout à votre entière satisfaction et vous prions d'agréer, Monsieur,
l'expression de nos sentiments les meilleurs.

GROUPE QUALITAS INC.



Gilles Dussault, ing., M.S.
GD/al

p.j.

c.c. M. François Routhier, ing. (Coentreprise Tecsuit-Séguin)
M. René Séguin, ing. (Coentreprise Tecsuit-Séguin)
M. Daniel Robert, ing. (MTQ)

TABLE DES MATIÈRES

	<u>Page</u>
1	INTRODUCTION..... 1
2	MÉTHODE DE LA RECONNAISSANCE 2
2.1	Sondages 2
2.2	Travaux d'arpentage 4
2.3	Travaux en laboratoire 5
3	NATURE ET CARACTÉRISTIQUES DES SOLS ET DU ROC 6
3.1	Sol organique 6
3.2	Argile silteuse..... 6
3.2.1	Épaisseur et propriétés physiques du dépôt d'argile..... 6
3.2.2	Propriétés mécaniques du dépôt d'argile 8
3.2.3	Till 12
3.2.4	Roc..... 12
3.3	Eau souterraine 13
4	COMMENTAIRES ET RECOMMANDATIONS 14
4.1	Description du projet 14
4.2	Ponceau au P.K. 41+750 16
4.2.1	Résumé des propriétés géotechniques du secteur 16
4.2.2	Stabilité du remblai et du sol de fondation 17
4.2.3	Tassement du dépôt d'argile et du remblai 19
4.2.4	Problématiques du secteur et options analysées 20
4.3	Ponceau au P.K. 42+074 23
4.3.1	Résumé des propriétés géotechniques du secteur 23
4.3.2	Stabilité du remblai et du sol de fondation 24
4.3.3	Tassement du dépôt d'argile et du remblai 25
4.3.4	Problématiques du secteur et options analysées 27
4.4	Accélération de la consolidation du dépôt d'argile 29
4.5	ponceaux..... 31
4.5.1	Remblai..... 31
4.5.2	Fondation du ponceau au P.K. 41+750..... 31
4.5.3	Conduite en béton armé – ponceau au P.K. 42+074 42
4.5.4	Poussées des terres derrière les murs d'aile 42
4.6	Construction des remblais..... 44
4.7	Chaussée routière entre les p.k. 41+650 et 42+000 45
4.7.1	Généralités..... 45
4.7.2	Excavations..... 45
4.7.3	Infiltrations d'eau souterraine 46
4.7.4	Pentes de transition 46
4.7.5	Préparation de l'infrastructure 47
4.7.6	Chaussée routière..... 47
5	VALIDITÉ DES RÉSULTATS DE L'ÉTUDE 55

TABLE DES MATIÈRES

(suite)

LISTE DES FIGURES

Page

FIGURE 1	- Définition des paramètres géométriques remblai avec banquettes latérales	18
FIGURE 2	- Remblai sous le radier du ponceau	33
FIGURE 3	- Surface efficace d'un profilé en H.....	36
FIGURE 4	- Chaussée et transition tronçons au-dessus des remblais en polystyrène	52

LISTE DES TABLEAUX

Page

TABLEAU 1	Informations sur les sondages.....	3
TABLEAU 2	Essais en laboratoire	5
TABLEAU 3	Propriétés physiques de l'argile silteuse.....	7
TABLEAU 4	Résultats des essais de consolidation.....	10
TABLEAU 5	Valeurs des coefficients de consolidation (C_v).....	11
TABLEAU 6	Niveau de l'eau souterraine (2006-12-08)	13
TABLEAU 7	Propriétés à utiliser pour déterminer la résistance latérale des pieux dans l'argile	41
TABLEAU 8	Hypothèses de conception structurale.....	48
TABLEAU 9	Hypothèses de conception thermique	49
TABLEAU 10	Structure de chaussée proposée tronçons situés à l'extérieur des remblais en polystyrène construction de la route 236 41+650 au P.K. 42+000 (4,0 millions d'ÉCAS).....	50
TABLEAU 11	Structure de chaussée proposée tronçons situés au-dessus des remblais en polystyrène construction de la route 236 P.K. 41+650 au P.K. 42+000 (4,0 millions d'ÉCAS)	51

LISTE DES ANNEXES

Nombre
de pages

ANNEXE 1	- Portée de l'étude	1
ANNEXE 2	- Rapports de sondage	15
ANNEXE 3	- Résultats des essais de laboratoire.....	9
ANNEXE 4	- Méthode de calcul de la résistance latérale d'un pieu dans l'argile	7
ANNEXE 5	- Dessins – Résultats des essais en laboratoire, localisation et rapports des sondages.....	3

1 INTRODUCTION

Les services du Groupe Qualitas (Qualitas) ont été retenus par Groupement CBR pour effectuer une étude géotechnique sur un tronçon de la route 236 projetée, relativement à des travaux de construction de 2 ponceaux, aux P.K. 41+750 et 42+074, et d'une chaussée routière entre les P.K. 41+650 et 42+000, dans le cadre global du projet de relocalisation de la route 236, entre l'autoroute 30 et la route 132 à Beauharnois, Québec. L'étude a été effectuée conformément aux termes de la proposition de service professionnel n° PG-6081-rev.1 du 18 septembre 2006.

Cette étude a été effectuée dans le but de déterminer la nature et les propriétés géotechniques des sols en place afin d'orienter, dans une perspective géotechnique, l'ingénieur-concepteur dans l'élaboration des plans et devis pour la construction des ponceaux et de la chaussée.

Le présent rapport comprend une description de la méthode de travail utilisée lors de la reconnaissance des sols, les résultats de l'étude ainsi que les commentaires et recommandations d'ordre géotechnique relatifs aux travaux projetés.

Ce rapport révisé a été préparé spécifiquement et seulement pour le Groupement CBR (CBR), mandataire du MTQ dans le cadre du projet ci-haut décrit et la Coentreprise Tecslut-Séguin (Tecslut-Séguin). Toute modification au projet doit être soumise à Qualitas, afin que soient réexaminées la portée et la pertinence de la reconnaissance des sols et des recommandations contenues dans ce rapport. La portée de l'étude est présentée à l'annexe 1.

2 MÉTHODE DE LA RECONNAISSANCE

2.1 SONDAGES

Les travaux sur le terrain se sont déroulés entre le 2 novembre et le 5 décembre 2006. Ceux-ci ont consisté en l'exécution de 2 forages en haut des dépressions situées au P.K. 41+750 (F-1) et au P.K. 42+074 (F-11), sous la surveillance constante d'un technicien expérimenté en géotechnique. Un sondage au scissomètre Nilcon a été effectué à proximité de ces 2 forages. Dans le fond de chacune des 2 dépressions, 2 sondages au scissomètre Nilcon, ont été exécutés à l'aide d'un bâti, servant au fonçage des tiges, opéré par une équipe de 2 techniciens expérimentés en géotechnique. Ces sondages sont identifiés SC-2 et SC-3 à la première dépression (P.K. 41+750) et SC-12 et SC-13 à la deuxième dépression (P.K. 42+074). Enfin, 2 sondages à la tarière manuelle, identifiés TA-1 et TA-2, ont été effectués par l'équipe de 2 techniciens expérimentés en géotechnique entre les 2 dépressions.

Les rapports individuels des sondages sont présentés à l'annexe 2 du présent rapport. Le tableau 1 ci-après présente les principales informations au sujet des sondages effectués.

TABLEAU 1
INFORMATIONS SUR LES SONDAGES

SONDAGE N°	P.K.	DISTANCE DE LA LIGNE DE CENTRE	COORDONNÉES SCOPQ NAD 83		NIVEAU DE LA SURFACE DU TERRAIN z (m)	PROFONDEUR ATTEINTE (m)
			Est (x)	Nord (y)		
SC-3	41+728	24,5 m à l'ouest	273 935	5 017 336	33,27	12,50
SC-2	41+738	Centre	273 954	5 017 354	33,07	15,50
F-1	41+775	2,0 m à l'ouest	273 938	5 017 389	38,30	24,23
TA-1	41+900	Centre	273 893	5 017 505	40,34	2,00
TA-2	42+000	Centre	273 856	5 017 598	39,42	2,00
SC-12	42+067	10,5 m à l'est	273 845	5 017 665	36,13	10,50
SC-13	42+105	15,0 m à l'ouest	273 810	5 017 694	35,58	10,50
F-11	42+108	8,0 m à l'est	273 831	5 017 703	39,52	19,63

Dans les sondages TA-1 et TA-2, des échantillons de sol remaniés ont été prélevés de façon continue au moyen d'une tarière manuelle à godet de 51 mm de diamètre.

Les forages F-1 et F-11 ont été exécutés à l'aide d'une foreuse hydraulique de marque Diedrich, modèle D-50. L'avancement des forages a été effectué par la rotation simultanée de tubes de calibre « NW » et d'un trépan à molettes.

Entre les descentes de tubes, des échantillons de sols remaniés ont été prélevés au moyen d'un carottier fendu normalisé de 51 mm de diamètre. Cette procédure permet d'obtenir l'indice de pénétration « N » qui indique l'état de compacité des sols pulvérulents. Dans le dépôt d'argile, 11 échantillons intacts ont été prélevés au moyen des tubes à paroi mince fixés à un échantillonneur de type « Shelby ».

Le roc a été atteint dans les forages F-1 et F-11 et a été carotté à l'aide d'un tube carottier à paroi double de calibre NQ sur des longueurs respectives de 2,28 et 1,65 m.

La résistance au cisaillement non drainé de l'argile a été mesurée à des intervalles de 1,0 m sur toute l'épaisseur du dépôt d'argile à proximité des forages F-1 et F-11 et sur une épaisseur variant de 10,50 à 15,50 m aux sondages SC-2, SC-3, SC-12 et SC-13.

Finalement, un piézomètre hydraulique de type Casagrande, constitué d'un tube de plastique muni d'une pointe poreuse, a été installé dans les formations sous-jacentes au dépôt d'argile aux forages F-1 et F-11.

2.2 TRAVAUX D'ARPENTAGE

La localisation et le nivellement des 8 sondages ont été effectués sur le terrain, en coordonnées x, y et z, par le personnel de Qualitas.

La localisation, en coordonnées x et y, a été effectuée à l'aide d'un appareil de positionnement GPS de marque Trimble, modèle GEOXT à partir d'un plan d'implantation transmis par Tecsalt-Séguin. Ce plan, du 19 mai 2006, porte le numéro TA20-5400-9301-X2-3, dessin 3/10.

Le niveau de la surface du terrain à l'emplacement de chacun des sondages, coordonnée z, se réfère à un repère de niveau géodésique du Gouvernement du Québec, ministère des Ressources naturelles et de la Faune. Le repère utilisé est localisé dans le secteur sud-est de la boucle ferroviaire projetée, sur le chemin d'accès à l'usine Alcan. Il porte le numéro 86K0964 et son niveau est 41,807 m.

Les emplacements des sondages sont indiqués sur le dessin *Localisation des sondages* de l'annexe 5, préparé à partir d'un fichier informatique transmis par le représentant de Tecsalt-Séguin. Les coordonnées x, y et z des sondages sont indiquées au tableau 1 ci-dessus.

2.3 TRAVAUX EN LABORATOIRE

Tous les échantillons prélevés dans les sondages ont été transportés au laboratoire de géotechnique, où ils ont fait l'objet d'un examen visuel et d'une description détaillée. Des échantillons représentatifs des matériaux en place ont été soumis aux analyses en laboratoire indiquées au tableau 2.

TABLEAU 2
ESSAIS EN LABORATOIRE

TYPE	NOMBRE
Teneur en eau	18
Limites d'Atterberg	11
Analyse granulométrique par tamisage et lavage au tamis 80 µm	2
Consolidation	5
Poids volumique de l'argile	6
Extraction (tube), description visuelle et entreposage	11

Les résultats de ces essais ont été utilisés pour l'identification des sols et leur description et apparaissent sur les rapports de sondages de l'annexe 2. Les résultats, sous forme graphique, sont présentés aux figures 1 à 9 de l'annexe 3.

3 NATURE ET CARACTÉRISTIQUES DES SOLS ET DU ROC

La description détaillée des sols rencontrés dans les sondages est présentée sur les rapports individuels de ces sondages, joints à l'annexe 2. La stratigraphie observée consiste principalement en un dépôt d'argile silteuse recouvrant un mince dépôt de till, lequel prend appui sur le roc. La nature et les caractéristiques des matériaux en place sont décrites ci-après.

3.1 SOL ORGANIQUE

Une couche de sol organique de 0,05 m d'épaisseur est présente en surface de terrain aux sondages TA-1 et TA-2.

3.2 ARGILE SILTEUSE

3.2.1 Épaisseur et propriétés physiques du dépôt d'argile

Le site est caractérisé par la présence d'un épais dépôt d'argile silteuse rencontré sous la mince couche de sol organique ou directement en surface de terrain.

Le dépôt d'argile silteuse a été traversé complètement à l'emplacement des forages F-1 et F-11 et les épaisseurs respectives mesurées à ces endroits, à partir du haut des 2 dépressions aux P.K. 41+750 et 42+074, sont de 21,64 et 16,76 m. Il résulte que les épaisseurs respectives du dépôt d'argile silteuse à partir de la surface du fond des dépressions seraient respectivement d'environ 16,5 et 13 m.

Des essais sur les propriétés physiques ont été effectués en laboratoire sur plusieurs échantillons sélectionnés provenant du dépôt d'argile silteuse. Le tableau 3 résume les résultats de ces essais, lesquels sont présentés sur les abaques de plasticité des figures 2 à 4 de l'annexe 3. De plus, les valeurs des teneurs en eau

(w) ainsi que les limites de consistance (w_L et w_P) mesurées sont indiquées dans la colonne appropriée sur les rapports de sondage de l'annexe 2.

TABLEAU 3
PROPRIÉTÉS PHYSIQUES DE L'ARGILE SILTEUSE

FORAG E N°	ÉCH. N°	PROF. (m)		TENEU R EN EAU w (%)	LIMITES D'ATTERBERG			INDICE DE LIQUIDIT É I_L	POIDS VOLUMIQU E γ (kN/m ³)	σ'_p/C u	USCS ASTM D2487
		de	à		Limite de liquidité w_L (%)	Limite de plasticit é w_p (%)	Indice de plasticit é I_p (%)				
TA-1	VR-2	0,30	0,60	43	89	34	55	0,2	-	-	CH
	VR-3	0,60	0,90	43	-	-	-	-	-	-	-
TA-2	VR-1	0,05	0,30	46	-	-	-	-	-	-	-
	VR-3	0,60	0,90	42	-	-	-	-	-	-	-
F-1	TM-3	3,05	3,66	39	-	-	-	-	-	-	-
	TM-4	4,57	5,18	57	62	23	39	0,9	17,4	3,4	CH
	TM-6	7,62	8,23	79	61	25	36	1,5	15,2	3,5	CH
	TM-8	10,67	11,28	74	-	-	-	-	-	-	-
	CF-9	12,19	12,80	70	56	28	28	1,5	-	3,7	CH
	TM-1 1	15,24	15,85	67	46	25	21	2,0	15,7	4,0	CL
	CF-13	18,29	18,90	53	50	23	27	1,1	-	3,8	CL
TM- 14	19,81	20,42	35	-	-	-	-	-	-	-	
F-11	TM-3	3,05	3,66	53	-	-	-	-	-	-	-
	TM-4	4,57	5,18	53	58	22	36	0,9	16,8	3,5	CH
	TM-6	7,62	8,23	78	56	24	32	1,7	15,2	3,6	CH
	TM-8	10,67	11,28	66	43	26	17	2,4	-	4,1	CL
	TM- 10	13,72	14,33	63	43	24	19	2,1	16,3	4,1	CL
	CF-11	15,24	15,85	48	46	22	24	1,1	-	3,9	CL

Il résulte des informations présentées au tableau 3 que, selon le système unifié de classification des sols (ASTM D 2487), l'argile est de plasticité élevée (CH) à moyenne (CL).

Par ailleurs, le rapport σ'_P/c_u a été déterminé à partir de la relation proposée par Leroueil et al¹

$$\frac{\sigma'_P}{c_u} = \frac{1}{0,20 + 0,0024 (I_P)} \quad \text{où } I_P = \text{indice de plasticité}$$

Le calcul à l'aide de cette relation indique, pour le cas du présent projet, que la pression de préconsolidation (σ'_P) est égale à la résistance au cisaillement non drainé de l'argile (c_u) multipliée par un facteur compris entre 3,4 et 3,7 pour les argiles de plasticité élevée (CH) et entre 3,8 et 4,1 pour les argiles de plasticité moyenne (CL).

3.2.2 Propriétés mécaniques du dépôt d'argile

a) Résistance au cisaillement non drainé

La résistance au cisaillement non drainé de l'argile silteuse a été mesurée à l'aide d'un scissomètre « Nilcon » à proximité des forages F-1 et F-11 ainsi qu'aux sondages SC-2, SC-3, SC-12 et SC-13. Les résultats de ces essais constituent des profils de la résistance au cisaillement non drainé (c_u), lesquels sont présentés sur les rapports de sondage de l'annexe 2.

Les résultats des essais scissométriques, interprétés à partir du haut des dépressions, indiquent que les valeurs de la résistance au cisaillement non drainé (c_u) sont à l'effet que la croûte située dans la partie supérieure est de consistance dure à raide jusqu'à la profondeur d'environ 5 m dans le forage F-1 et d'environ 3,5 m dans le forage F-11.

Par ailleurs, en ce qui concerne les sondages au scissomètre effectués au fond des 2 dépressions, la présence d'une croûte superficielle de consistance très raide à raide a été observée uniquement dans la dépression au P.K. 41+750 sur des épaisseurs de l'ordre de 1 à 2 m. Dans le cas de la dépression située au

¹ Serge Leroueil, Tavenas, F. et Le Bihan, J.-P. « *Propriétés caractéristiques des argiles de l'Est du Canada* » Revue canadienne de géotechnique, vol. 20 n° 4, novembre 1983, pp 681 à 705.

P.K. 42+074, les sondages SC-12 et SC-13 n'ont pas décelé la présence d'une croûte superficielle.

Sous la croûte, dans les 4 sondages F-1, F-11, SC-2 et SC-3 et directement à partir de la surface dans les 2 sondages SC-12 et SC-13, l'argile est de consistance ferme. La résistance au cisaillement augmente graduellement avec la profondeur pour devenir raide à la base du dépôt.

À la dépression située au P.K. 41+750, les valeurs de la résistance au cisaillement les plus faibles ont été mesurées aux environs des niveaux 31 à 32 m et sont comprises entre 32 et 37 kPa. À la dépression située au P.K. 42+074, les valeurs les plus faibles de la résistance au cisaillement ont été mesurées aux environs du niveau 34 m et sont comprises entre 27 et 31 kPa.

b) Caractéristiques de consolidation

Au total, 5 essais de consolidation ont été effectués sur des échantillons provenant des forages F-1 et F-11. Les résultats obtenus sont résumés au tableau 4 ci-dessous alors que les figures 5 à 9 de l'annexe 3 présentent les résultats sous forme graphique.

Il convient de signaler que les valeurs de la contrainte effective (σ'_{v0}), indiquées dans le tableau 4, ont été calculées en tenant compte de la présence d'un gradient hydraulique ascendant dans le dépôt d'argile silteuse situé sous la surface du fond des 2 dépressions. Par contre, il n'existe aucun gradient hydraulique dans le dépôt d'argile silteuse dans les secteurs situés en haut des 2 dépressions.

Pour la dépression située au P.K. 41+750, il en résulte que l'écart de préconsolidation ($\sigma'_p - \sigma'_{v0}$), dans le secteur situé en haut de la dépression, est de l'ordre de 200 kPa dans la croûte superficielle. Par la suite, cet écart diminue de façon substantielle pour atteindre une valeur d'environ 34 kPa à la profondeur de 8,5 m (niv. 29,8 m). Cet écart de préconsolidation reste approximativement constant à plus grande profondeur, jusqu'à la base du dépôt. Par ailleurs, l'écart de préconsolidation ($\sigma'_p - \sigma'_{v0}$) peut être estimé à une valeur d'environ 115 kPa à la

surface du fond de la dépression et augmente graduellement avec la profondeur pour atteindre environ 140 kPa à la base du dépôt.

Dans le secteur situé en haut de la dépression située au P.K. 42+074, l'écart de préconsolidation ($\sigma'_P - \sigma'_{VO}$), est de l'ordre de 200 kPa dans la croûte superficielle. Par la suite, cet écart diminue de façon substantielle pour atteindre une valeur d'environ 40 kPa à la profondeur de 7 m (niv. 32,5 m). Cet écart de préconsolidation reste approximativement constant à plus grande profondeur, jusqu'à la base du dépôt. Par ailleurs, l'écart de préconsolidation ($\sigma'_P - \sigma'_{VO}$) peut être estimé à une valeur de l'ordre de 90 kPa à la surface du fond de la dépression et augmente graduellement avec la profondeur pour atteindre environ 110 kPa à la base du dépôt.

TABLEAU 4
RÉSULTATS DES ESSAIS DE CONSOLIDATION

PARAMÈTRES	F-1			F-11	
Échantillon n°	TM-4	TM-6	TM-11	TM-4	TM-6
Profondeur (m)	4,85	7,85	15,65	4,85	7,85
Niveau (m)	33,45	30,45	22,65	34,64	31,67
Pression de préconsolidation (σ'_P)	205	125	170	150	110
Contrainte effective (σ'_{VO}) (à partir du haut de la dépression)	69	88	136	50	68
Écart de préconsolidation ($\sigma'_P - \sigma'_{VO}$) (à partir du haut de la dépression)	136	37	34	100	42
Contrainte effective (σ'_{VO}) (à partir du fond de la dépression)	-	10	42	4	18
Écart de préconsolidation ($\sigma'_P - \sigma'_{VO}$) (à partir du fond de la dépression)	-	115	128	146	92
Indice de recompression (c_{cr})	0,01	0,02	0,02	0,01	0,04
Indice de compression (c_c)	0,64	1,91	1,23	0,83	1,65

Par ailleurs, des coefficients de consolidation (C_v) ont été mesurés à différents paliers de chargement durant les essais de consolidation. Les résultats obtenus sont présentés au tableau 5 ci-dessous.

TABLEAU 5
VALEURS DES COEFFICIENTS DE CONSOLIDATION (C_v)

FORAGE N°	ÉCHANTILLONS	PALIER DE CONTRAINTE (kPa)	COEFFICIENT DE CONSOLIDATION C_v (cm ² /s)
F-1	TM-4	258	$1,0 \times 10^{-3}$
		383	$1,2 \times 10^{-4}$
F-1	TM-6	115	$3,9 \times 10^{-3}$
		258	$8,1 \times 10^{-5}$
F-1	TM-11	172	$6,3 \times 10^{-3}$
		258	$3,5 \times 10^{-5}$
		383	$2,4 \times 10^{-4}$
F-11	TM-4	172	$1,4 \times 10^{-3}$
		258	$1,0 \times 10^{-4}$
F-11	TM-6	115	$2,6 \times 10^{-3}$
		172	$2,9 \times 10^{-5}$
		258	$8,6 \times 10^{-5}$

Il résulte que les valeurs de « C_v » varient de $6,3 \times 10^{-3}$ à $1,0 \times 10^{-3}$ cm²/s pour des paliers de contraintes légèrement supérieures à la contrainte de préconsolidation (σ'_p). Pour des paliers de contraintes de plus grandes valeurs, la valeur de « C_v » varie de $2,4 \times 10^{-4}$ à $2,9 \times 10^{-5}$ cm²/s.

3.2.3 Till

Un mince dépôt de till a été rencontré sous le dépôt d'argile silteuse aux forages F-1 et F-11. Les épaisseurs respectives de ce dépôt sont de 0,31 et 1,22 m.

Des analyses granulométriques ont été effectuées sur 2 échantillons prélevés dans le dépôt de till. Les courbes granulométriques sont présentées à la figure 1 de l'annexe 3. Il ressort que la matrice de till (particules < 35 mm) consiste en un silt sableux avec un peu de gravier et des traces d'argile. Des cailloux et des blocs ont été rencontrés dans la partie inférieure du dépôt au forage F-11. Compte tenu de l'origine glaciaire du dépôt, il est probable que des cailloux et des blocs soient également présents ailleurs dans le dépôt.

Une valeur de 18 de l'indice de pénétration « N » a été mesurée dans le dépôt de till au forage F-11. Ceci indique que le matériau est de compacité moyenne.

3.2.4 Roc

Le roc a été carotté dans les forages F-1 et F-11 et les résultats indiquent que le socle rocheux est situé aux profondeurs respectives de 21,95 et 17,98 m correspondant aux niveaux 16,35 et 21,54 m.

Le roc consiste en une roche sédimentaire constituée d'un grès à grain moyen, calcaireux par endroits. Le roc est fracturé et les joints sont généralement très rapprochés à moyennement espacés.

L'indice de qualité du roc (RQD) est une mesure indirecte du nombre de fractures et de l'ampleur de l'altération du roc. Les valeurs mesurées indiquent que le roc est généralement de qualité moyenne à bonne sauf dans la partie supérieure au forage F-1 où le roc est de qualité très mauvaise.

3.3 EAU SOUTERRAINE

Des lectures ont été effectuées, le 8 décembre 2006, dans les piézomètres à pointe poreuse de type Casagrande installés dans la partie supérieure du roc dans les forages F-1 et F-11. Cette mesure a permis de déterminer le niveau piézométrique de la nappe dans les formations sous-jacentes au dépôt d'argile silteuse. Le tableau 6 ci-après présente les résultats obtenus.

TABLEAU 6
NIVEAU DE L'EAU SOUTERRAINE (2006-12-08)

FORAGE N°	PROFONDEUR (m)	NIVEAU (m)
F-1	1,70	36,60
F-11	1,90	37,62

Les niveaux piézométriques mesurés aux forages F-1 et F-11 indiquent qu'il n'existe pas de gradient hydraulique. Par contre, en tenant compte du niveau du terrain au fond des 2 dépressions, il existe à ces 2 endroits un gradient hydraulique ascendant dans le dépôt d'argile.

Enfin, il est important de souligner que le niveau de l'eau souterraine peut varier d'une saison à l'autre ou d'une année à l'autre en fonction des conditions météorologiques (pluies abondantes, fonte des neiges, sécheresse, etc.).

4 COMMENTAIRES ET RECOMMANDATIONS

4.1 DESCRIPTION DU PROJET

Les principales informations concernant les travaux projetés sur la route 236 entre les P.K. 41+650 et 43+040 ont été tirées des plans préliminaires préparés par Tecsalt-Séguin, transmis par courriel le 27 novembre 2006 et le 20 février 2007. Il s'agit de profils en long de la route 236, mais également des coupes transversales à l'endroit des 2 dépressions. Par ailleurs, selon les informations fournies par les représentants de Tecsalt-Séguin, le profil final de la route au ponceau situé au P.K. 42+074 a été modifié par rapport à celui fourni en 2007. Les informations à ce sujet ainsi que celles relatives au type et aux dimensions des 2 ponceaux ont été obtenues des plans identifiés CH-8707-154-93-1408-5 datés du 25 novembre 2008. La contrainte appliquée au sol par le ponceau situé au P.K. 41+750 a également été fournie.

Le projet dans ce tronçon consiste en la construction de la chaussée de la route, de 2 ponceaux ainsi que d'un pont d'étagement. Ce dernier a fait l'objet d'un rapport séparé. Les ouvrages traités dans le présent rapport sont la chaussée routière entre les P.K. 41+650 et 42+000 ainsi que 2 ponceaux aux P.K. 41+750 et 42+074.

Plusieurs points importants relatifs au projet de construction de la route et des 2 ponceaux sont énumérés ci-après :

- le profil d'une partie de la route projetée, sur une longueur de 140 m, située entre les P.K. 41+860 et 42+000, est quasiment au même niveau que le terrain existant ou est en déblai sur moins de 0,5 m de hauteur. Le reste du profil, soit entre les P.K. 41+650 et 41+860 est en remblai;
- la hauteur du remblai prévu vis-à-vis le centre des 2 dépressions est d'environ 6,5 m au ponceau situé au P.K. 41+750 et d'environ 5 m à celui situé au P.K. 42+074;

- au P.K. 41+750, le niveau du profil fini de la route est d'environ 39,8 m alors que le fond de la dépression correspond au niveau 33,3 m;
- au P.K. 42+074, le niveau du profil fini de la route est d'environ 40,7 m alors que le fond de la dépression correspond au niveau 35,7 m;
- la largeur de la route 236 projetée sera d'environ 13 m alors que la pente des talus de remblais sera profilée avec une inclinaison de 1 V : 2 H;
- le ponceau au P.K. 41+750 consiste en un ouvrage en béton armé préfabriqué (PBA). Les dimensions extérieures du ponceau sont de 3,6 m de largeur sur 2,7 m de hauteur alors que sa longueur est de 34 m;
- la base du radier du ponceau situé au P.K. 41+750 sera au niveau 32,23 m à son extrémité sud-ouest et 32,15 m à son extrémité nord-est;
- le ponceau au P.K. 42+074 sera constitué d'un tuyau en béton armé (TBA) d'un diamètre de 1,8 m et d'une longueur de 28,6 m;
- la base du radier du ponceau situé au P.K. 42+074 sera au niveau 35,35 m à son extrémité nord-ouest et 35,00 m à son extrémité sud-est;

Enfin, la construction du remblai au-dessus des ponceaux, pour combler les dépressions et construire la chaussée, nécessite de tenir compte du phénomène de rupture par cisaillement dans le dépôt d'argile tout en limitant l'amplitude des déformations des sols de fondation à des valeurs acceptables. Le but est de permettre un comportement adéquat des ouvrages. La conception des ouvrages et les méthodes de construction retenues doivent donc tenir compte des résultats des calculs relativement à ces 2 phénomènes, lesquels sont présentés ci-dessous de façon distincte pour les 2 ponceaux.

4.2 PONCEAU AU P.K. 41+750

4.2.1 Résumé des propriétés géotechniques du secteur

La stratigraphie des matériaux dans le secteur du ponceau au P.K. 41+750 consiste principalement en un épais dépôt d'argile silteuse prenant appui sur un mince dépôt de till, lequel repose sur le roc.

Dans le forage F-1, effectué en haut de la dépression, le dépôt d'argile a une épaisseur de 21,64 m. L'argile est de plasticité élevée (CH) jusqu'à la profondeur d'environ 15 m pour devenir de plasticité moyenne (CL) par la suite. Une « croûte » superficielle de consistance dure à raide est présente jusqu'à la profondeur d'environ 5 m. Par la suite, l'argile est de consistance généralement ferme. Enfin, l'écart de préconsolidation ($\sigma'_p - \sigma'_{v0}$) est d'environ 200 kPa dans la croûte. Il diminue à environ 34 kPa à la profondeur de 8,5 m (niv. 29,8 m) pour rester constant jusqu'à la base du dépôt.

Dans le fond de la dépression, aux sondages SC-2 et SC-3, la croûte superficielle, de consistance très raide à raide, a une épaisseur de l'ordre de 1 à 2 m. Par la suite, l'argile devient de consistance généralement ferme. Les valeurs de résistance au cisaillement les plus faibles ont été mesurées aux environs des niveaux 31 à 32 m et sont comprises entre 32 et 37 kPa. L'écart de préconsolidation ($\sigma'_p - \sigma'_{v0}$) peut être estimé à une valeur d'environ 115 kPa au fond de la dépression et augmente graduellement avec la profondeur pour atteindre environ 140 kPa à la base du dépôt.

Un mince dépôt de till de 0,31 m d'épaisseur a été rencontré sous le dépôt d'argile silteuse. Au forage F-1, le roc se situe à la profondeur de 21,95 m, correspondant au niveau 16,35 m.

Le 8 décembre 2006, le niveau piézométrique de l'eau souterraine au forage F-1 était de 36,60 m.

4.2.2 Stabilité du remblai et du sol de fondation

La construction de la chaussée au-dessus de la dépression nécessite la mise en place d'un remblai d'une hauteur maximum de l'ordre de 6,5 m.

Un remblai constitué de matériaux pulvérulents ($\gamma = 21 \text{ kN/m}^3$) induira sous le centre du remblai une pression au sol d'environ 135 kPa. Il faut signaler, à cet effet, que la hauteur du remblai est maximale dans l'axe de la route projetée et diminue graduellement en s'éloignant de cet axe dans le sens transversal. La pression induite au sol par le remblai varie donc en fonction de la hauteur de ce dernier.

Un calcul de la stabilité du remblai et du sol de fondation sous-jacent a été effectué en contraintes totales en utilisant des surfaces de rupture potentielles circulaires. La méthode des tranches de Bishop modifié a été utilisée et plusieurs centaines de surfaces de rupture potentielles ont été traitées au moyen du logiciel SLOPE-W commercialisé par la firme Geo-Slope International.

Le calcul a été effectué pour une hauteur variable de remblai, en utilisant une section transversale à l'axe de la route au P.K. 41+750, fournie par le représentant de TecSult-Séguin.

Les résultats des calculs de stabilité effectués indiquent que **la hauteur maximale de remblai permettant de maintenir un coefficient de sécurité suffisant contre la rupture par cisaillement de l'argile est de 5,5 m à partir du fond de la dépression.** La construction d'un remblai de hauteur égale ou inférieure à 5,5 m ne nécessite donc aucune mesure particulière de stabilisation du remblai contre la rupture des sols par cisaillement.

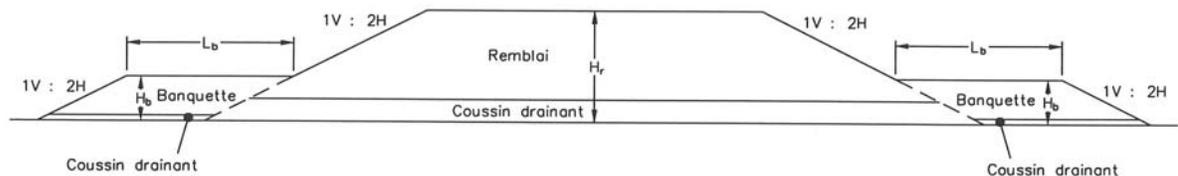
Tel que mentionné précédemment, la hauteur nécessaire du remblai pour combler la dépression est de 6,5 m et est donc supérieure à la hauteur critique de 5,5 m. Afin de permettre la construction d'un remblai d'une hauteur supérieure à 5,5 m, dans des conditions de stabilité générale sécuritaires, il est recommandé de procéder par la mise en place de banquettes stabilisatrices en pied de talus du remblai.

Les banquettes stabilisatrices consistent en un massif de sol ordinaire servant de contrepoids aux moments moteurs générant la rupture des sols de fondation par

cisaillement. Les analyses de stabilité ont été effectuées pour une hauteur totale de remblai de 7 m, tout en variant les dimensions des banquettes stabilisatrices et ce, pour obtenir un coefficient de sécurité minimal de 1,5 contre la rupture du sol de fondation par cisaillement. La hauteur de 7 m tient compte des tassements anticipés. L'hypothèse a été posée à l'effet que les pentes des talus des banquettes seraient profilées avec des inclinaisons de 1 V : 2 H. Pour les sols d'emprunt utilisés pour la construction des banquettes, un poids volumique de 18 kN/m^3 a été utilisé dans les calculs.

Les résultats des calculs indiquent que pour un remblai d'une hauteur de 7 m, les banquettes à construire en pied des talus est et ouest du remblai doivent avoir une hauteur minimale « H_b » de 2,5 m et une largeur minimale « L_b » de 8 m. La définition des paramètres géométriques est indiquée sur la figure 1.

FIGURE 1
DÉFINITION DES PARAMÈTRES GÉOMÉTRIQUES
REMBLAI AVEC BANQUETTES LATÉRALES



Les banquettes doivent être installées au pied de tous les remblais ayant une hauteur supérieure à 5,5 m, en respectant la géométrie indiquée ci-dessus.

À la fin des travaux de construction des remblais et de la consolidation du dépôt d'argile silteuse, tel que décrit ci-dessous, il est recommandé de conserver les banquettes en place.

4.2.3 Tassement du dépôt d'argile et du remblai

En plus de l'analyse de stabilité contre la rupture par cisaillement de l'argile qui a eu pour conséquence la limitation de la hauteur du remblai à 5,5 m en l'absence de banquettes stabilisatrices, l'analyse des tassements engendrés dans le dépôt d'argile par le poids des remblais est requise.

Le remblai, d'une hauteur de 7 m, sera érigé sur un dépôt d'argile silteuse compressible. L'écart de préconsolidation dans le dépôt d'argile silteuse au fond de la dépression est de l'ordre de 115 kPa. En tenant compte du fait que l'écart de préconsolidation sécuritaire utile est égale à environ 80 % de cette valeur, soit environ 92 kPa, ceci implique que ce dépôt ne peut supporter de charges générées par des remblais ayant un poids volumique $\gamma = 21 \text{ kN/m}^3$ et une hauteur supérieure à environ 4,5 m sans risquer d'engendrer de tassements importants. En conséquence, des mesures appropriées doivent être mises en œuvre afin de prévenir des tassements importants qui pourraient s'avérer préjudiciables au bon comportement du ponceau et de la chaussée de la route.

Des calculs de tassement ont été effectués pour différentes hauteurs de remblai, en tenant compte de la stratigraphie des sols en place et des caractéristiques des matériaux ainsi que de la présence de la dépression. Il ressort que les tassements sont faibles et surviennent à toutes fins pratiques au fur et à mesure de la mise en place du remblai jusqu'à une hauteur de l'ordre de 4,5 m. Pour un remblai de plus de 4,5 m de hauteur, le tassement devient important et peut être préjudiciable au bon comportement des ouvrages prévus. **En conséquence, à l'emplacement de la dépression située au P.K. 41+750, pour une hauteur maximale de remblai n'excédant pas 4,5 m, le tassement du dépôt d'argile sera limité à une faible valeur et se produira, à toutes fins pratiques, au fur et à mesure de la construction du remblai.**

Pour un remblai de 7,0 m de hauteur constitué de matériaux granulaires, le tassement de consolidation primaire anticipé serait de l'ordre de 0,5 m. Pour cette raison, il serait préférable de procéder à la mise en place d'un remblai de 7,0 m de hauteur au lieu du 6,5 m requis, afin de tenir compte du tassement anticipé.

Il est important de mentionner que le tassement primaire est approximatif et pourrait varier de 20 à 30 % en plus ou en moins de la valeur indiquée, suite à la mise en place du remblai. La raison d'une telle variation est la grande variabilité des paramètres affectant le calcul du tassement anticipé. Il s'agit, entre autres, de l'épaisseur du dépôt, de la teneur en eau, de l'indice de vides, de l'indice de compression, etc. La valeur réelle du tassement sera obtenue sur le terrain au moyen du suivi des travaux et les ajustements doivent alors être apportés au besoin.

Par ailleurs, les tassements secondaires ont été estimés à environ 0,5 m pour une durée de vie de l'ouvrage de 70 ans et un temps de consolidation primaire de 6 mois. L'hypothèse à l'effet que les tassements secondaires surviendront à partir de la fin de la consolidation primaire a été posée. Une durée de consolidation primaire de 6 mois nécessite l'accélération de la consolidation du dépôt d'argile au moyen de drains verticaux tel que décrit à la section 4.4.

Enfin, il est important de souligner que l'enlèvement de tout surplus de hauteur par rapport à celle prévue, après que le tassement sera complété, est de nature à favoriser le bon comportement des ouvrages. Il est donc recommandé de procéder à une surélévation de la hauteur du remblai à une épaisseur supérieure à la valeur du tassement anticipé.

4.2.4 Problématiques du secteur et options analysées

Les résultats des analyses de stabilité et des calculs de tassements des remblais et du sol de fondation permettent d'identifier les problématiques relatives aux travaux de construction du remblai au-dessus du ponceau, lesquelles peuvent être résumées comme suit :

- le dépôt d'argile silteuse en place est compressible et la valeur de l'écart de préconsolidation mesuré est faible par rapport à la charge qu'apporterait le remblai prévu de 6,5 m de hauteur. Le tassement généré sera donc important;
- le tassement se produira durant plusieurs années suite à la construction si aucune mesure particulière n'est mise en œuvre pour accélérer la

consolidation du dépôt d'argile. La mise en place de drains verticaux et d'un tapis drainant pourraient être prévue à cet effet. Ces mesures seront décrites à la section 4.4 de ce rapport;

- la stabilité des remblais et du sol de fondation contre une rupture par cisaillement ne peut être assurée avec un coefficient de sécurité suffisant que par la mise en place de banquettes stabilisatrices en pied de talus des remblais;
- le ponceau doit être prolongé sous les banquettes stabilisatrices et doit être installé de façon à tenir compte des tassements anticipés et assurer ainsi son fonctionnement normal après que les tassements soient complétés.

Il résulte de ce qui précède la possibilité d'envisager 2 options pour la conception et l'exécution des travaux. Celles-ci sont résumées ci-après :

Option 1 :

Cette option consiste en la mise en place de drains verticaux pour accélérer les tassements et en la construction d'un remblai de matériaux granulaires jusqu'au niveau du profil fini de la route projetée. Les principales caractéristiques de l'option 1 sont les suivantes :

- préparation de l'assise, mise en place d'un tapis drainant et installation des drains verticaux en suivant les recommandations de la section 4.4 du présent rapport;
- installation du ponceau avec une longueur suffisante qui tient compte de la présence des banquettes stabilisatrices. Le ponceau doit avoir une cambrure orientée vers le haut pour tenir compte des tassements anticipés;
- construction des banquettes stabilisatrices et de la partie inférieure du remblai;
- construction d'un remblai de 7,0 m de hauteur afin de tenir compte des tassements anticipés, lesquels sont d'environ 0,5 m;

- suivi de la consolidation du dépôt d'argile silteuse au moyen d'appareils d'auscultation afin de s'assurer qu'au moins 90 % de la consolidation primaire est complétée;
- nivellement final par excavation des sols au-dessus de la ligne d'infrastructure et mise en place de la structure de la chaussée.

Option 2 :

L'option 2 constitue une alternative à l'option 1 et aux conditions de construction décrites précédemment. Il s'agit principalement de remplacer une partie du remblai de sol, sur une épaisseur suffisante, par un remblai léger constitué de polystyrène de façon à limiter les tassements à de faibles valeurs et à ériger un remblai ne nécessitant pas de banquettes stabilisatrices. Les principales caractéristiques de l'option 2 sont les suivantes :

- préparation de l'assise et installation du ponceau;
- construction d'un remblai composite constitué d'abord de remblai de matériaux granulaires recouvert du remblai léger. Le remblai de sol avec un poids volumique de 21 kN/m³ doit avoir une épaisseur totale maximale de 4,5 m. Le remblai léger doit être constitué de polystyrène et avoir une épaisseur suffisante (dans ce cas 2,0 m) pour permettre d'atteindre la hauteur maximale de remblai requise, soit 6,5 m.

Le polystyrène à utiliser doit avoir les caractéristiques physiques et mécaniques minimales lui permettant de supporter les charges apportées par la chaussée sus-jacente et les efforts extérieurs et être protégé par une couverture de sol sur une épaisseur appropriée.

Par ailleurs, tel que le spécifie l'article 19.9 C.C.D.G (édition 2008) «..., la première rangée de polystyrène doit être mise en place sur une couche de 150 mm d'épaisseur de matériau granulaire densifié». De plus «..., la dernière rangée de blocs de polystyrène est recouverte d'une dalle en béton de ciment de 100 mm d'épaisseur, armé au moyen d'un treillis métallique». Enfin «..., avant la pose de la

dalle en béton de ciment, aucun matériel n'est autorisé à circuler sur le polystyrène ».

La conception de la chaussée doit tenir compte de la présence du remblai léger en polystyrène sous la ligne d'infrastructure.

Les tassements anticipés dans cette option seront faibles et surviendront au fur et à mesure de la construction du remblai. Aucune mesure particulière n'est donc nécessaire pour accélérer la consolidation du dépôt d'argile, comme c'est le cas dans l'option 1. De plus, la stabilité des remblais contre le glissement, par une rupture par cisaillement de l'argile silteuse, devient assurée avec un coefficient de sécurité suffisant sans avoir recours à des banquettes stabilisatrices. La longueur du ponceau est donc limitée au remblai routier et la cambrure requise vers le haut est faible.

4.3 PONCEAU AU P.K. 42+074

4.3.1 Résumé des propriétés géotechniques du secteur

La stratigraphie des matériaux dans le secteur du ponceau au P.K. 42+074 consiste principalement en un épais dépôt d'argile silteuse prenant appui sur le roc par l'intermédiaire d'un mince dépôt de till.

Le dépôt d'argile au forage F-11, effectué en haut de la dépression, a une épaisseur de 16,76 m. Le matériau est de plasticité élevée (CH) jusqu'à la profondeur d'environ 10 m pour devenir de plasticité moyenne (CL) par la suite. Une « croûte » superficielle de consistance dure à raide est présente jusqu'à la profondeur d'environ 3,5 m. Par la suite, l'argile est de consistance généralement ferme. Enfin, l'écart de préconsolidation ($\sigma'_p - \sigma'_{v0}$) est d'environ 200 kPa dans la croûte. Il diminue à 40 kPa à la profondeur d'environ 7 m (niv. 32,5 m) pour rester constant jusqu'à la base du dépôt.

Dans le fond de la dépression, aux sondages SC-12 et SC-13, aucune « croûte » n'a été décelée et l'argile intacte est de consistance généralement ferme. Les valeurs de résistance au cisaillement les plus faibles ont été mesurées aux environs du niveau 34 m et sont comprises entre 27 et 31 kPa. L'écart de préconsolidation peut être estimé à une valeur de 90 kPa à la surface du fond de la dépression et augmente graduellement avec la profondeur pour atteindre environ 110 kPa à la base du dépôt.

Le dépôt de till, sous-jacent au dépôt d'argile, a une épaisseur de 1,22 m. Il prend appui sur le roc, lequel est situé au niveau 21,54 m au forage F-11.

Le 8 décembre 2006, le niveau piézométrique de l'eau souterraine au forage F-11 était de 37,62 m.

4.3.2 Stabilité du remblai et du sol de fondation

Tel que mentionné précédemment, la construction de la chaussée nécessite d'ériger un remblai d'une hauteur maximum d'environ 5 m dans la dépression.

Un remblai constitué de matériaux pulvérulents ($\gamma = 21 \text{ kN/m}^3$) induira sous le centre du remblai une pression au sol d'environ 105 kPa. Il est également utile de signaler que la hauteur du remblai est maximale dans l'axe de la route projetée et diminue graduellement en s'éloignant de cet axe dans le sens transversal. La pression induite au sol par le remblai varie donc en fonction de la hauteur de ce dernier.

Le calcul de stabilité du remblai et du sol de fondation sous-jacent a été effectué selon la méthode décrite à la section 4.2.2 du rapport. Le calcul a été effectué pour une hauteur variable de remblai.

Les résultats des calculs de stabilité effectués indiquent que **la hauteur maximale de remblai permettant de maintenir un coefficient de sécurité suffisant contre la rupture par cisaillement de l'argile est de 4,2 m à partir du fond de la dépression.** La construction de remblais de hauteur égale ou inférieure à 4,2 m ne

nécessite donc aucune mesure particulière de stabilisation des remblais contre la rupture des sols par cisaillement.

La hauteur nécessaire du remblai pour combler la dépression est de 5 m et est donc supérieure à la hauteur critique de 4,2 m. Afin de permettre la construction de remblais d'une hauteur supérieure à 4,2 m, dans des conditions de stabilité générale sécuritaires, il est recommandé de procéder par la mise en place de banquettes stabilisatrices en pied de talus des remblais.

Les analyses de stabilité ont été effectuées pour une hauteur totale de remblai de 5,5 m, tout en variant les dimensions des banquettes stabilisatrices et ce, pour obtenir un coefficient de sécurité minimal de 1,5 contre la rupture du sol de fondation par cisaillement. La hauteur de 5,5 m tient compte des tassements anticipés. L'hypothèse a été posée à l'effet que les pentes des talus des banquettes seraient profilées avec des inclinaisons de 1 V : 2 H. Pour les sols d'emprunt utilisés pour la construction des banquettes, un poids volumique de 18 kN/m^3 a été utilisé dans les calculs.

Les résultats des calculs indiquent que pour un remblai d'une hauteur de 5,5 m, les banquettes à construire en pied des talus du remblai doivent avoir une hauteur minimale « H_b » de 2,3 m et une largeur minimale « L_b » de 8 m. La définition des paramètres géométriques est indiquée sur la figure 1.

Les banquettes doivent être installées au pied de tous les remblais ayant une hauteur supérieure à 4,2 m, en respectant la géométrie indiquée à la figure 1.

À la fin des travaux de construction des remblais et de la consolidation du dépôt d'argile silteuse, tel que décrit ci-dessous, il est recommandé de conserver les banquettes en place.

4.3.3 Tassement du dépôt d'argile et du remblai

En plus de l'analyse de stabilité contre la rupture par cisaillement de l'argile qui a eu pour conséquence la limitation de la hauteur du remblai à 4,2 m en l'absence de

banquettes stabilisatrices, l'analyse des tassements engendrés dans le dépôt d'argile par le poids des remblais est requise.

Le remblai, d'une hauteur de 5,5 m, sera érigé sur un dépôt d'argile silteuse compressible. L'écart de préconsolidation minimum dans le dépôt d'argile silteuse à partir du fond de la dépression est d'environ 90 kPa. En tenant compte du fait que l'écart de préconsolidation sécuritaire utile est égal à environ 80 % de cette valeur, soit 72 kPa, ceci implique que ce dépôt ne peut supporter de charges générées par des remblais ayant un poids volumique $\gamma = 21 \text{ kN/m}^3$ et une hauteur supérieure à 3,5 m sans risquer d'engendrer de tassements excessifs. En conséquence, des mesures appropriées doivent être mises en œuvre afin de prévenir des tassements importants préjudiciables au bon comportement du ponceau et de la chaussée de la route.

Des calculs de tassement ont été effectués pour différentes hauteurs du remblai, en tenant compte de la stratigraphie des sols en place et des caractéristiques des matériaux ainsi que de la présence de la dépression. Il ressort que les tassements sont faibles et surviennent à toutes fins pratiques au fur et à mesure de la mise en place du remblai jusqu'à une hauteur de l'ordre de 3,5 m. Pour un remblai de plus de 3,5 m de hauteur, le tassement devient important et peut être préjudiciable au bon comportement des ouvrages prévus. **En conséquence, à l'emplacement de la dépression située au P.K. 42+074, pour une hauteur maximale de remblai n'excédant pas 3,5 m, le tassement du dépôt d'argile sera limité à une faible valeur et se produira, à toutes fins pratiques, au fur et à mesure de la construction du remblai.**

Pour un remblai de 5,5 m de hauteur constitué de matériaux granulaires, le tassement de consolidation primaire anticipé serait de l'ordre de 0,5 m. Pour cette raison, il serait préférable de procéder à la mise en place d'un remblai de 5,5 m de hauteur au lieu du 5,0 m requis, afin de tenir compte du tassement anticipé.

Pour les raisons mentionnées à la section 4.2.3 du rapport, la valeur du tassement primaire indiquée est approximative et pourrait varier de 20 à 30 % en plus ou en moins.

Par ailleurs, les tassements secondaires ont été estimés à environ 0,4 m en tenant compte des mêmes hypothèses indiquées à la section 4.2.3.

Enfin, tout comme pour le ponceau au P.K. 41+750, il est recommandé de procéder à une surélévation de la hauteur du remblai avec une épaisseur supérieure à la valeur du tassement anticipé.

4.3.4 Problématiques du secteur et options analysées

Les résultats des calculs de stabilité et de tassement des remblais et du sol de fondation permettent d'identifier les problématiques relatives aux travaux de construction du remblai au-dessus du ponceau, lesquelles sont semblables à celles décrites à la section 4.2.4 pour le ponceau au P.K. 41+750. Il s'agit donc de procéder par la mise en place d'un tapis drainant, de drains verticaux, de banquettes stabilisatrices, d'un prolongement du ponceau et d'auscultation du remblai.

Il résulte de ce qui précède la possibilité d'envisager 2 options pour la conception et l'exécution des travaux à l'emplacement du ponceau. Celles-ci sont résumées ci-après :

Option 1 :

Cette option consiste en la mise en place de drains verticaux pour accélérer les tassements et en la construction d'un remblai de matériaux granulaires jusqu'au niveau du profil fini de la route projetée. Les principales caractéristiques de l'option 1 sont les suivantes :

- préparation de l'assise, mise en place d'un tapis drainant et installation des drains verticaux en suivant les recommandations de la section 4.4 du présent rapport;
- installation du ponceau avec une longueur suffisante qui tient compte de la présence des banquettes stabilisatrices. Le ponceau doit avoir une cambrure orientée vers le haut pour tenir compte des tassements anticipés;

- construction des banquettes stabilisatrices et de la partie inférieure du remblai;
- construction d'un remblai de 5,5 m de hauteur afin de tenir compte des tassements anticipés, lesquels sont d'environ 0,5 m;
- suivi de la consolidation du dépôt d'argile silteuse au moyen d'appareils d'auscultation afin de s'assurer qu'au moins 90 % de la consolidation primaire est complétée;
- nivellement final par excavation des sols au-dessus de la ligne d'infrastructure et mise en place de la chaussée.

Option 2 :

L'option 2 constitue une alternative à l'option 1 et aux conditions de construction décrites précédemment. Il s'agit principalement de remplacer une partie du remblai de sol, sur une épaisseur suffisante, par un remblai léger constitué de polystyrène de façon à limiter les tassements à de faibles valeurs et à ériger un remblai ne nécessitant pas de banquettes stabilisatrices. Les principales caractéristiques de l'option 2 sont les suivantes :

- préparation de l'assise et installation du ponceau;
- construction d'un remblai composite constitué d'abord de matériaux granulaires recouverts du remblai léger. Le remblai de sol avec un poids volumique de 21 kN/m^3 doit avoir une épaisseur totale maximale de 3,5 m. Le remblai léger doit être constitué de polystyrène et avoir une épaisseur suffisante (dans ce cas 1,5 m) pour permettre d'atteindre la hauteur maximale de remblai requise, soit 5 m.

Le polystyrène à utiliser doit avoir les caractéristiques minimales et être protégé selon les recommandations de la section 4.2.4 du présent rapport. De plus, la conception de la chaussée doit tenir compte de la présence de ce matériau sous la ligne d'infrastructure.

Les tassements anticipés dans cette option seront faibles et surviendront au fur et à mesure de la construction du remblai. Aucune mesure particulière n'est donc

nécessaire pour accélérer la consolidation du dépôt d'argile, contrairement au cas de l'option 1. De plus, la stabilité des remblais contre le glissement, par une rupture par cisaillement de l'argile silteuse, devient assurée avec un coefficient de sécurité suffisant sans avoir recours à des banquettes stabilisatrices. La longueur du ponceau est donc limitée au remblai routier et la cambrure requise vers le haut est faible.

4.4 ACCÉLÉRATION DE LA CONSOLIDATION DU DÉPÔT D'ARGILE

Tel que mentionné précédemment, les tassements engendrés sous les remblais constitués de matériaux granulaires, sans utilisation de polystyrène, sont importants. De plus, en raison de la faible perméabilité de l'argile silteuse, les tassements du dépôt ne seraient complétés qu'après une longue période de temps, laquelle peut nécessiter plusieurs années, si aucune mesure adéquate n'est mise en œuvre pour accélérer ces tassements.

Une des solutions permettant d'accélérer la consolidation du dépôt d'argile silteuse sous le poids des remblais d'approche consiste à avoir recours à des drains verticaux. Il s'agit principalement de drains installés suivant un patron précis et traversant verticalement l'ensemble du dépôt d'argile silteuse. Ces drains doivent être conçus de façon à ne pas s'obstruer et à permettre en tout temps le cheminement libre de l'eau lors de la consolidation de l'argile. L'eau doit être acheminée vers l'extérieur du site des travaux et ce sans provoquer d'accumulation d'eau en surface des espaces traités ou ceux adjacents.

Le principe de fonctionnement d'un drain vertical durant la consolidation consiste à favoriser le drainage de l'eau contenu dans le matériau, d'abord horizontalement vers le drain vertical, ensuite l'eau est acheminée à travers le drain vers la surface ou vers une formation perméable sous-jacente. Le chemin de drainage est donc substantiellement diminué et conséquemment le temps de consolidation.

Un coussin de matériau granulaire drainant doit être mis en place à la surface du terrain préparée à cet effet. Dans les deux dépressions, l'épaisseur du coussin doit être d'au moins 0,6 m. Ce coussin doit être présent sous les remblais et les

banquettes latérales. Les caractéristiques de ce matériau doivent permettre un drainage adéquat de l'eau vers un exutoire approprié. Il pourrait s'agir dans ce cas d'un matériau CG-56 (couche anticontaminante ou filtrante) dont la granulométrie est spécifiée à la norme NQ 2560-114/2002, section III. Un matériau de propriétés équivalentes, approuvé par l'ingénieur, pourrait également être utilisé. Les drains verticaux doivent être prolongés à l'intérieur de la couche filtrante.

Les drains verticaux doivent être installés sous les remblais jusqu'au pied des talus. La mise en place de drains verticaux n'est pas requise sous les banquettes latérales.

L'espacement des drains a une grande influence sur le temps de consolidation du dépôt d'argile silteuse soumise aux contraintes transmises par les remblais. De façon simple, plus petit est l'espacement entre les drains verticaux, plus grande est la vitesse de consolidation de l'argile et ce en raison du cheminement plus court du drainage de l'eau.

Un calcul du temps de consolidation a été effectué en tenant compte, d'une part des caractéristiques de l'argile silteuse en place et d'autre part en faisant varier l'espacement des drains verticaux. Il ressort que pour un délai de consolidation d'au moins 6 mois, l'espacement maximum des drains verticaux préconisé est de 1,5 m dans les 2 directions.

Le degré de consolidation primaire qui sera atteint dans les délais prévus et en considérant l'espacement préconisé devrait être d'environ 90 %. Il est également utile de rappeler que, comme pour l'estimation de l'ampleur des tassements, l'estimation du temps de consolidation pourrait être sujet à des variations importantes en raison de la grande variabilité des valeurs obtenues pour le coefficient de consolidation, lequel influence de façon substantielle le temps de consolidation.

4.5 PONCEAUX

Le présent projet inclut la construction de 2 ponceaux en béton armé aux P.K. 41+750 et 42+074. Le premier aura une section rectangulaire de 3,6 m sur 2,7 m alors que le second aura un diamètre de 1,8 m.

4.5.1 Remblai

Le profil prévu pour la route 236 projetée, à l'emplacement des 2 ponceaux aux P.K. 41+750 et 42+074, conduira à la mise en place d'un remblai d'une hauteur respective maximum de 6,5 et 5,0 m afin de combler les dépressions à ces endroits. C'est ainsi que les niveaux du profil fini de la route sont respectivement de 39,8 et 40,7 m à ces 2 endroits. Les niveaux respectifs du fond des dépressions sont de 33,3 et 35,7 m.

Deux options envisageables ont été décrites précédemment pour le remblayage des 2 dépressions. La première consiste à remblayer ces dépressions avec un matériau de classe B. Dans ces conditions, un tassement important du dépôt d'argile silteuse en place est à prévoir. La seconde option consistera en la construction d'un remblai constitué en partie de sol et en partie de polystyrène et ce, de façon à limiter l'ampleur du tassement à une valeur acceptable. Tel que convenu lors de la réunion tenue le 7 mars 2007 et à laquelle différents intervenants au projet ont participé, c'est cette dernière option qui sera privilégiée pour les 2 dépressions.

4.5.2 Fondation du ponceau au P.K. 41+750

Selon les informations fournies, il est prévu que le ponceau consiste en un ouvrage rectangulaire avec des dimensions extérieures de 3,6 m de largeur sur 2,7 m de hauteur. De plus, la contrainte appliquée sur le sol à la base du radier du ponceau sera de 93 kPa.

L'unité stratigraphique la plus importante sur le site consiste en un épais dépôt d'argile silteuse de faible résistance. Le dépôt de till recouvrant le roc est situé à

environ 21,64 m de profondeur au forage F-1, ce qui correspond à une profondeur d'environ 16,5 m à partir du fond de la dépression.

Compte tenu de la nature de l'ouvrage projeté et de la stratigraphie des matériaux en place, 2 options peuvent être retenues pour le système de fondations afin d'assurer un comportement adéquat du ponceau. Il s'agit en première option d'un ponceau prenant appui sur le dépôt d'argile en place par l'intermédiaire d'un remblai de matériaux granulaires compactés d'une épaisseur suffisante pour répartir les contraintes transmises au niveau du dépôt d'argile. La seconde option envisageable consiste à la mise en place de fondations profondes (pieux) pour reprendre les contraintes transmises par la structure du ponceau. Ces 2 options sont décrites dans les sections qui suivent.

Il convient de souligner que le dimensionnement doit se faire selon les exigences du *Code canadien sur le calcul des ponts routiers (CAN/CSA-S6-06)*.

4.5.2.1 Remblai de matériaux granulaires sous le ponceau (option 1)

1) Résistance géotechnique à l'état limite d'utilisation (ELUT)

Selon les informations fournies, l'assise du radier du ponceau est prévu au niveau d'environ 32,2 m alors le fond de la dépression correspond au niveau approximatif de 33,3 m, soit environ 1,1 m sous la surface du fond de la dépression. De plus, la largeur du ponceau sera de 3,6 m et la contrainte appliquée au sol à la base du radier sera de 93 kPa.

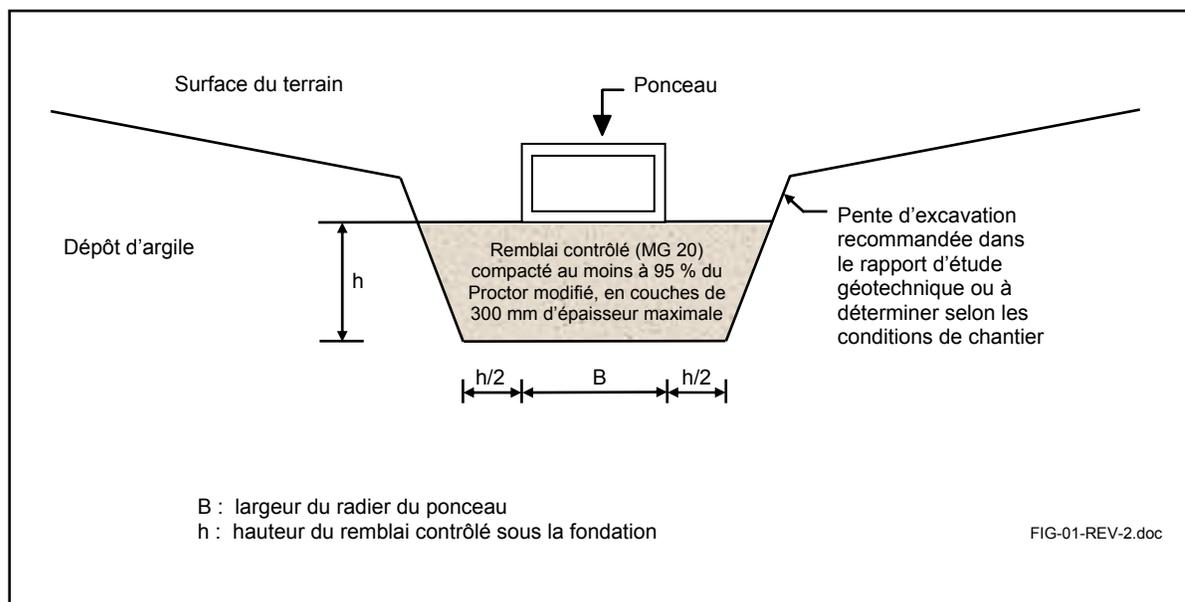
Par ailleurs, l'écart de préconsolidation ($\sigma'_p - \sigma'_{vo}$) minimum à cet endroit est d'environ 115 kPa, ce qui correspond à un écart de préconsolidation utile de 92 kPa.

Cette valeur utile de l'écart de préconsolidation est donc limite pour reprendre les charges appliquées au sol par le radier du ponceau. De plus, des valeurs faibles de la résistance au cisaillement de l'argile (c_u) de 32 kPa et 35 kPa mesurées respectivement dans les sondages SC-2 et SC-3 aux environs du niveau 30,5 m,

laissent supposer un écart de préconsolidation utile encore plus faible que 92 kPa sur une épaisseur d'environ 1 m du dépôt d'argile, approximativement entre les niveaux 31 et 30 m. **Dans ce contexte, il est recommandé de prévoir la mise en place d'un remblai de matériaux MG 20 d'une épaisseur d'au moins 0,8 m directement sous le radier de façon à réduire la contrainte transmise au dépôt d'argile et ainsi prévenir des tassements excessifs qui pourraient s'avérer préjudiciables au bon comportement du ponceau.**

Dans ce cas, la largeur du remblai au fond de l'excavation devra excéder les côtés des fondations, sur une distance égale à la moitié de la hauteur du remblai « contrôlé », tel qu'illustré à la figure 2.

FIGURE 2
REMBLAI SOUS LE RADIER DU PONCEAU



Les pentes d'excavation pourraient être pratiquées suivant une inclinaison maximale de 1 V : 1,5 H.

Il est recommandé que le compactage du remblai soit contrôlé par des mesures de densité en place.

Le remblai sous le ponceau devra être constitué de matériaux MG 20, mis en place en couches d'une épaisseur maximale de 300 mm et compactés au moins à 95 % du Proctor modifié.

Enfin, un ponceau prenant appui sur un remblai de matériaux MG 20 d'une épaisseur minimum de 0,8 m et appliquant une contrainte de 93 kPa à la surface de ce remblai permettra d'assurer un tassement de la fondation de l'ouvrage inférieur à 25 mm.

2) Résistance géotechnique à l'état limite ultime (ELUL)

La résistance géotechnique à l'état limite ultime (ELUL) pourra être déduite à partir de la relation fournie par le *Code canadien sur le calcul des ponts routiers*, section 6.7.2 et par le CFEM, section 10.2. Cette relation pourra être formulée comme suit :

$$q_{ELUL} = \mu \times c_u \times N_c \times S_c + q_s \times N_q \times S_q$$

où :

- q_{ELUL} : résistance géotechnique à l'état limite ultime (kPa)
- c_u : résistance au cisaillement non drainé de l'argile (valeur moyenne mesurée sur une profondeur correspondant à $D + 2B$) (kPa)
- B : largeur de la fondation (m)
- D : profondeur de la fondation par rapport à la surface du terrain naturel (m)
- μ : coefficient de correction pour tenir compte de la plasticité de l'argile ($\mu = 0,9$ pour ce projet)
- q_s : contrainte totale verticale due au poids du sol agissant au niveau d'assise de la fondation (kPa)
- N_c, N_q : coefficients de capacité portante ($N_c = 2 + \pi$ et $N_q = 1$)
- S_c, S_q : coefficients d'ajustement ($S_c = 1 + 0,4 \times D/B$ et $S_q = 1$)

Afin d'obtenir la résistance géotechnique à l'état limite ultime pondérée, la valeur de la résistance à l'ELUL doit être multipliée par un coefficient de tenue de 0,5.

4.5.2.2 Fondations profondes – pieux (option 2)

1. Généralités

Le système de fondations profondes recommandé pour le ponceau dans cette option consiste en des pieux. En général, les fondations profondes les plus fréquemment utilisées sont des pieux battus. Ces derniers peuvent développer leur capacité portante dans les sols par la résistance mobilisée par frottement le long du fût ainsi que par la résistance en pointe. Les pieux peuvent également développer leur résistance uniquement en pointe lorsque celle-ci est appuyée sur un substratum rigide. Dans ce dernier cas, la capacité géotechnique des pieux est égale à leur capacité structurale, laquelle dépend des propriétés des matériaux qui les composent.

Les pieux battus les plus fréquemment utilisés sont les pieux d'acier en « H » ou des pieux tubulaires en acier remplis de béton. Dans le cas du présent projet, compte tenu de la stratigraphie des sols et du roc sur le site, le recours à un système de pieux prenant appui sur un substratum rigide (till ou roc) est approprié.

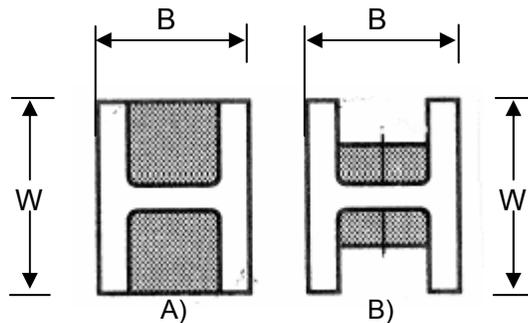
Le refus à l'enfoncement des pieux sera vraisemblablement obtenu à la surface du roc et occasionnellement dans le dépôt de till sus-jacent. Il convient de rappeler que compte tenu de l'origine glaciaire du dépôt de till, il est probable que des cailloux et des blocs soient présents dans ce dépôt et que des refus à l'enfoncement des pieux puissent être obtenus sur ces éléments.

2. Pieu d'acier profilé en « H »

La capacité structurale d'un pieu d'acier profilé en « H » doit être déterminée en utilisant les formules de calcul du *Code canadien sur le calcul des ponts routiers*. Le dimensionnement doit également tenir compte de l'article 15.3 du CCDG, édition 2008. Les principaux désavantages de ces pieux sont qu'ils s'endommagent facilement lors d'un sur-battage. De plus, contrairement à un pieu tubulaire en acier, il ne peut être inspecté facilement.

Il est important de tenir compte des surfaces effectives du pieu en « H » pour le calcul de sa capacité géotechnique. Ainsi, la surface latérale le long du fût du pieu est égale au périmètre de la section du pieu formée par le rectangle englobant seulement les dimensions extérieures du pieu. Ainsi, la surface comprenant l'intérieur des ailettes du pieu ne doit pas être prise en compte. Pour ce qui est de la surface portante de la pointe, cette surface est égale à seulement la moitié de l'empreinte de la section de la pointe du pieu formé par les dimensions extérieures des rectangles du pieu. Cette situation est illustrée à la figure 3.

FIGURE 3
SURFACE EFFICACE D'UN PROFILÉ EN H



- A) Surface latérale du fût où se développe le frottement $A_f = 2B+2W$
 B) Surface de la pointe du pieu $A_t = (B \times W)/2$

Il convient de rappeler que dans le cas du présent projet, la capacité géotechnique des pieux est égale à leur capacité structurale.

3. Pieu tubulaire en acier rempli de béton

Les pieux tubulaires en acier peuvent être fermés ou non à leur extrémité et remplis de béton. Ces pieux développent leur résistance principalement en pointe de façon à transférer les charges à un substratum rigide.

Les pieux appuyés sur un substratum rigide développent leur capacité structurale dans la section d'acier et de béton du pieu.

Pour avoir une contribution du béton à la capacité structurale du pieu, il est indiqué à l'article 15.3.2 du C.C.D.G, édition 2008, que les pieux doivent avoir un diamètre intérieur minimum de 300 mm.

Par ailleurs, certaines précautions doivent être prises pour assurer la qualité et la contribution structurale du béton à incorporer dans les pieux. Il s'agit, entre autres, des principaux points suivants :

- l'intérieur du pieu doit être vide et bien nettoyé;
- l'affaissement du béton frais doit être de 150 mm ou plus;
- le béton doit être mis en place lentement, mais en continu, sans interrompre la coulée;
- le béton peut être versé en chute libre, sans avoir recours à un vibreur pour sa consolidation.

Le tassement d'un pieu appuyé en pointe sur un substratum rigide est régi par la compression élastique de ce pieu. La capacité des pieux fabriqués de matériaux mixtes, comme des pieux tubulaires d'acier remplis de béton, dépend des propriétés élastiques des 2 matériaux, soit le béton et l'acier.

Les pieux doivent être conçus de façon à résister aux efforts dus au transport, à la manutention et à la mise en place.

4.5.2.3 Détermination du critère de refus au battage

Il est important que le battage et l'enfoncement des pieux soient simulés théoriquement. Il est préférable qu'une telle étude soit faite à l'aide de l'équation de l'onde (Wave Equation) et ce, à partir des données de l'étude des sols et de l'équipement (marteau) utilisé en chantier. L'utilisation des formules de battage comme celle de Hiley s'est avérée aléatoire et est à proscrire dans la pratique. Il est recommandé de se fier uniquement à la simulation par l'équation de l'onde. Le critère de refus doit toujours être confirmé par des analyses dynamiques.

4.5.2.4 Frottement négatif sur les pieux

Le contexte particulier du présent projet consiste en la mise en place dans la dépression d'un remblai de sol d'une hauteur de 6,5 m. À cet endroit, le remblai prendra appui sur un dépôt d'argile silteuse compressible d'environ 16,5 m d'épaisseur. Ces conditions sont généralement favorables à la génération de frottements négatifs autour des pieux. De façon simple, le phénomène du frottement négatif est la conséquence du tassement du sol autour du pieu, en exerçant sur ce dernier une force d'entraînement vers le bas, ce qui constitue une charge additionnelle appliquée sur le pieu.

Dans le cas du présent projet, 2 situations peuvent se produire. Dans le premier cas, les tassements du dépôt d'argile silteuse sont importants, ce qui génère donc des frottements négatifs sur les pieux. Dans le second cas, le remblai utilisé est en partie constitué de polystyrène et les tassements du dépôt d'argile seront négligeables. C'est la seconde situation qui est prévue dans le présent projet et le frottement négatif sur les pieux pourra donc être négligé.

4.5.2.5 Fluage latéral sur les pieux

De façon générale, la présence d'un dépôt de sol de faible résistance sous un remblai peut conduire à des efforts sur les pieux. Il s'agit d'efforts de cisaillement latéral (P) et de moment fléchissant (M), dont les valeurs maximales se situent vis-à-vis le milieu du dépôt de sol de faible résistance.

Dans le cas du présent projet, l'option consistant à construire un remblai composé en partie de sol et en partie de polystyrène a été retenue lors de la réunion des différents intervenants au projet, le 7 mars 2007. Le tassement engendré dans le dépôt d'argile sous le poids du remblai est par conséquent, négligeable. C'est ainsi que le fluage du dépôt d'argile, et donc la sollicitation latérale de cisaillement des pieux, devient négligeable ou quasiment inexistante.

4.5.2.6 Conditions de battage et protection de la pointe des pieux

Les pieux seront enfoncés dans de l'argile sensible avant d'être arrêtés par un refus à la pénétration sur un substratum rigide constitué de till ou de roc. Lors du battage des pieux dans l'argile, des pressions interstitielles sont susceptibles de se développer autour du fût et à la pointe du pieu, ce qui peut provoquer le rebondissement du pieu battu et le soulèvement des pieux adjacents déjà installés. Le phénomène peut être amplifié particulièrement pour les cas des pieux tubulaires munis d'une plaque à l'extrémité. Le rebattage d'un pieu après 48 heures de la fin de l'installation de l'ensemble des pieux adjacents est généralement nécessaire pour s'assurer que le pieu est appuyé sur un substratum rigide.

De plus, tel que mentionné précédemment, les conditions de battage peuvent être telles qu'il peut y avoir rebondissement du pieu au moment de son enfoncement. Ce phénomène a été observé surtout lorsque les pieux s'enfoncent dans de l'argile dont l'indice de liquidité (I_L) est supérieur à 0,7. Dans certains cas, les pressions ont été suffisamment élevées pour faire soulever le pieu jusqu'à son niveau d'avant l'impact. Pour le site à l'étude, le dépôt d'argile silteuse possède un indice de liquidité qui varie de 0,9 à 2,0 sous la croûte de surface. Il est donc possible que des retards durant la construction puissent être causés par ce phénomène.

Plusieurs méthodes ont déjà été utilisées avec succès pour la diminution ou l'élimination complète des effets de ce phénomène, lesquelles se présentent comme suit :

- utiliser un pieu profilé en « H », moins susceptible au phénomène de rebondissement qu'un pieu « tubulaire » en acier à bout fermé;
- alourdir le pieu tubulaire en acier au moment de son battage en remplissant le pieu avec de l'eau;
- changer, modifier et adapter la séquence de battage;
- prévoir des périodes d'attente lors du battage des pieux.

Enfin, les pieux doivent être protégés à leur extrémité. La protection dépend de conditions précises et des dimensions des pieux. De façon générale, le MTQ a déjà prévu des protecteurs spécifiques pour protéger l'extrémité des pieux battus. Cependant, ces derniers sont surtout applicables pour des pieux tubulaires en acier dont le diamètre varie de 200 à 350 mm. Dans le cas où le diamètre du pieu est supérieur à 350 mm, il faut alors avoir recours à un type de protection particulier. Une plaque soudée à la pointe serait suffisante dans le cas présent mais son épaisseur doit être déterminée en fonction des efforts que subiront les pieux au moment du battage.

4.5.2.7 Essais de chargement des pieux en compression

Selon le *Code canadien sur le calcul des ponts routiers*, des coefficients de tenue doivent être appliqués pour les cas d'essais statiques et dynamiques par rapport à la charge de service. La capacité géotechnique des pieux doit être confirmée sur au moins 2 pieux à l'aide d'un essai de chargement statique par paliers selon les exigences de la norme ASTM D 1143 ou sur 6 pieux par l'analyseur du battage de pieux selon la norme ASTM D 4945. Lorsque le pieu est foncé dans l'argile, il est souvent difficile de déterminer la capacité géotechnique à la pointe avec l'analyseur de battage en raison du frottement engendré par la consolidation de l'argile autour du pieu. Il est important que les résultats des essais dynamiques soient évalués par du personnel spécialisé. Il y aura lieu de procéder aux essais une fois que les pressions interstitielles auront été dissipées autour des pieux.

Au moment de l'exécution d'essais dynamiques, il faut que les pieux aient une longueur hors sol au moins égale à 5 fois leur diamètre. La longueur hors sol minimum exigée par le C.C.D.G, édition 2008, article 15.3.4.2, est de 1,2 m. Le but est de permettre l'installation des jauges.

4.5.2.8 Résistance latérale de pieux enfouis dans le sol

La résistance géotechnique latérale pondérée fait appel aux exigences du *Code canadien sur le calcul des ponts routiers* et le coefficient de tenue géotechnique

pour le cas de la poussée latérale est de 0,5. Généralement, les charges latérales sont reprises par des pieux inclinés.

La méthode de conception la plus simple est celle proposée par Broms^{2, 3} qui est décrite dans les références suivantes. C'est également celle qui est privilégiée par le CFEM.

Les différentes étapes proposées par cette méthode sont présentées à l'annexe 4. Les valeurs à incorporer dans cette méthode sont indiquées au tableau 7.

TABLEAU 7
PROPRIÉTÉS À UTILISER POUR DÉTERMINER
LA RÉSISTANCE LATÉRALE DES PIEUX DANS L'ARGILE

PARAMÈTRE	VALEUR
Résistance au cisaillement non drainé de l'argile (C_u) (minimale sur une profondeur à la surface correspondant à 5 fois le diamètre du pieu)	35 kPa
Coefficient d'ajustement du coefficient de réaction horizontale du sol (k_h) pour de l'argile ferme	0,38

4.5.2.9 Aspect sismique

Les forces attribuables aux mouvements de terrain horizontaux provoqués par les séismes peuvent être estimées à partir de la méthode définie par le *Code canadien sur le calcul des ponts routiers*. Il s'agit d'utiliser le coefficient de réponse sismique élastique C_{sm} . Le coefficient C_{sm} inclut plusieurs facteurs dont le coefficient de site S . Dans le cas du présent projet, le profil stratigraphique sur le site est de type « I » et la valeur de S à utiliser est de 1,0.

² Broms, B.B. Lateral Resistance of Piles in Cohesive Soils, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division – ASCE, vol. 90, n° SM2, March 1964, pp. 27-63.

³ Broms, B.B. Lateral Resistance of Piles in Cohesive Soils, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division – ASCE, vol. 90, n° SM3, May 1964, pp. 123-156.

4.5.3 Conduite en béton armé – ponceau au P.K. 42+074

Le ponceau, situé au P.K. 42+074 est constitué d'un tuyau en béton armé d'un diamètre de 1,8 m.

Les matériaux utilisés pour l'assise et l'enrobage du ponceau ainsi que la mise en place de ceux-ci, doivent respecter les exigences de la norme BNQ 1809-300/2004 intitulée *Travaux de construction – Clauses techniques générales – Conduites d'eau potable et d'égout*.

4.5.4 Poussées des terres derrière les murs d'aile

4.5.4.1 Préambule

Les poussées horizontales qui sont engendrées derrière un mur sont essentiellement reliées à 4 facteurs soit :

- la nature des matériaux de remblai;
- la rigidité structurale du mur;
- l'effet du compactage du matériau de remblai derrière le mur;
- les sollicitations provenant de séismes.

La présente section traite exclusivement des 3 premiers facteurs. Pour tout ce qui se rapporte aux sollicitations sismiques, elles sont directement reliées à l'intensité de l'accélération engendrée par la secousse. Le niveau d'accélération est déjà déterminé et répertorié pour les différentes régions du Québec dans le *Code canadien sur le calcul des ponts routiers*.

4.5.4.2 Nature des matériaux de remblai derrière le mur

En ce qui concerne la nature et la mise en place des matériaux de remblai derrière le mur, les exigences de la section 15.2.5.5 du CCDG (2008) sont spécifiques. En résumé, les matériaux de remblai doivent consister en un sol granulaire, mis en place par couche de 300 mm d'épaisseur maximum, densifié au moins à 90 % de la masse volumique maximale du matériau, telle que déterminée à l'essai Proctor modifié. Les matériaux des derniers 150 mm sous la ligne d'infrastructure doivent être densifiés au moins à 95 % de cette valeur de référence.

En regard de la nature des matériaux exigés par le CCDG, le MTQ⁴, dans ses normes sur la conception des ouvrages d'art, recommande d'utiliser les paramètres suivants afin d'obtenir le diagramme triangulaire de la poussée :

- Angle de frottement interne (ϕ) : 33°
- Poids volumique (γ) : 22 kN/m³
- Coefficient de pression des terres au repos (K_o) : 0,46
- Coefficient de poussée active (K_a) : 0,29
- Coefficient de butée (K_p) : 3,4

Il convient de noter que le MTQ recommande d'utiliser le coefficient de poussée active (K_a) pour le calcul des structures non retenues au sommet, telles que les murs d'aile, et le coefficient de poussée au repos (K_o) pour les structures retenues tels les portiques.

4.5.4.3 Poussée horizontale sur le mur due à l'effet de compactage

Le compactage du matériau de remblai derrière le mur a pour effet d'induire une poussée horizontale qui s'additionne à la poussée déterminée en 4.4.4.3. L'effort de compactage doit donc être réduit derrière le mur.

⁴ *Cahier des charges et devis généraux – Infrastructures routières*, édition 2007, Ministère des Transports du Québec.

À cet effet, l'article 15.2.5.5 du CCDG, 2008, recommande ce qui suit :

- le degré de compacité des matériaux est celui qui est stipulé à la section « Terrassement »;
- « ... Dans la zone adjacente à la paroi, sur 1 500 mm de largeur, le compactage doit être fait avec des compacteurs dynamiques, des plaques vibrantes ou des rouleaux vibrants dont la masse par mètre de rouleau est inférieure à 800 kg... ».

La poussée horizontale engendrée par un tel compactage est à toute fin pratique négligeable.

4.6 CONSTRUCTION DES REMBLAIS

La présence d'eau dans le fond des dépressions aux P.K. 41+750 et 42+074 dépend des saisons, des précipitations et particulièrement de la période de l'année durant laquelle les travaux seront exécutés. Il est donc recommandé de prévoir un système d'assèchement efficace des eaux qui pourraient être présentes dans le fond des dépressions lors des travaux ou procéder par la construction d'un batardeau temporaire qui sera enlevé après l'installation des ponceaux.

En présence d'un remblai de moins de 1 m de hauteur, la couche de sol organique en surface de terrain doit être enlevée et l'espace sous les remblais à construire doit être débarrassé de toute matière organique ou autre débris.

Le sol de remblai doit être mis en place en couches successives d'une épaisseur d'au plus 300 mm, compactées séparément au moins à 90 % de la densité sèche maximale déterminée à l'essai Proctor modifié. La dimension maximale des cailloux et des blocs ne devra pas excéder $\frac{2}{3}$ de l'épaisseur des couches de remblai.

Enfin, il est important de mentionner qu'on ne doit pas procéder au stockage temporaire ou permanent de matériaux, de machinerie ou de tout autre matériel au sommet du talus des 2 dépressions, y compris les sols excavés s'il y a lieu. La circulation de la machinerie doit également être évitée sinon limitée le plus possible

à cet endroit. Ces activités peuvent avoir lieu dans les secteurs situés à des distances minimales de la crête de 15 m pour la dépression au P.K. 41+750 et de 10 m pour la dépression au P.K. 42+074.

4.7 CHAUSSÉE ROUTIÈRE ENTRE LES P.K. 41+650 ET 42+000

4.7.1 Généralités

Le tronçon de la chaussée de la route 236 analysé dans ce rapport a une longueur de 350 m et est situé entre les P.K. 41+650 et 42+000. Le profil d'une partie de la route projetée, sur une longueur de 120 m, située entre les P.K. 41+860 et 42+000, sera quasiment au même niveau que la surface du terrain existant ou est en déblai sur moins de 0,5 m de hauteur. Des excavations de faible profondeur devraient donc être effectuées pour la construction de la route dans cette partie du tracé. Le reste du profil sera en remblai, plus particulièrement à l'emplacement des 2 dépressions.

Les résultats des sondages effectués entre les P.K. 41+650 et 43+040 indiquent la présence d'un épais dépôt d'argile silteuse. La partie supérieure de ce dépôt est constituée de croûte sur une épaisseur de 3,0 m ou plus. Par ailleurs, les résultats des analyses en laboratoire sont à l'effet que cette croûte est de plasticité élevée (CH) et que son indice de liquidité est inférieur à 0,7.

4.7.2 Excavations

Dans le secteur situé entre les P.K. approximatifs de 41+860 et 42+000, l'excavation des sols se fera sur une profondeur d'environ 1 à 1,5 m, soit l'équivalent de l'épaisseur de la chaussée prévue. Les sols d'infrastructure correspondent dans ce cas à la croûte de surface constituée d'argile silteuse de plasticité élevée (CH).

Les autres secteurs où des excavations sont prévues concernent les fossés à aménager en bordures de route. Le fond des fossés, d'une profondeur de l'ordre de 1 m, correspondrait à la croûte de surface décrite précédemment.

Les caractéristiques physiques et mécaniques de la croûte permettent de recommander une inclinaison maximale pour les pentes temporaires des excavations de 2 V : 1 H. Pour les pentes permanentes, une inclinaison de 1 V : 2 H sera acceptable pour la stabilité des talus et le coefficient de sécurité « FS » contre une rupture des sols par cisaillement est dans ce cas supérieur à 1,5.

Enfin, il est recommandé que le godet de la pelle hydraulique servant à l'excavation dans le dépôt d'argile silteuse soit équipé d'une lame lisse au lieu de dents. Aussi, la circulation sur les surfaces constituées d'argile silteuse doit être évitée sinon limitée le plus possible afin de prévenir le remaniement des sols en place et la formation d'ornières.

4.7.3 Infiltrations d'eau souterraine

À l'exception du cas des dépressions discutées précédemment, où de l'eau de surface devrait être rencontrée dans le fond de celles-ci, le niveau de l'eau souterraine devrait se situer sous le niveau de la chaussée. Aucune mesure d'assèchement du fond des tranchées n'est donc nécessaire en raison d'infiltrations d'eau souterraine. Des mesures doivent cependant être prévues pour l'évacuation des eaux de surface s'il y a lieu.

Enfin, une attention particulière devra être apportée à la protection des matériaux exposés des talus afin d'en prévenir l'érosion que ce soit temporairement durant les travaux de construction ou de façon permanente.

4.7.4 Pentés de transition

Pour une tranchée, si des sols de gélivités différentes de ceux des sols en place sont utilisés pour le remblayage, les pentes de transition nécessaires doivent être profilées afin d'éviter des différences de soulèvement en période de gel. Les transitions doivent être conçues en respectant les directives des normes des ouvrages routiers, tome II, Construction Routières du MTQ.

Des transitions avec les chaussées existantes, s'il y a lieu, doivent également être aménagées pour atténuer les comportements différentiels.

4.7.5 Préparation de l'infrastructure

La surface de l'infrastructure doit être débarrassée convenablement de toutes matières organiques, de boue ou autre débris. Toute zone molle ou instable doit être éliminée et remplacée par un matériau approprié. La surface doit être inspectée et acceptée par un personnel qualifié avant la poursuite des travaux. Il faut rappeler à cet effet que, pour le secteur en remblai, la couche superficielle de sol organique doit être éliminée lorsque la hauteur du remblai est inférieure à 1 m.

La surface de l'infrastructure doit être bien drainée et avoir une pente suffisante pour permettre un drainage adéquat et permanent.

4.7.6 Chaussée routière

Plusieurs informations ont été fournies par les représentants de TecSult-Séguin relativement à l'intensité du trafic sur la route 236 projetée. Les principales informations obtenues sont résumées ci-après :

- mise en service : 2011;
- DJMA de conception (2008) : 6 000;
- pourcentage de véhicules lourds : 12 %;
- accroissement du trafic : 3 %;
- période de conception : 15 ans.

Les informations relatives à la route 236 ont été obtenues du rapport d'avant-projet produit par SM Pelletier et associés (SM) ainsi que du représentant de TecSult-Séguin par courriel et verbalement. Le rapport de SM porte le numéro de projet 20-5400-9301-X2 et est daté du 19 mai 2006.

Plusieurs hypothèses ont été retenues relativement à la conception de la chaussée du tronçon de la route 236 à l'étude et la détermination de l'épaisseur de chaussée requise. Les hypothèses concernant les aspects structural et thermique sont présentées distinctement ci-après.

4.7.6.1 Hypothèses retenues pour la conception structurale de la chaussée

Le tableau 8 suivant résume les hypothèses relatives à l'aspect structural de la conception.

TABLEAU 8
HYPOTHÈSES DE CONCEPTION STRUCTURALE

PARAMÈTRES	HYPOTHÈSES RETENUES
Classe de la route	Route régionale
Période de conception	15 ans
Voies de circulation	2
Pourcentage de véhicules lourds	12 %
Coefficient d'agressivité moyen	2,0
Pourcentage du trafic dans la voie de design	100 %
Augmentation annuelle du trafic	3 %
Nombre de jours annuels	300 jours

Selon ces hypothèses de conception, la route 236 sera sollicitée par un trafic équivalent à environ 4,0 millions d'ÉCAS pour une période de conception de 15 ans.

4.7.6.2 Hypothèses retenues pour la conception thermique

Le tableau 9 suivant résume les hypothèses relatives à l'aspect thermique de la conception.

TABLEAU 9
HYPOTHÈSES DE CONCEPTION THERMIQUE

Classe de la route	Route nationale
Nature des matériaux d'infrastructure	Argile (CH)
Station météorologique de référence	Ormstown
Indice de gel normal	930 °C – jours
Indice de gel rigoureux	1 290 °C – jours

Il est utile de rappeler qu'à l'emplacement des 2 dépressions, le matériau d'infrastructure sera constitué d'emprunt de classe B ou de polystyrène. À l'extérieur des 2 dépressions, le sol d'infrastructure sera majoritairement constitué d'argile dont l'indice de liquidité (I_L) est inférieur à 0,7.

4.7.6.3 Structure de la chaussée requise dans les tronçons situés à l'extérieur des remblais en polystyrène

Les hypothèses de conception structurale et thermique décrites précédemment ont permis de déterminer l'épaisseur minimale totale de la chaussée, formée de matériaux non gélifs, requise pour satisfaire aux critères de protection partielle contre le gel recommandés par le MTQ pour une chaussée construite sur une infrastructure constituée par les matériaux décrits ci-dessus.

La structure de chaussée proposée, pour les tronçons situés à l'extérieur des remblais en polystyrène, a été établie selon la méthode de dimensionnement des chaussées du MTQ, adaptée de la méthode AASHTO *Design of Pavement*

Structure, en utilisant le logiciel *Chaussée 2*. Cette protection partielle contre le gel a pour but de limiter les effets du gel sur l'ouverture des fissures et sur l'uni, de maintenir les soulèvements dus au gel inférieurs aux valeurs admissibles, mais aussi pour éloigner de la surface les horizons de sol qui subissent des pertes de capacité de support au moment du dégel. La structure de chaussée proposée pour le tronçon à l'étude est présentée au tableau 10 ci-après.

TABLEAU 10
STRUCTURE DE CHAUSSÉE PROPOSÉE
TRONÇONS SITUÉS À L'EXTÉRIEUR DES REMBLAIS EN POLYSTYRÈNE
CONSTRUCTION DE LA ROUTE 236
41+650 AU P.K. 42+000 (4,0 MILLIONS D'ÉCAS)

ÉLÉMENTS DE LA CHAUSSÉE	MATÉRIAU	ÉPAISSEUR (mm)
Revêtement Couche de roulement Couche de base	ESG-10 (bitume PG 70-28) GB-20 (bitume PG 64-28)	55 100
Fondation	MG 20	250
Sous-fondation	MG 112	500 ⁽¹⁾
Épaisseur totale :		905
Note 1 : Pour un remblai d'une épaisseur totale (épaisseur de chaussée + épaisseur de remblai sous la ligne d'infrastructure) de 2 m ou plus, l'épaisseur de la sous-fondation pourra être diminuée à 375 mm pour une épaisseur totale de chaussée de 780 mm.		

La structure de chaussée proposée au tableau 10, ci-dessus, tient compte que le matériau sous la ligne d'infrastructure ne contient pas d'argile dont l'indice de liquidité (I_L) est supérieur à 0,9.

4.7.6.4 Structure de la chaussée requise dans les tronçons situés sur les remblais en polystyrène - Transitions

La présence de polystyrène dans un remblai routier a une influence sur le comportement de la chaussée sus-jacente comparativement à celui des chaussées construites dans des tronçons situés à l'extérieur de ces remblais légers.

Dans le présent projet, des remblais légers composés de polystyrène sont prévus derrière à l'emplacement des dépressions. Il est donc important de tenir compte dans la conception des chaussées de la présence de polystyrène mais aussi des transitions à effectuer au contact avec les chaussées adjacentes.

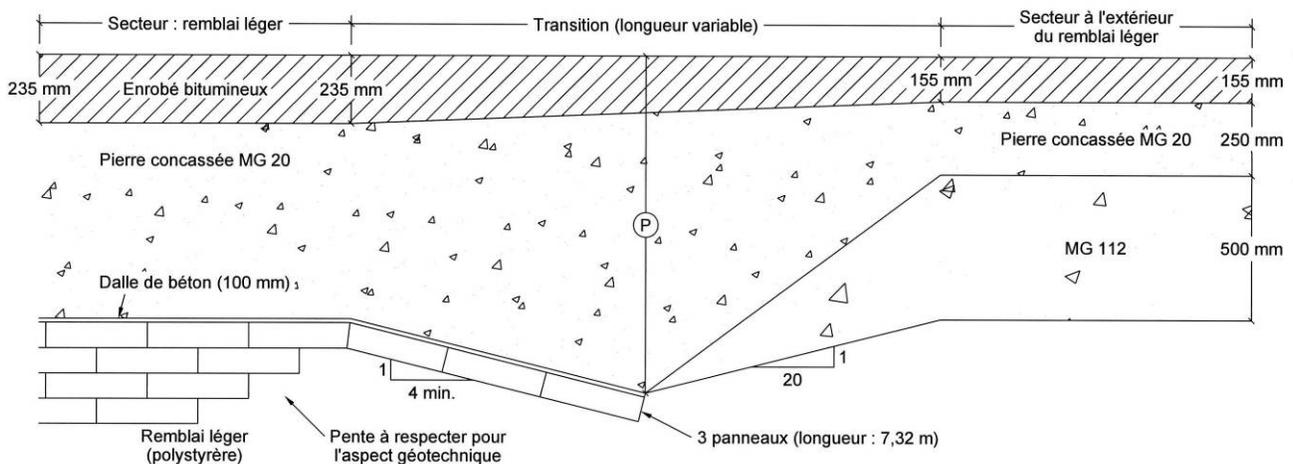
Le dimensionnement de ces chaussées a été effectué à l'aide d'abaques fournis par les représentants du ministère des Transports du Québec (MTQ) et non avec le logiciel *Chaussée 2*. La structure de chaussée proposée pour les tronçons situés au-dessus des remblais en polystyrène est présentée au tableau 11 ci-après.

TABLEAU 11
STRUCTURE DE CHAUSSÉE PROPOSÉE
TRONÇONS SITUÉS AU-DESSUS DES REMBLAIS EN POLYSTYRÈNE
CONSTRUCTION DE LA ROUTE 236
P.K. 41+650 AU P.K. 42+000 (4,0 MILLIONS D'ÉCAS)

ÉLÉMENTS DE LA CHAUSSÉE	MATÉRIAU	ÉPAISSEUR (mm)
Revêtement		
Couche de roulement	ESG-10 (bitume PG 70-28)	55
Couche de base no. 1	GB-20 (bitume PG 64-28)	100
Couche de base no. 2	GB-20 (bitume PG 64-28)	80
Fondation	MG 20	300
Sous-fondation	MG 20 ou MG 56	370
Épaisseur totale :		905

Les transitions au contact du polystyrène et du sol doit être effectuée en respectant les recommandations indiquées sur la figure 4 ci-après. Il faut souligner que la dalle de béton située au-dessus du polystyrène doit être prolongée sur la partie inclinée du lit supérieur du remblai de polystyrène.

FIGURE 4
CHAUSSÉE ET TRANSITION
TRONÇONS AU-DESSUS DES REMBLAIS EN POLYSTYRÈNE



Enfin, dans le but d'éviter un fluage du polystyrène, la contrainte appliquée sur le remblai léger doit être limitée à un maximum de 30 % de la résistance du polystyrène. C'est ainsi que dans le présent projet, l'épaisseur de la sous-fondation ne doit en aucun cas être supérieure à 1200 mm.

4.7.6.5 Recommandations générales

Quelques recommandations générales sont présentées ci-après. Celles-ci doivent être mises en œuvre afin de favoriser un comportement adéquat de la chaussée à construire.

La surface de l'infrastructure doit être exempte de matières organiques ou autres débris avant la mise en place des différentes couches composant la structure de chaussée.

Les sols sous la ligne d'infrastructure doivent être compactés au moins à 90 % du Proctor modifié lorsque constitués d'un sol granulaire ou d'un emprunt de classe B non constitué d'argile.

Les matériaux MG 112 de la sous-fondation et MG 20 de la fondation, doivent satisfaire aux exigences de la norme NQ 2560-114/2002. Il est à noter que les spécifications de la partie II de ladite norme s'appliquent après le transport, la mise en œuvre et le compactage des granulats, conformément aux exigences du *Cahier des charges et devis généraux* (CCDG). Ces matériaux doivent être mis en place en couches d'une épaisseur maximale de 300 mm, chacune des couches étant compactée séparément. Les matériaux MG 112 de la sous-fondation doivent respecter les critères de couche anticontaminante de la norme NQ-2560-114-III/2002 et être compactés à une densité au moins égale à 90 % de la masse volumique sèche maximale déterminée à l'essai Proctor modifié (CAN/BNQ 2501-255). Les matériaux de la fondation MG 20 doivent être compactés au moins à 98 % du Proctor modifié ou de la masse volumique maximale obtenue avec une planche de référence.

Les enrobés bitumineux ESG-10 et GB-20 doivent satisfaire aux exigences de la norme 4202 du MTQ. Les bitumes doivent être conformes à la norme 4101 du MTQ.

La mise en place des matériaux des chaussées doit être conforme aux normes et exigences du MTQ, telles que contenues dans le CCDG.

Des transitions avec les chaussées existantes, s'il y a lieu, doivent être aménagées pour atténuer les comportements différentiels.

La structure de chaussée proposée n'est pas conçue pour résister à la circulation de la machinerie durant les travaux.

La densité après compactage des matériaux doit être vérifiée par des essais exécutés au chantier au moment des travaux.

Par ailleurs, il n'y a pas d'exigence pour le coefficient de polissage par projection (CPP) dans le présent projet car c'est une route régionale et le DJMA est inférieur à 20 000.

La couche de base du revêtement devra être recouverte de la couche de roulement avant d'être ouverte à la circulation.

Enfin, il est important de souligner que les exigences pour la résistance à l'orniérage s'appliquent dans le présent projet.

5 VALIDITÉ DES RÉSULTATS DE L'ÉTUDE

L'emplacement et le nombre de sondages ont été déterminés de façon à obtenir les conditions de sol les plus représentatives possibles, pour le site étudié. Les recommandations ont été formulées en posant l'hypothèse que les résultats obtenus sont effectivement représentatifs de l'ensemble du site pour les besoins de la présente étude effectuée en vue de la conception du projet et de la préparation des plans et devis. Il convient également de souligner que les recommandations sont formulées en fonction des informations et des hypothèses en ce qui a trait aux travaux projetés et qui étaient connues au moment de la rédaction de ce rapport. Qualitas devra être informée de toute modification du projet ou advenant que des conditions de terrain différentes soient rencontrées au cours des travaux afin que des révisions, modifications ou confirmations des présentes recommandations puissent être formulées.

Espérant le tout à votre satisfaction, nous demeurons à votre service pour toute information additionnelle qui pourrait être requise.

GROUPE QUALITAS INC.



Ahmed Ouarzidini, ing., M. Sc.
N° de membre OIQ : 108509



Gilles Dussault, ing., M. S.
N° de membre OIQ : 23222

(Ce rapport est composé de 98 pages et ne peut être reproduit en partie sans l'autorisation de Groupe Qualitas inc.)

A N N E X E 1

PORTÉE DE L'ÉTUDE

PORTÉE DE L'ÉTUDE

1. UTILISATION DU RAPPORT

A. Modifications au projet : les données factuelles, les interprétations et les recommandations contenues dans ce rapport ont trait au projet spécifique tel que décrit dans le rapport et ne s'appliquent à aucun autre projet ni autre site. Si le projet est modifié du point de vue conception, dimensionnement, emplacement ou niveau, Groupe Qualitas inc. devra être consultée de façon à confirmer que les recommandations déjà données demeurent valides et applicables.

B. Nombre de sondages : les recommandations données dans ce rapport n'ont pour but que de servir de guide à l'ingénieur en conception. Le nombre de sondages pour déterminer toutes les conditions souterraines qui peuvent affecter les travaux de construction (coûts, techniques, matériel, échéancier), devrait normalement être plus élevé que celui pour les besoins du dimensionnement. Les entrepreneurs qui soumissionnent ou qui sous-traitent le travail, devraient compter sur leurs propres études ainsi que sur leurs propres interprétations des résultats factuels des sondages, pour apprécier de quelle façon les conditions souterraines peuvent affecter leur travail.

2. RAPPORTS DE SONDAGE ET INTERPRÉTATION DES CONDITIONS SOUTERRAINES

A. Description des sols et du roc : les descriptions des sols et du roc données dans ce rapport proviennent de méthodes de classification et d'identification communément acceptées et utilisées dans la pratique de la géotechnique. La classification et l'identification du sol et du roc font appel à un jugement. Ces descriptions peuvent être différentes de celles que ferait un autre géotechnicien possédant des connaissances similaires des règles de l'art en géotechnique.

B. Conditions des sols et du roc à l'emplacement des sondages : les rapports de sondage ne fournissent que des conditions du sous-sol à l'emplacement des sondages seulement. Les limites entre les différentes couches sur les rapports de sondage sont souvent approximatives, correspondant plutôt à des zones de transition, et ont donc fait l'objet d'une interprétation. La précision avec laquelle les conditions souterraines sont indiquées, dépend de la méthode de sondage, de la fréquence et de la méthode d'échantillonnage ainsi que de l'uniformité du terrain rencontré. L'espacement entre les sondages, la fréquence d'échantillonnage et le type de sondage sont également le reflet de considérations budgétaires et d'échéancier qui sont hors du contrôle de Groupe Qualitas inc.

C. Conditions des sols et du roc entre les sondages : les formations de sol et de roc sont variables sur une plus ou moins grande étendue. Les conditions souterraines entre les sondages peuvent varier par rapport aux conditions rencontrées à l'endroit des sondages. Toute interprétation des conditions présentées entre les sondages comporte des risques. Ces interprétations peuvent conduire à la découverte de conditions différentes de celles qui étaient prévues. Groupe Qualitas inc. ne peut être tenue responsable de la découverte de conditions de sol et de roc différentes de celles décrites ailleurs qu'à l'endroit des sondages effectués.

D. Niveaux de l'eau souterraine : les niveaux de l'eau souterraine donnés dans ce rapport correspondent seulement à ceux observés à l'endroit et à la date indiqués dans le rapport. Ces conditions peuvent varier de façon saisonnière ou suite à des travaux de construction sur le site ou sur des sites adjacents. Ces variations sont hors du contrôle de Groupe Qualitas inc.

3. SUIVI DE L'ÉTUDE ET DES TRAVAUX

A. Vérification en phase finale : tous les détails de conception et de construction ne sont pas connus au moment de l'émission du rapport. Il est donc recommandé que les services de Groupe Qualitas inc. soient retenus pour apporter toute la lumière sur les conséquences que pourraient avoir les travaux de construction sur l'ouvrage final.

B. Inspection durant l'exécution : il est recommandé que les services de Groupe Qualitas inc. soient retenus pendant la construction, pour vérifier et confirmer d'une part que les conditions souterraines sur toute l'étendue du site ne diffèrent pas de celles données dans le rapport et d'autre part, que les travaux de construction n'auront pas un effet défavorable sur les conditions du site.

4. CHANGEMENT DES CONDITIONS : les conditions de sol décrites dans ce rapport sont celles observées au moment de l'étude. À moins d'indication contraire, ces conditions forment la base des recommandations du rapport. Les conditions de sol peuvent être modifiées de façon significative par les travaux de construction (trafic, excavation, etc.) sur le site ou sur les sites adjacents. Une excavation peut exposer les sols à des changements dus à l'humidité, au séchage ou au gel. Sauf indication contraire, le sol doit être protégé de ces changements ou remaniements pendant la construction.

Lorsque les conditions rencontrées sur le site diffèrent de façon significative de celles prévues dans ce rapport, dues à la nature hétérogène du sous-sol ou encore à des travaux de construction, il est du ressort du client et de l'utilisateur de ce rapport de prévenir Groupe Qualitas inc. des changements et de fournir à Groupe Qualitas inc. l'opportunité de réviser les recommandations de ce rapport. Reconnaître un changement des conditions de sol demande une certaine expérience. Il est donc recommandé qu'un ingénieur géotechnicien expérimenté soit dépêché sur le site afin de vérifier si les conditions ont changé de façon importante.

5. DRAINAGE : le drainage de l'eau souterraine est souvent requis aussi bien pour des installations temporaires que permanentes du projet. Une conception ou exécution impropre du drainage peut avoir de sérieuses conséquences. Groupe Qualitas inc. ne peut en aucun cas prendre la responsabilité des effets du drainage à moins que Groupe Qualitas inc. ne soit spécifiquement impliqué dans la conception détaillée et le suivi des travaux de construction du système de drainage.

6. CONDITIONS ENVIRONNEMENTALES : dans certains cas, les terrains sur lesquels Groupe Qualitas inc. effectue des reconnaissances peuvent avoir subi des déversements de contaminants ou encore la nappe phréatique peut contenir des polluants provenant d'un site à l'extérieur des terrains à étudier. De telles conditions requièrent une étude de caractérisation environnementale. La présente étude géotechnique n'a pas été effectuée en fonction d'une telle étude. Il convient de souligner que les lois et les règlements relatifs à l'environnement peuvent avoir des effets importants sur la viabilité, l'orientation et les coûts d'un projet. Ces lois et règlements sont susceptibles d'amendement et devront être vérifiés et pris en compte au moment de la conception et la préparation du projet.

A N N E X E 2

RAPPORTS DE SONDAGE

Un rapport de sondage permet de résumer la stratigraphie des sols et du roc, leurs propriétés ainsi que les conditions d'eau souterraine. Cette note a pour but d'expliquer la terminologie, les symboles et abréviations utilisés.

COUPE STRATIGRAPHIQUE

1. PROFONDEUR – NIVEAU

La profondeur et le niveau des différents contacts stratigraphiques sont donnés par rapport à la surface du terrain à l'endroit des sondages au moment de leur exécution. Les niveaux sont indiqués en fonction d'un système indiqué dans l'entête du rapport de sondage.

2. DESCRIPTION DES SOLS

Les sols sont décrits selon leur nature et leurs propriétés géotechniques.

Les dimensions des particules constituant un sol sont les suivantes :

NOM	DIMENSION (mm)	
Argile	<	0,002
Silt	0,002 -	0,08
Sable	0,08 -	5
Gravier	5 -	80
Caillou	80 -	300
Bloc	>	300

La proportion des divers éléments de sol, définis selon la dimension des particules, est donnée d'après la terminologie descriptive suivante :

TERMINOLOGIE DESCRIPTIVE	PROPORTION DE PARTICULES (%)	
Traces	1 -	10
Un peu	10 -	20
Adjectif (ex. : sableux, silteux)	20 -	35
Et (ex. : sable et gravier)	>	35

2.1 COMPACTITÉ DES SOLS PULVÉRULENTS

La compacité des sols pulvérulents est évaluée à l'aide de l'indice de pénétration « N » obtenu par l'essai de pénétration standard :

COMPACTITÉ	INDICE DE PÉNÉTRATION « N » (coups / 300 mm)	
Très lâche	<	4
Lâche	4 -	10
Compacte ou moyenne	10 -	30
Dense	30 -	50
Très dense	>	50

2.2 CONSISTANCE ET PLASTICITÉ DES SOLS COHÉRENTS

La consistance des sols cohérents est évaluée à partir de la résistance au cisaillement. La résistance au cisaillement non drainé de l'argile intacte (c_u) et de l'argile remaniée (c_r) est mesurée en chantier ou en laboratoire.

CONSISTANCE	RÉSISTANCE AU CISAILLEMENT, c_u (kPa)	
Très molle	<	12
Molle	12 -	25
Ferme	25 -	50
Raide	50 -	100
Très raide	100 -	200
Dure	>	200

PLASTICITÉ	LIMITE DE LIQUIDITÉ, w_L %	
Faible	<	30
Moyenne	30 -	50
Élevée	>	50

3. DESCRIPTION DU ROC

Le roc est décrit en fonction de sa nature géologique, de ses caractéristiques structurales et de ses propriétés mécaniques.

L'indice de qualité du roc (RQD) est obtenu par la sommation des longueurs de carotte égales ou supérieures à 100 mm par rapport à la course du carottier de calibre NX ou NQ dans le roc. Le résultat s'exprime en pourcentage :

CLASSIFICATION	INDICE DE QUALITÉ RQD (%)	
Très mauvaise qualité	<	25
Mauvaise qualité	25 -	50
Qualité moyenne	50 -	75
Bonne qualité	75 -	90
Excellente qualité	90 -	100

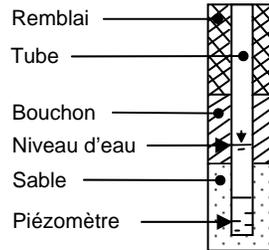
JOINTS	ESPACEMENT MOYEN (mm)	
--------	--------------------------	--

Très rapprochés	0 -	60
Rapprochés	60 -	200
Moyennement espacés	200 -	600
Espacés	600 -	2000
Très espacés	>	2000

RÉSISTANCE	RÉSISTANCE À LA COMPRESSION SIMPLE, q_u (MPa)	
Extrêmement faible	<	1
Très faible	1 -	5
Faible	5 -	25
Moyennement forte	25 -	50
Forte	50 -	100
Très forte	100 -	250
Extrêmement forte	>	250

NIVEAU D'EAU

La colonne « Niveau d'eau » indique le niveau de l'eau souterraine mesuré dans un tube d'observation, un piézomètre, un puits d'observation ou directement dans un sondage. La date du relevé est également indiquée dans cette colonne. Le croquis ci-contre illustre les différents symboles utilisés.



ABRÉVIATIONS

A	Absorption, L/min-m (essai d'eau sous pression)
AC	Analyses chimiques
C	Essai de consolidation
C _c	Coefficient de courbure
C _U	Coefficient d'uniformité
c _u	Résistance au cisaillement à l'état intact, mesurée au scissomètre de chantier, kPa
c _r	Résistance au cisaillement à l'état remanié, mesurée au scissomètre de chantier, kPa
c _{us}	Résistance au cisaillement à l'état intact, mesurée au pénétromètre à cône (cône suédois), kPa
c _{rs}	Résistance au cisaillement à l'état remanié, mesurée au pénétromètre à cône (cône suédois), kPa
c _{up}	Résistance au cisaillement à l'état intact, mesurée au scissomètre portatif, kPa
c _{rp}	Résistance au cisaillement à l'état remanié, mesurée au scissomètre portatif, kPa
D _r	Densité relative des particules solides
E _M	Module pressiométrique, kPa ou MPa
G	Analyse granulométrique par tamisage et lavage
I _L	Indice de liquidité
I _p	Indice de plasticité, %
k _c	Coefficient de perméabilité (conductivité hydraulique) mesuré en chantier, m/s
k _L	Coefficient de perméabilité (conductivité hydraulique) mesuré en laboratoire, m/s
N _{dc}	Indice de pénétration (essai de pénétration dynamique au cône, DCPT)
N	Indice de pénétration (essai de pénétration standard, SPT)
P ₈₀	Analyse granulométrique par lavage au tamis 80 µm
P _L	Pression limite de l'essai pressiométrique, kPa
P _r	Essai Proctor
PV	Poids volumique, kN/m ³
PV'	Poids volumique déjaugé, kN/m ³
q _c	Résistance de pointe, kPa (essai de pénétration statique portatif au cône, CPT)
q _u	Résistance à la compression simple de la roche, MPa
S	Analyse granulométrique par sédimentométrie
S _t	Sensibilité (c _r /c _i)
w	Teneur en eau, %
w _L	Limite de liquidité, %
w _p	Limite de plasticité, %

ÉCHANTILLONS

1. TYPE ET NUMÉRO

La colonne « Type et numéro » correspond à la numérotation de l'échantillon. Il comprend deux lettres identifiant le type d'échantillonnage, suivi d'un chiffre séquentiel. Les types d'échantillonnage sont les suivants :

CF : Carottier fendu	EL : Lavage
CG : Carottier grand diamètre	ET : Tarière
TM : Tube à paroi mince	VR : Vrac (puits)
CR : Carottier diamanté	

2. ÉTAT

La profondeur, la longueur et l'état de chaque échantillon sont indiqués dans cette colonne. Les symboles suivants illustrent l'état de l'échantillon :



3. RÉCUPÉRATION

La récupération de l'échantillon correspond à la longueur récupérée de l'échantillon par rapport à la longueur de l'enfoncement de l'échantillonneur, exprimée en pourcentage.

ESSAIS IN SITU ET EN LABORATOIRE

Les résultats des essais effectués en chantier et en laboratoire sont indiqués dans les colonnes « Essais in situ et en laboratoire » à la profondeur correspondante.

La liste d'abréviations suivante sert à identifier ces essais.

CLIENT : Groupement CBR
 PROJET : Route 236 du P.K. 41+650 à 42+000 - Ponceaux aux P.K. 41+750 et 42+074
 ENDROIT : Beauharnois, Québec
 DOSSIER : G06268

FORAGE: F-1

DATE: 2006-11-28 au 2006-11-30
 COORD. N: 5017389.0 E: 273938.0
SCOPQ NAD 83

COUPE STRATIGRAPHIQUE		NIVEAU D'EAU 2006-12-08	ÉCHANTILLONS		ESSAIS IN-SITU ET EN LABORATOIRE			
PROFONDEUR (m)	NIVEAU (m) GÉODÉSIQUE		TYPE ET NUMÉRO	ÉTAT	RÉCUPÉRATION (%)	N ou RQD (%)	LIMITES DE CONSISTANCE W_p (%) — W (%) — W_L (%)	AUTRES ESSAIS
	38.30					20 40 60 80	● N_{dc} (coups/0,3 m) ▲ C_u (kPa) ▲ C_r (kPa) ▼ C_{us} (kPa) ◆ C_{up} (kPa) ▽ C_{rs} (kPa) ◇ C_{rp} (kPa)	
1			CF-1	X	100	7		
1.70	36.60		CF-2	X	100	7		▲153
2			TM-3	▨	88		⊙ 38	▲144
3			TM-4	▨	100		23 — 62 51	▲138
4			CF-5	X	100	1		▲74
5			TM-6	▨	100		25 — 61 79	▲38
6			CF-7	X	100	*		▲37
7								▲37
8								▲48
9								▲47
10								

REMARQUES: * = enfouissement du carottier fendu sous le poids de la tige.

MÉTHODE DE FORAGE: Rotation simultanée de tubes de calibre NW et d'un trépan à molette; carottage du roc avec un carottier diamanté NQ.

CLIENT : Groupement CBR
 PROJET : Route 236 du P.K. 41+650 à 42+000 - Ponceaux aux P.K. 41+750 et 42+074
 ENDROIT : Beauharnois, Québec
 DOSSIER : G06268

FORAGE: F-1

DATE: 2006-11-28 au 2006-11-30
 COORD. N: 5017389.0 E: 273938.0
SCOPQ NAD 83

COUPE STRATIGRAPHIQUE		NIVEAU D'EAU 2006-12-08	ÉCHANTILLONS		ESSAIS IN-SITU ET EN LABORATOIRE			
PROFONDEUR (m)	NIVEAU (m) GÉODÉSIQUE		DESCRIPTION	TYPE ET NUMÉRO	ÉTAT	RÉCUPÉRATION (%)	N ou RQD (%)	LIMITES DE CONSISTANCE W _p (%) — W (%) — W _L (%)
	28.30						20 40 60 80	● N _{dc} (coups/0,3 m) ▲ C _u (kPa) △ C _r (kPa) ▼ C _{us} (kPa) ◆ C _{up} (kPa) ▽ C _{rs} (kPa) ◇ C _{rp} (kPa)
11		<p>ARGILE SILTEUSE, traces de sable, de plasticité élevée (CH) jusqu'à la profondeur d'environ 15 m et de plasticité moyenne (CL) par la suite.</p> <p>Consistance généralement ferme et devient raide à la base du dépôt.</p>	TM-8	68			74	▲51
12			CF-9	50	*	28 — 56 — 70	▲56	
13			CF-10	100	*		▲46	
14			TM-11	92		25 — 46 — 67	▲49	
15			CF-12	100	1		▲48	
16			CF-13	100	1	23 — 50 — 53	▲50	
17							▲50	
18							▲49	
19							▲40	
20							▲48	

REMARQUES: * = enfoncement du carottier fendu sous le poids de la tige.

MÉTHODE DE FORAGE: Rotation simultanée de tubes de calibre NW et d'un trépan à molette; carottage du roc avec un carottier diamanté NQ.

CLIENT : Groupement CBR
 PROJET : Route 236 du P.K. 41+650 à 42+000 - Ponceaux aux P.K. 41+750 et 42+074
 ENDROIT : Beauharnois, Québec
 DOSSIER : G06268

FORAGE: F-1

DATE: 2006-11-28 au 2006-11-30
 COORD. N: 5017389.0 E: 273938.0
SCOPQ NAD 83

COUPE STRATIGRAPHIQUE			ÉCHANTILLONS			ESSAIS IN-SITU ET EN LABORATOIRE							
PROFONDEUR (m)	NIVEAU (m) GÉODÉSIQUE	DESCRIPTION	NIVEAU D'EAU 2006-12-08	TYPE ET NUMÉRO	ÉTAT	RÉCUPÉRATION (%)	N ou RQD (%)	LIMITES DE CONSISTANCE				AUTRES ESSAIS	
								W _p (%)	W _L (%)	W (%)			● N _{dc} (coups/0,3 m)
	18.30							20 40 60 80					40 80 120 160
21.14	16.66	ARGILE SILTEUSE , traces de sable. Plasticité moyenne (CL). Consistance raide.		TM-14		82			35				▲62
22.14	16.35	TILL : silt sableux, un peu de gravier, traces d'argile. ROC : grès à grain moyen. Roc de qualité très mauvaise entre les profondeurs de 21,95 et 22,78 m. Roc de qualité moyenne par la suite. Les joints sont très rapprochés à moyennement espacés.		CF-15		75	29			G			▲87
23.14				CR-16		36	0						
24.14	14.07	Fin du forage.		CR-17		100	56						

REMARQUES: * = enfouissement du carottier fendu sous le poids de la tige.

MÉTHODE DE FORAGE: Rotation simultanée de tubes de calibre NW et d'un trépan à molette; carottage du roc avec un carottier diamanté NQ.

CLIENT : Groupement CBR
 PROJET : Route 236 du P.K. 41+650 à 42+000 - Ponceaux aux P.K. 41+750 et 42+074
 ENDROIT : Beauharnois, Québec
 DOSSIER : G06268

SONDAGE: SC-2

DATE: 2006-11-29
 COORD. N: 5017354.0 E: 273954.0
SCOPE NAD 83

COUPE STRATIGRAPHIQUE			NIVEAU D'EAU	RÉSISTANCE AU CISAILLEMENT (kPa)										
PROFONDEUR (m)	NIVEAU (m) GÉODÉSIQUE	DESCRIPTION		▲ c_u Résistance au cisaillement sur argile intacte		△ c_r Résistance de cisaillement sur argile remaniée								
	33.07		10	20	30	40	50	60	70	80	90	100		
1		ARGILE SILTEUSE Présence d'une croûte de consistance très raide à raide jusqu'à la profondeur d'environ 2 m. Par la suite, l'argile est de consistance généralement ferme, pour devenir de consistance raide à la base du dépôt.												
2										68				
3						32								
4										48				
5										48				
6										50				
7										42				
8										43				
9										47				
10										49				

REMARQUES:

TYPE D'ÉQUIPEMENT: Scissomètre Nilcon.

CLIENT : Groupement CBR PROJET : Route 236 du P.K. 41+650 à 42+000 - Ponceaux aux P.K. 41+750 et 42+074 ENDROIT : Beauharnois, Québec DOSSIER : G06268	SONDAGE: SC-3 DATE: 2006-11-30 COORD. N: 5017336.0 E: 273935.0 <small>SCOPQ NAD 83</small>
---	--

COUPE STRATIGRAPHIQUE		NIVEAU D'EAU	RÉSISTANCE AU CISAILEMENT (kPa)									
PROFONDEUR (m)	NIVEAU (m) GÉODÉSIQUE		DESCRIPTION	▲ c_u Résistance au cisaillement sur argile intacte		△ c_r Résistance de cisaillement sur argile remaniée						
			10	20	30	40	50	60	70	80	90	100
1 2 3 4 5 6 7 8 9 10	33.27	ARGILE SILTEUSE Présence d'une croûte de consistance raide jusqu'à la profondeur d'environ 1 m. Par la suite, l'argile est de consistance ferme à raide.				▲35	▲50					
						▲46	▲48					
							▲52					
						▲45						
						▲43						
						▲43						
							▲50					

REMARQUES:

TYPE D'ÉQUIPEMENT: Scissomètre Nilcon.

CLIENT : Groupement CBR PROJET : Route 236 du P.K. 41+650 à 42+000 - Ponceaux aux P.K. 41+750 et 42+074 ENDROIT : Beauharnois, Québec DOSSIER : G06268	SONDAGE: SC-3 DATE: 2006-11-30 COORD. N: 5017336.0 E: 273935.0 <small>SCOPQ NAD 83</small>
---	--

COUPE STRATIGRAPHIQUE		NIVEAU D'EAU	RÉSISTANCE AU CISAILLEMENT (kPa)																	
PROFONDEUR (m)	NIVEAU (m) GÉODÉSIQUE		DESCRIPTION	▲ c_u Résistance au cisaillement sur argile intacte △ c_r Résistance de cisaillement sur argile remaniée																
			10 20 30 40 50 60 70 80 90 100																	
11 12 12.50 13 14 15 16 17 18 19 20	23.27 20.77	<p>ARGILE SILTEUSE de consistance ferme à raide.</p> <hr/> <p>Fin du sondage au scissomètre.</p>	▲49 ▲49 ▲51																	

REMARQUES:

TYPE D'ÉQUIPEMENT: Scissomètre Nilcon.

CLIENT : Groupement CBR
 PROJET : Route 236 du P.K. 41+650 à 42+000 - Ponceaux aux P.K. 41+750 et 42+074
 ENDROIT : Beauharnois, Québec
 DOSSIER : G06268

FORAGE: F-11

DATE: 2006-11-30 au 2006-12-05
 COORD. N: 5017703.0 E: 273831.0
SCOPQ NAD 83

COUPE STRATIGRAPHIQUE		NIVEAU D'EAU 2006-12-08	ÉCHANTILLONS		ESSAIS IN-SITU ET EN LABORATOIRE			
PROFONDEUR (m)	NIVEAU (m) GÉODÉSIQUE		DESCRIPTION	TYPE ET NUMÉRO	ÉTAT	RÉCUPÉRATION (%)	N ou RQD (%)	LIMITES DE CONSISTANCE w_p (%) w_l (%) w (%)
	39.52						20 40 60 80	● N_{dc} (coups/0,3 m) ▲ C_u (kPa) ▲ C_r (kPa) ▼ C_{us} (kPa) ◆ C_{up} (kPa) ▽ C_{rs} (kPa) ◇ C_{rp} (kPa)
1		ARGILE SILTEUSE , traces de sable. Matériau de plasticité élevée (CH) jusqu'à la profondeur d'environ 10 m et de plasticité moyenne (CL) par la suite. Présence d'une croûte de consistance dure à raide jusqu'à la profondeur d'environ 3,5 m. Par la suite, l'argile est généralement de consistance ferme, pour devenir raide à la base du dépôt.	CF-1	×	100	4		
2	1.90		CF-2	×	100	6		▲ 158
3	37.62		TM-3	▨	75		53	▲ 138
4			TM-4	▨	96		22, 58, 53	▲ 48, ▲ 31
5			CF-5	×	100	1		▲ 34
6			TM-6	▨	100		24, 56, 78	▲ 32, ▲ 35
7			CF-7	×	100	*		▲ 41
8							▲ 45	
9							▲ 46	
10								
11							26, 43, 66	

REMARQUES: * = enfouissement du carottier fendu sous le poids de la tige.

MÉTHODE DE FORAGE: Rotation simultanée de tubes de calibre NW et d'un trépan à molettes; carottage du roc avec un carottier diamanté NQ.

CLIENT : Groupement CBR
 PROJET : Route 236 du P.K. 41+650 à 42+000 - Ponceaux aux P.K. 41+750 et 42+074
 ENDROIT : Beauharnois, Québec
 DOSSIER : G06268

FORAGE: F-11

DATE: 2006-11-30 au 2006-12-05
 COORD. N: 5017703.0 E: 273831.0
SCOPQ NAD 83

COUPE STRATIGRAPHIQUE		NIVEAU D'EAU 2006-12-08	ÉCHANTILLONS		ESSAIS IN-SITU ET EN LABORATOIRE			
PROFONDEUR (m)	NIVEAU (m) GÉODÉSIQUE		DESCRIPTION	TYPE ET NUMÉRO	ÉTAT	RÉCUPÉRATION (%)	N ou RQD (%)	LIMITES DE CONSISTANCE
	28.52						w_p (%) w_L (%) 	● N_{dc} (coups/0,3 m) ▲ C_u (kPa) ▲ C_r (kPa) ▼ C_{us} (kPa) ◆ C_{up} (kPa) ▽ C_{rs} (kPa) ◇ C_{rp} (kPa)
							20 40 60 80	40 80 120 160
12.00		ARGILE SILTEUSE , traces de sable, de plasticité élevée (CH) jusqu'à la profondeur d'environ 10 m, pour devenir de plasticité moyenne (CL) par la suite. Consistance généralement ferme et devient raide à la base du dépôt.	TM-8		100			▲45
13.00			CF-9		100	*		▲40 ▲43
14.00			TM-10		50		24 43 63	▲43
15.00			CF-11		100	1	22 46 48	▲70 ▲41
16.76	22.76	TILL : silt sableux, un peu de gravier, traces d'argile. Présence de cailloux et de blocs. Compacité moyenne.	CF-12		33	18		▲62
17.98	21.54		CR-13		100	57		
19.00		ROC : grès à grain moyen, calcaireux par endroits. Les joints sont très rapprochés à moyennement espacés. Le roc est de qualité bonne.	CR-14		97	76		
19.63	19.89							
20.00		Fin du forage.						

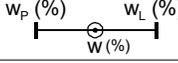
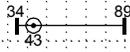
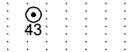
REMARQUES: * = enfouissement du carottier fendu sous le poids de la tige.

MÉTHODE DE FORAGE: Rotation simultanée de tubes de calibre NW et d'un trépan à molettes; carottage du roc avec un carottier diamanté NQ.

CLIENT : Groupement CBR
 PROJET : Route 236 du P.K. 41+650 à 42+000 - Ponceaux aux P.K. 41+750 et 42+074
 ENDROIT : Beauharnois, Québec
 DOSSIER : G06268

SONDAGE: TA-1

DATE: 2006-11-02
 COORD. N: 5017505 E: 273893
SCOPQ NAD 83

COUPE STRATIGRAPHIQUE		DESCRIPTION	NIVEAU D'EAU	ÉCHANTILLONS		LIMITES DE CONSISTANCE w_p (%) w_L (%)  w (%)	ESSAIS IN-SITU ET EN LABORATOIRE
PROFONDEUR (m)	NIVEAU (m) GÉODÉSIQUE			TYPE ET NUMÉRO	ÉTAT		
0.05	40.34 40.29			SOL ORGANIQUE ARGILE SILTEUSE , traces de sable, de plasticité élevée (CH).			
1			VR-1				
			VR-2		34  43		
			VR-3		 43		
			VR-4				
			VR-5				
			VR-6				
2	2.00 38.34	Fin du forage.	VR-7				
3							
4							

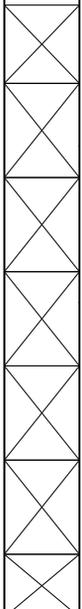
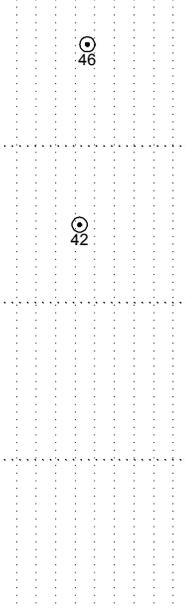
REMARQUES:

TYPE D'ÉQUIPEMENT: Tarière manuelle.

CLIENT : Groupement CBR
PROJET : Route 236 du P.K. 41+650 à 42+000 - Ponceaux aux P.K. 41+750 et 42+074
ENDROIT : Beauharnois, Québec
DOSSIER : G06268

SONDAGE: TA-2

DATE: 2006-11-02
COORD. N: 5017598 **E**: 273856
SCOPQ NAD 83

COUPE STRATIGRAPHIQUE			NIVEAU D'EAU	ÉCHANTILLONS		LIMITES DE CONSISTANCE w_p (%) w_L (%) w (%) 20 40 60 80	ESSAIS IN-SITU ET EN LABORATOIRE
PROFONDEUR (m)	NIVEAU (m) GÉODÉSIQUE	DESCRIPTION		TYPE ET NUMÉRO	ÉTAT		
0.05	39.42	SOL ORGANIQUE ARGILE SILTEUSE , traces de sable, de plasticité élevée (CH).					
39.37	VR-1						46
	VR-2						
	VR-3						42
	VR-4						
	VR-5						
	VR-6						
2.00	37.42	Fin du sondage.					
	VR-7						

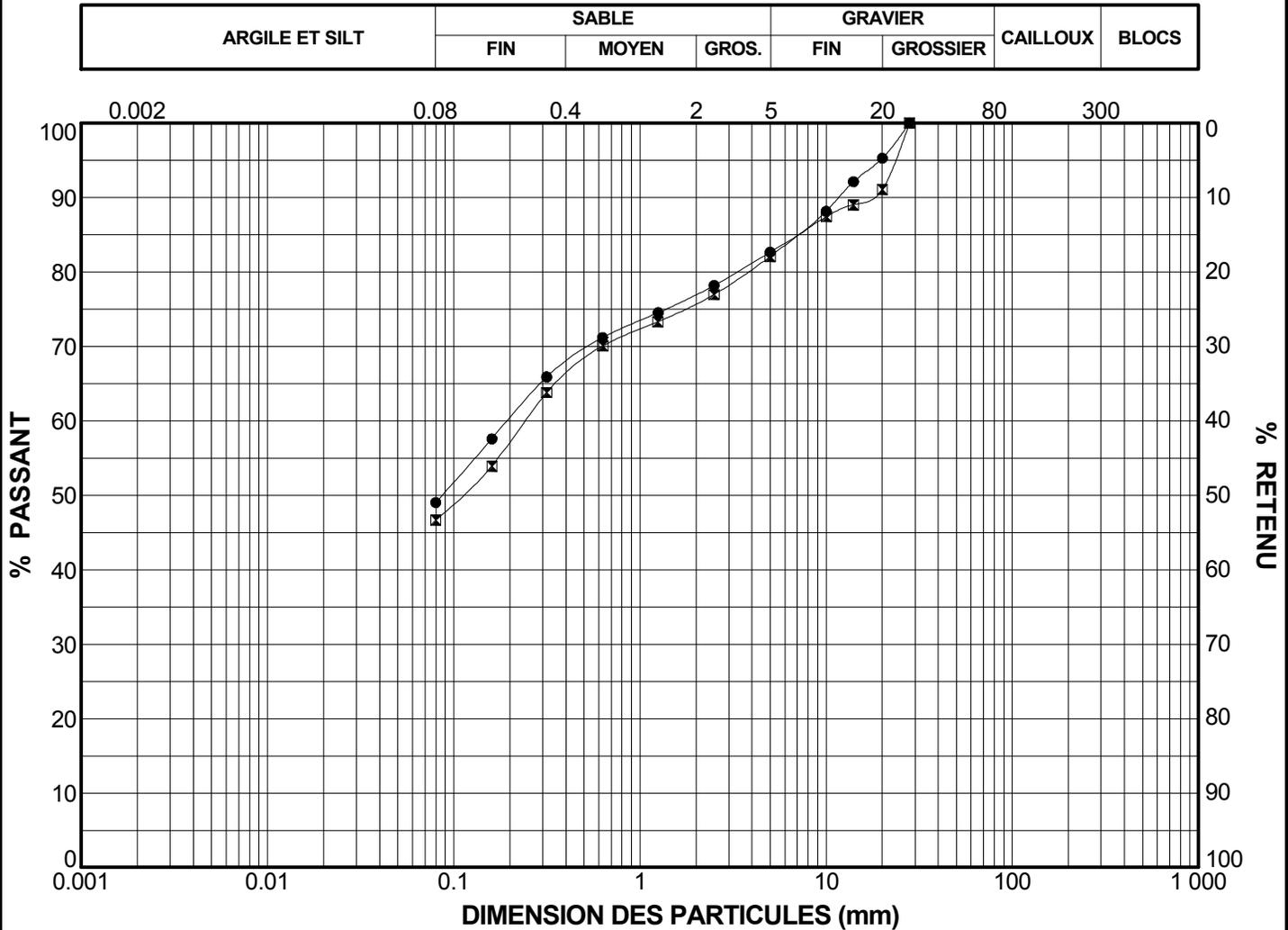
REMARQUES:

TYPE D'ÉQUIPEMENT: Tarière manuelle.

A N N E X E 3

RÉSULTATS DES ESSAIS DE LABORATOIRE

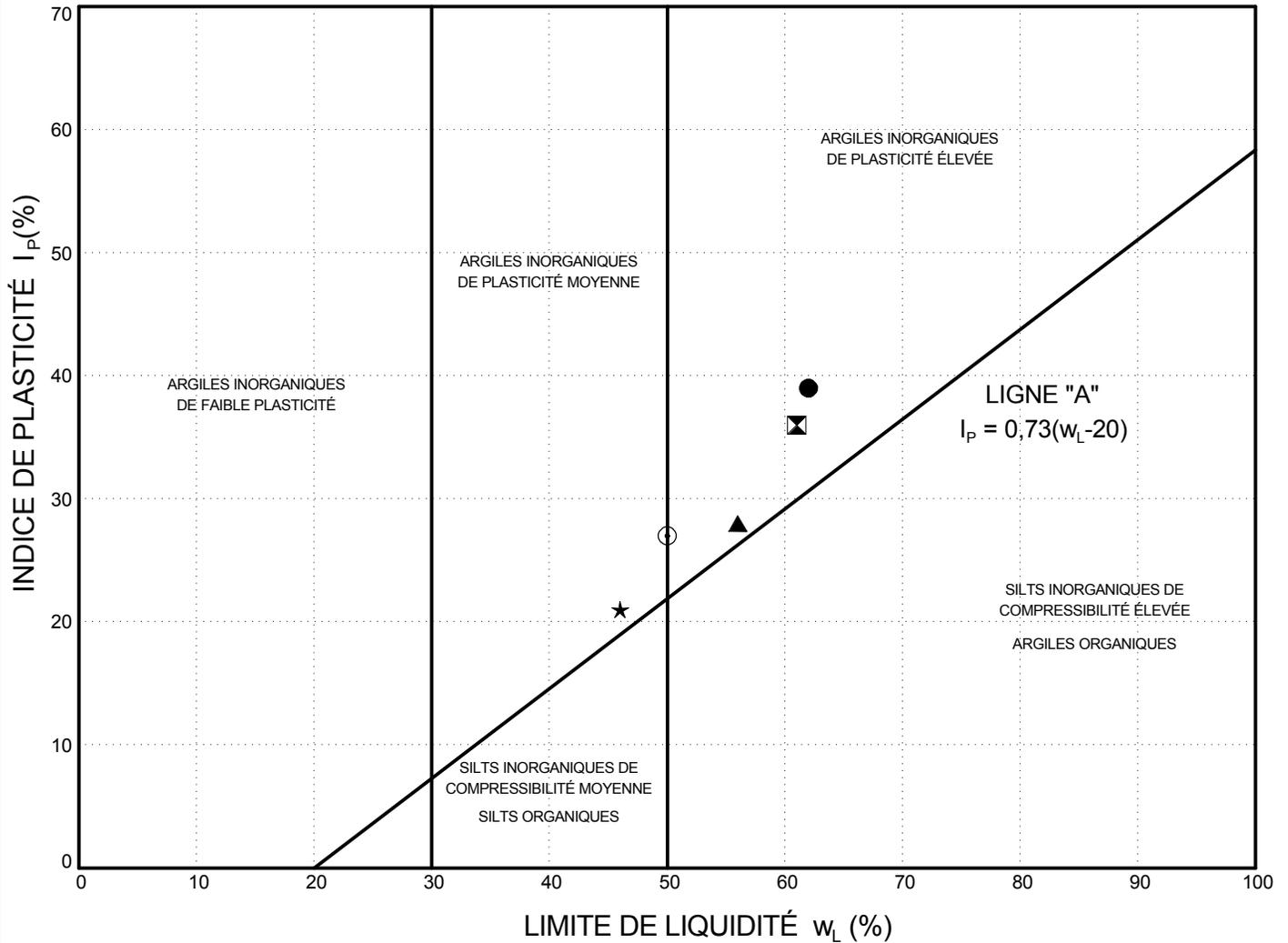
CLIENT : Groupement CBR
 PROJET : Route 236 du P.K. 41+650 à 42+000 - Ponceaux aux P.K. 41+750 et 42+074
 ENDROIT : Beauharnois, Québec
 DOSSIER : G06268



	Sondage	Éch.	Profondeur (m)	Gravier (%)	Sable (%)	Silt et argile (%)	Description
●	F-1	CF-15	21.34 à 21.95	17	34	49	Till : silt sableux, un peu de gravier, traces d'argile
☒	F-11	CF-12	16.76 à 17.37	18	35	47	Till : silt sableux, un peu de gravier, traces d'argile

REMARQUES:

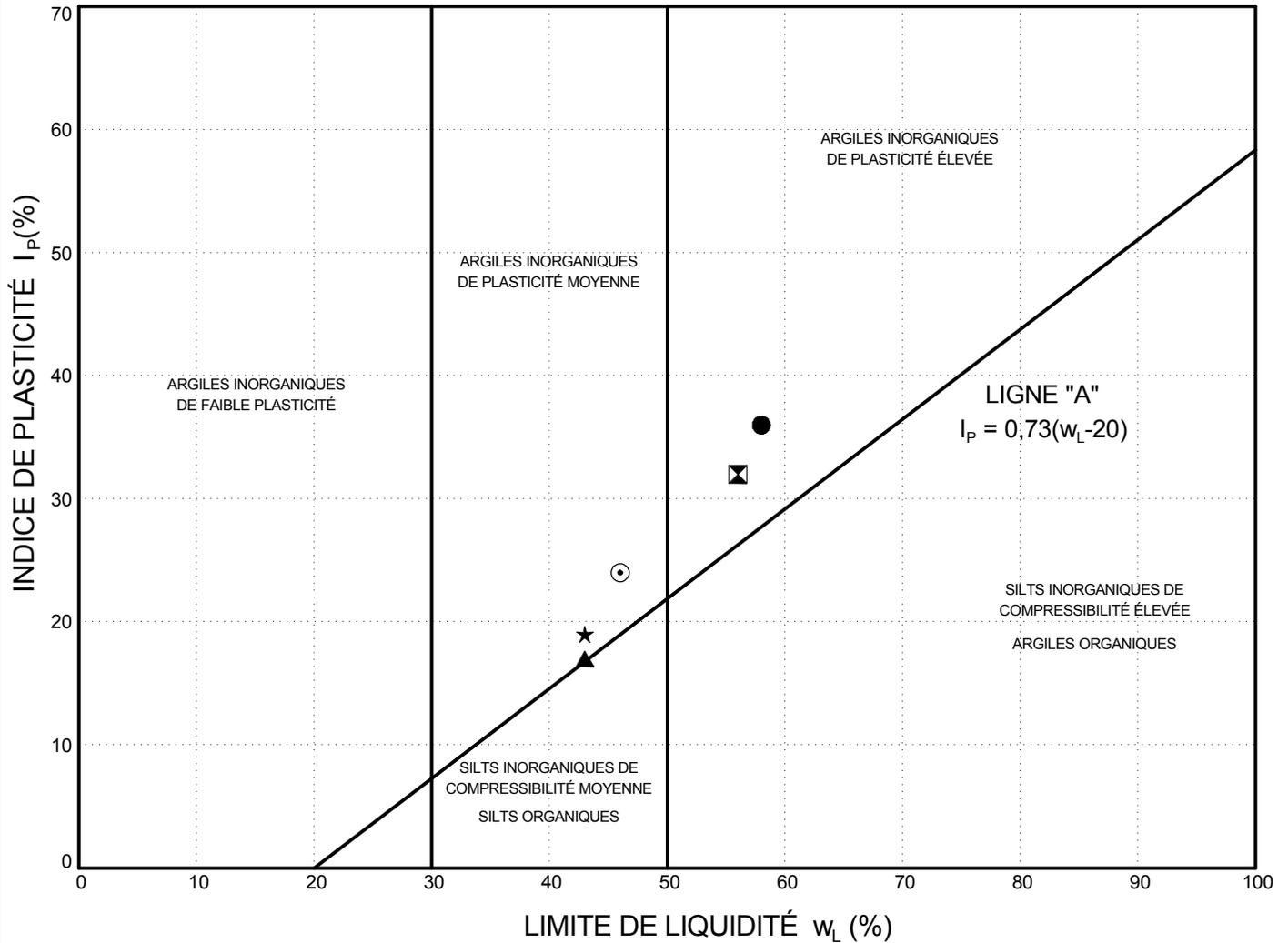
CLIENT : Groupement CBR
 PROJET : Route 236 du P.K. 41+650 à 42+000 - Ponceaux aux P.K. 41+750 et 42+074
 ENDROIT : Beauharnois, Québec
 DOSSIER : G06268



	Sondage	Éch.	Prof. (m)	W (%)	w_L (%)	w_P (%)	I_p (%)	I_L	DESCRIPTION
●	F-1	TM-4	4.57 à 5.18	57	62	23	39	0.9	Argile silteuse, traces de sable, de plasticité élevée (CH)
⊠	F-1	TM-6	7.62 à 8.23	79	61	25	36	1.5	Argile silteuse, traces de sable, de plasticité élevée (CH)
▲	F-1	CF-9	12.19 à 12.80	70	56	28	28	1.5	Argile silteuse, traces de sable, de plasticité élevée (CH)
★	F-1	TM-11	15.24 à 15.85	67	46	25	21	2.0	Argile silteuse, traces de sable, de plasticité moyenne (CL)
⊙	F-1	CF-13	18.29 à 18.90	53	50	23	27	1.1	Argile silteuse, traces de sable, de plasticité moyenne (CL)

Remarque:

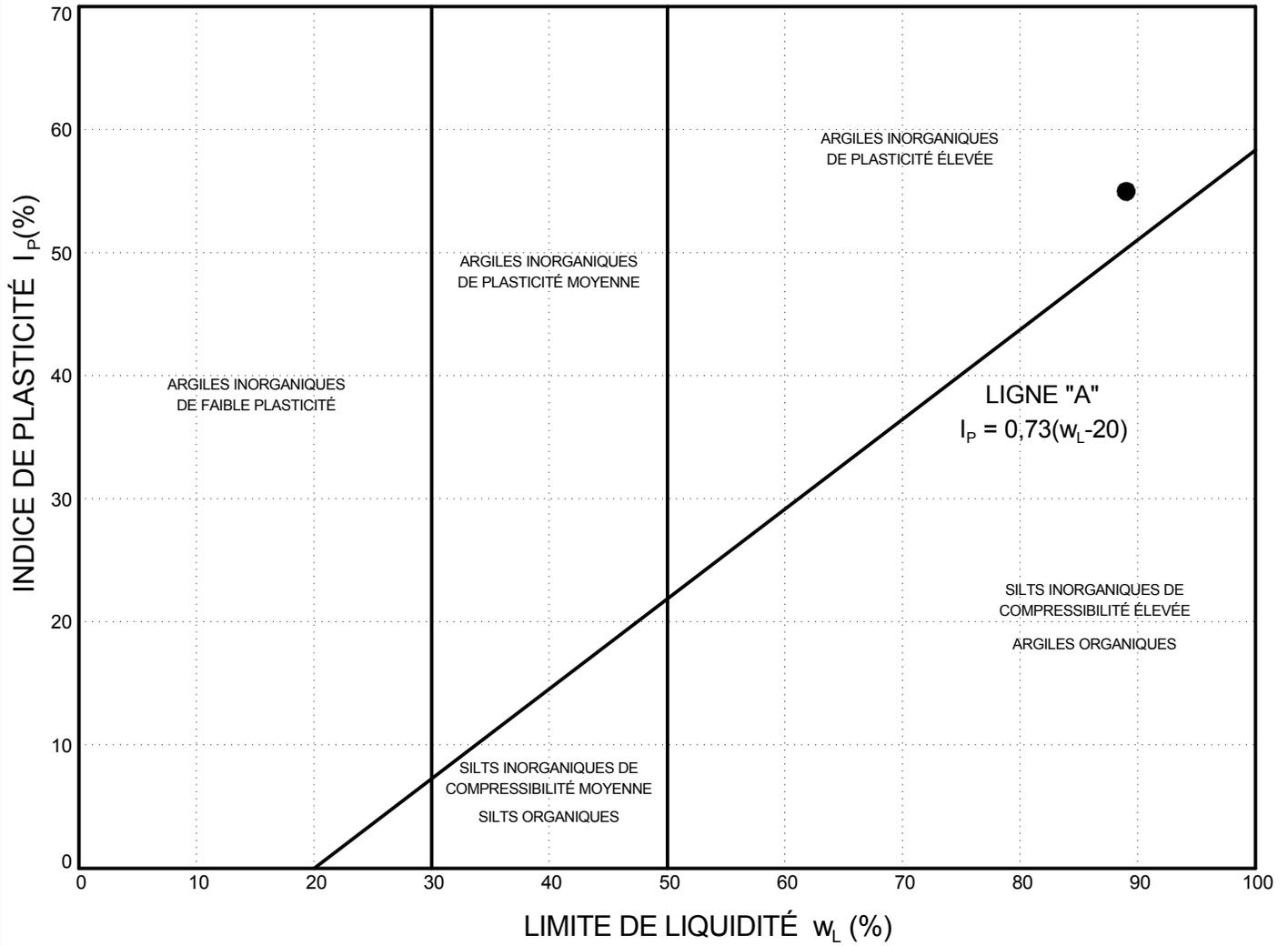
CLIENT : Groupement CBR
 PROJET : Route 236 du P.K. 41+650 à 42+000 - Ponceaux aux P.K. 41+750 et 42+074
 ENDROIT : Beauharnois, Québec
 DOSSIER : G06268



	Sondage	Éch.	Prof. (m)	W (%)	w_L (%)	w_P (%)	I_p (%)	I_L	DESCRIPTION
●	F-11	TM-4	4.57 à 5.18	53	58	22	36	0.9	Argile silteuse, traces de sable, de plasticité élevée (CH)
⊠	F-11	TM-6	7.62 à 8.23	78	56	24	32	1.7	Argile silteuse, traces de sable, de plasticité élevée (CH)
▲	F-11	TM-8	10.67 à 11.28	66	43	26	17	2.4	Argile silteuse, traces de sable, de plasticité moyenne (CL)
★	F-11	TM-10	13.72 à 14.33	63	43	24	19	2.1	Argile silteuse, traces de sable, de plasticité moyenne (CL)
⊙	F-11	CF-11	15.24 à 15.85	48	46	22	24	1.1	Argile silteuse, traces de sable, de plasticité moyenne (CL)

Remarque:

CLIENT : Groupement CBR
 PROJET : Route 236 du P.K. 41+650 à 42+000 - Ponceaux aux P.K. 41+750 et 42+074
 ENDROIT : Beauharnois, Québec
 DOSSIER : G06268



	Sondage	Éch.	Prof. (m)	W (%)	w_L (%)	w_p (%)	I_p (%)	I_L	DESCRIPTION
●	TA-1	VR-2	0.30 à 0.60	43	89	34	55	0.2	Argile silteuse, traces de sable, de plasticité élevée (CH).
☒									
▲									
★									
◎									

Remarque:

CLIENT : Groupement CBR

FORAGE : F-1

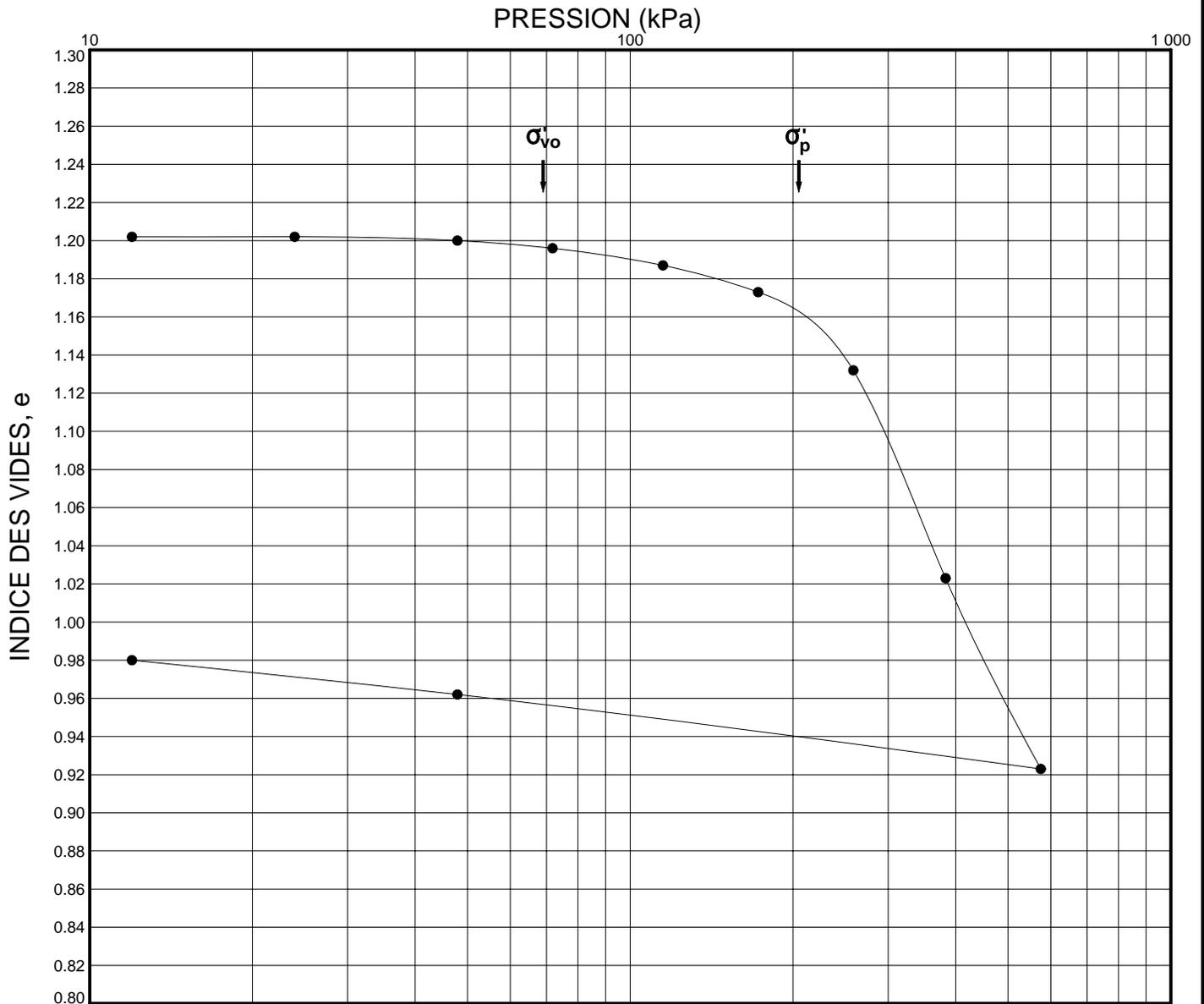
PROJET : Route 236 du P.K. 41+650 à 42+000 - Ponceaux aux P.K. 41+750 et 42+074

ÉCHANTILLON : TM-4

ENDROIT: Beauharnois, Québec

PROFONDEUR (m) : 4.57 à 5.18

DOSSIER: G06268


Profondeur de l'essai (m): 4.85

Niveau de l'essai (m): 33.45

Propriétés du sol
 γ : 17.4 kN/m³

w : 45 %

 e_0 : 1.21

 w_L : 62 %

 C_{cr} : 0.007

 w_p : 23 %

 C_c : 0.64

Résultats de l'essai
 σ'_{vo} : 69 kPa

 C_v : 1.0×10^{-3} cm²/s à 258 kPa

 σ'_p : 205 kPa

 C_v : 1.2×10^{-4} cm²/s à 383 kPa

 $\sigma'_p - \sigma'_{vo}$: 136 kPa

REMARQUES:

CLIENT : Groupement CBR

FORAGE : F-1

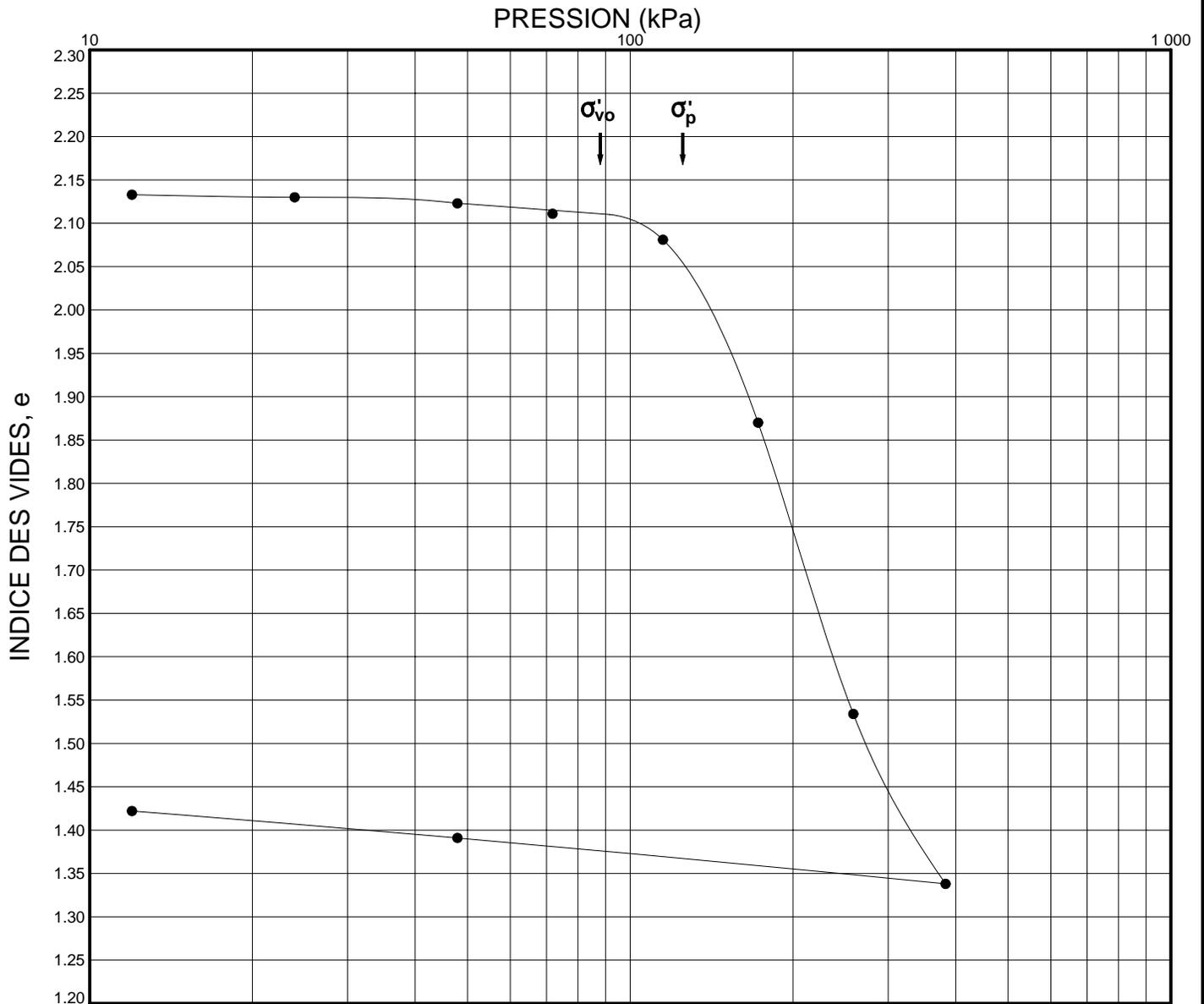
PROJET : Route 236 du P.K. 41+650 à 42+000 - Ponceaux aux P.K. 41+750 et 42+074

ÉCHANTILLON : TM-6

ENDROIT: Beauharnois, Québec

PROFONDEUR (m) : 7.62 à 8.23

DOSSIER: G06268


Profondeur de l'essai (m): 7.85

Niveau de l'essai (m): 30.45

Propriétés du sol
 γ : 15.2 kN/m³

w : 81 %

 e_0 : 2.15

 w_L : 61 %

 C_{cr} : 0.02

 w_p : 25 %

 C_c : 1.91

Résultats de l'essai
 σ'_{vo} : 88 kPa

 C_v : 3.9x10⁻³ cm²/s à 115 kPa

 σ'_p : 125 kPa

 C_v : 8.1x10⁻⁵ cm²/s à 258 kPa

 $\sigma'_p - \sigma'_{vo}$: 37 kPa

REMARQUES:

CLIENT : Groupement CBR

FORAGE : F-1

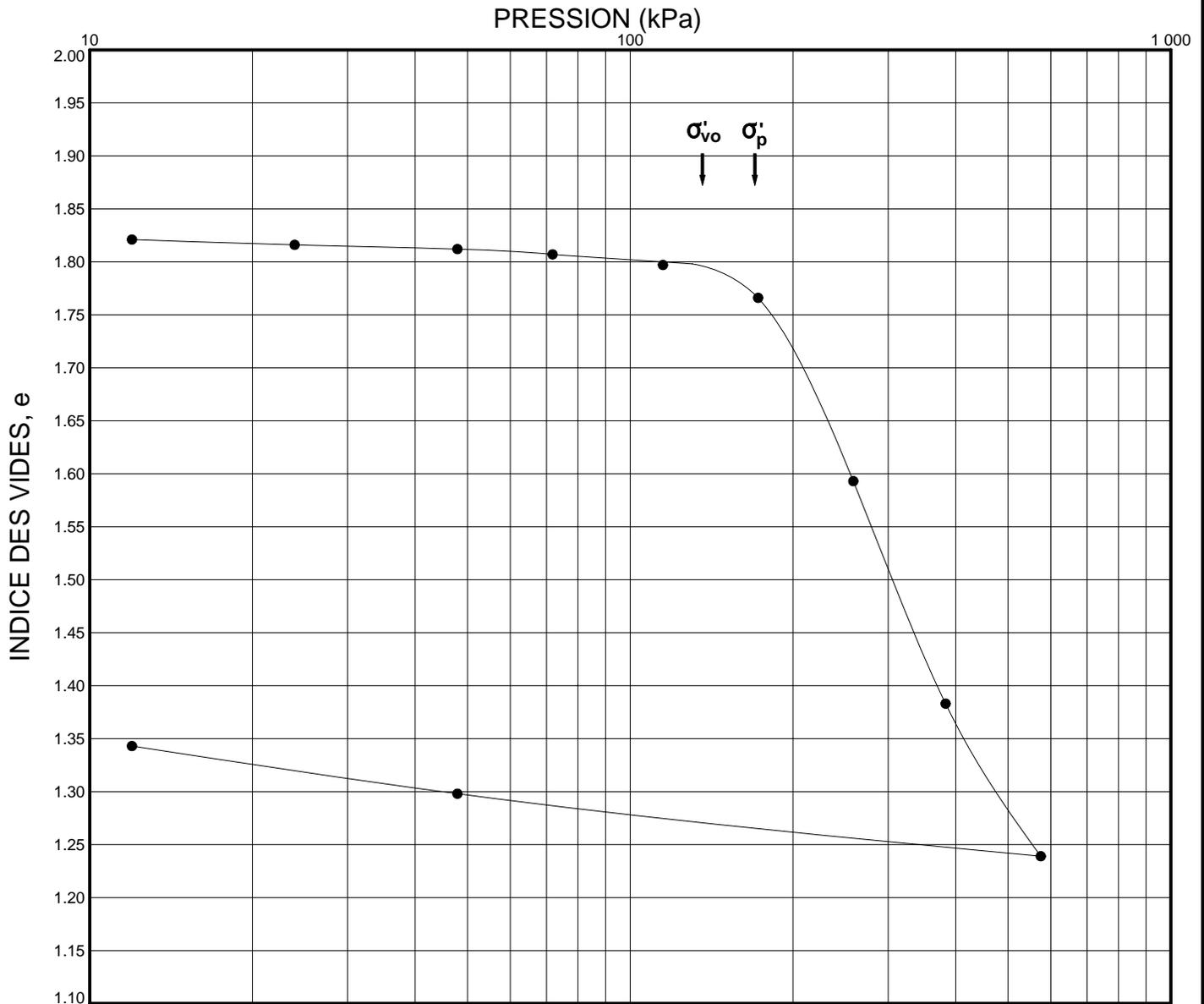
PROJET : Route 236 du P.K. 41+650 à 42+000 - Ponceaux aux P.K. 41+750 et 42+074

ÉCHANTILLON : TM-11

ENDROIT: Beauharnois, Québec

PROFONDEUR (m) : 15.24 à 15.85

DOSSIER: G06268


Profondeur de l'essai (m): 15.65

Niveau de l'essai (m): 22.65

Propriétés du sol
 γ : 15.7 kN/m³

w : 68 %

 e_0 : 1.83

 w_L : 46 %

 C_{cr} : 0.02

 w_p : 25 %

 C_c : 1.23

Résultats de l'essai
 σ'_{vo} : 136 kPa

 C_v : 6.3x10⁻³ cm²/s à 172 kPa

 σ'_p : 170 kPa

 C_v : 3.5x10⁻⁵ cm²/s à 258 kPa

 $\sigma'_p - \sigma'_{vo}$: 34 kPa

 C_v : 2.4x10⁻⁴ cm²/s à 383 kPa

REMARQUES:

CLIENT : Groupement CBR

FORAGE : F-11

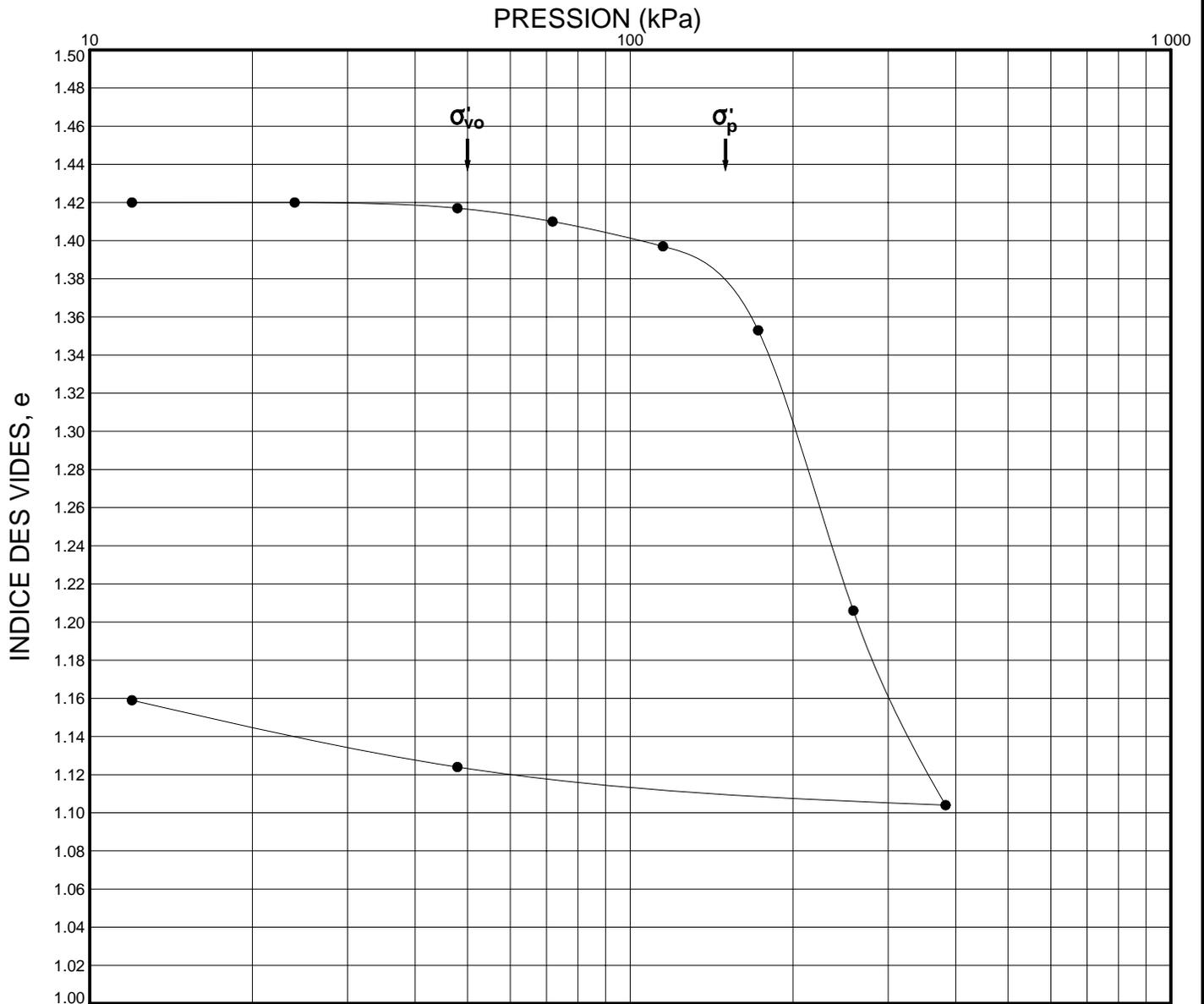
PROJET : Route 236 du P.K. 41+650 à 42+000 - Ponceaux aux P.K. 41+750 et 42+074

ÉCHANTILLON : TM-4

ENDROIT: Beauharnois, Québec

PROFONDEUR (m) : 4.57 à 5.18

DOSSIER: G06268


Profondeur de l'essai (m): 4.85

Niveau de l'essai (m): 34.67

Propriétés du sol
 γ : 16.8 kN/m³

w : 53 %

 e_0 : 1.42

 w_L : 58 %

 C_{cr} : 0.01

 w_p : 22 %

 C_c : 0.83

Résultats de l'essai
 σ'_{vo} : 50 kPa

 C_v : 1.4×10^{-3} cm²/s à 172 kPa

 σ'_p : 150 kPa

 C_v : 1.0×10^{-4} cm²/s à 258 kPa

 $\sigma'_p - \sigma'_{vo}$: 100 kPa

REMARQUES:

CLIENT : Groupement CBR

FORAGE : F-11

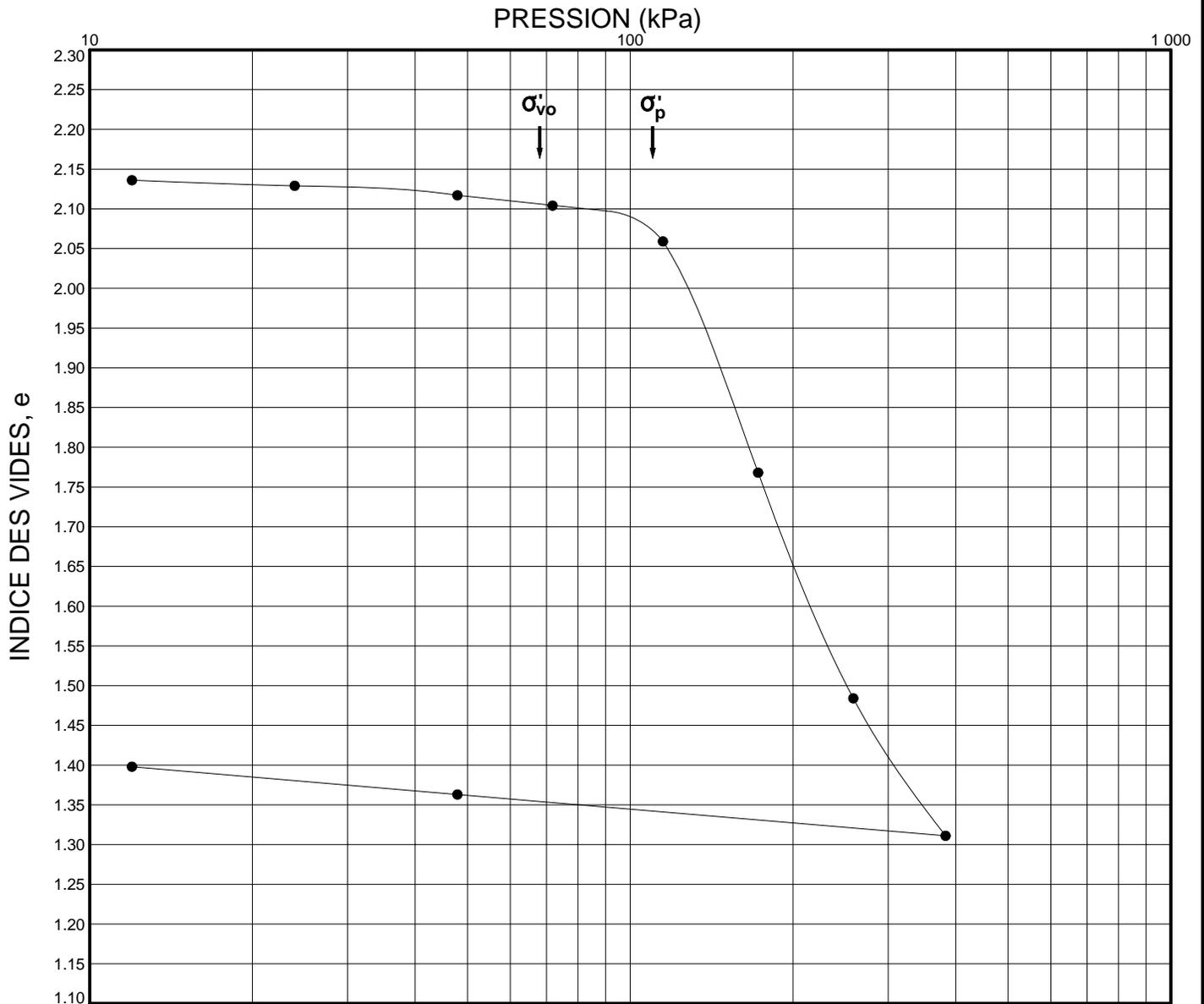
PROJET : Route 236 du P.K. 41+650 à 42+000 - Ponceaux aux P.K. 41+750 et 42+074

ÉCHANTILLON : TM-6

ENDROIT: Beauharnois, Québec

PROFONDEUR (m) : 7.62 à 8.23

DOSSIER: G06268


Profondeur de l'essai (m): 7.85

Niveau de l'essai (m): 31.67

Propriétés du sol
 γ : 15.2 kN/m³

w : 80 %

 e_0 : 2.15

 w_L : 56 %

 C_{cr} : 0.04

 w_p : 24 %

 C_c : 1.65

Résultats de l'essai
 σ'_{vo} : 68 kPa

 C_v : 2.6x10⁻³ cm²/s à 115 kPa

 σ'_p : 110 kPa

 C_v : 2.9x10⁻⁵ cm²/s à 172 kPa

 $\sigma'_p - \sigma'_{vo}$: 42 kPa

 C_v : 8.6x10⁻⁵ cm²/s à 258 kPa

REMARQUES:

A N N E X E 4

MÉTHODE DE CALCUL DE LA RÉSISTANCE LATÉRALE D'UN PIEU DANS L'ARGILE

RÉSISTANCE GÉOTECHNIQUE LATÉRALE PONDÉRÉE (sols cohérents)

Pour la détermination de la résistance géotechnique latérale, il est recommandé d'utiliser la méthode de Broms qui est décrite dans l'article suivant :

- Broms, B.B. *Lateral Resistance of Piles in Cohesive Soils*, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division - ASCE, vol. 90, n° SM2, Mars 1964, pp. 27-63.

L'approche par étapes décrite ci-dessous est inspirée du manuel *Design and Construction of Driven Pile Foundations*, Workshop Manual vol. 1 de la FHWA, publication no. FHWA HI 97-013, révision de 1998. Elle s'établit comme suit :

1. Déterminer le type de sol (cohérent ou pulvérulent) présent à l'intérieur de la profondeur critique sous la surface (le manuel de la FHWA parle de 4 à 5 fois le diamètre des pieux, Groupe Qualitas inc. recommande plutôt une valeur de 5 m). La méthode présentée ici n'est valable que pour les sols cohérents;
2. Déterminer le coefficient de réaction horizontale du sol, K_h à l'aide de la relation suivante :
 $K_h = 67 c_u / b$
où : c_u = résistance en cisaillement non drainé (kPa)
 b = largeur ou diamètre de pieu (m)
3. Ajuster la valeur de K_h déterminée à l'étape 2, en fonction de la consistance du sol cohérent :
 - multiplier K_h par 0,17 à 0,33 pour une argile très molle à molle
 - multiplier K_h par 0,25 à 0,50 pour une argile ferme à très raide
4. Déterminer les propriétés du pieu suivantes :
 - module d'élasticité, E (MPa)
 - moment d'inertie, I (m^4)
 - module de section, S , autour d'un axe perpendiculaire au plan de chargement (m^3)

- contrainte admissible, f_y , dans l'acier, ou résistance à la compression ultime, f'_c , pour le béton (MPa)
- longueur enfouie du pieu, D (m)
- excentricité de la charge appliquée en tête du pieu, e_c , pour les pieux à têtes libres (m)
- facteur de forme C_s (pour pieux d'acier seulement), où :
 1. $C_s = 1,3$ pour un pieu avec section circulaire
 2. $C_s = 1,1$ pour un pieu « H » lorsque la charge latérale est perpendiculaire aux semelles
 3. $C_s = 1,5$ pour un pieu « H » lorsque la charge latérale est parallèle aux semelles
- moment résistant du pieu, M_y , où :
 1. pour des pieux d'acier : $M_y = C_s f_y S$ (kN-m)
 2. pour des pieux de béton : $M_y = f'_c S$ (kN-m);

5. Déterminer le coefficient β :

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{K_h b}{4 E I}} ;$$

6. Déterminer le facteur de longueur adimensionnel égal à β multipliée par D ;

7. Déterminer le type de pieu (court ou long) :

- si $\beta D > 2,25 \rightarrow$ long
- si $\beta D < 2,25 \rightarrow$ court

(Note : pour des valeurs de βD situées entre 2,0 et 2,5, il est suggéré de faire les calculs qui suivent selon les méthodes pour pieu long et court, et de retenir la valeur la plus faible) ;

8. Déterminer la résistance géotechnique latérale ultime, Q_u , d'un pieu isolé selon ce qui suit :

a. *Pieu court*

À l'aide de D/b (et de e_c/D pour le cas à tête libre), utiliser l'abaque de la figure 1 pour choisir la valeur correspondante de $Q_u/c_u b^2$ et résoudre pour trouver Q_u (en kN).

b. Pieu long

- À l'aide de $M_y / c_u b^3$ (et de e_c / b pour le cas à tête libre), utiliser l'abaque de la figure 2 pour choisir la valeur correspondante de $Q_u / c_u b^2$ et résoudre pour trouver Q_u (en kN);
9. Déterminer, pour un pieu isolé, la résistance géotechnique latérale pondérée (à L'ÉLUL) Q_m en multipliant Q_u par un coefficient de tenue de 0,5;
 10. Déterminer la réaction à l'ÉLUT (la charge latérale de service) Q_a en fonction du déplacement admissible choisi par le concepteur (une valeur de 15 mm peut être utilisée en l'absence de plus d'information). À l'aide de βD (et de e_c / D pour le cas à tête libre), utiliser l'abaque de la figure 3 pour choisir la valeur correspondante de $y K_h b D / Q_a$ et résoudre pour trouver Q_a (en kN) ou y (en m);
 11. Comparer Q_a et Q_m :
 - si $Q_a > Q_m$, utiliser Q_m et calculer y_m selon l'étape 10
 - si $Q_a < Q_m$, utiliser Q_a et calculer y
 - si Q_a et y ne sont pas disponibles, utiliser Q_m et y_m ;
 12. Réduire la capacité des pieux isolés calculée à l'étape 11 en fonction de l'effet de groupe. La réduction est fonction de l'espacement dans le groupe de pieux et le facteur de réduction approprié est déterminé à l'aide du tableau 1 ci-après (l'espacement des pieux est calculé centre à centre dans la direction de la charge latérale):

TABLEAU 1
FACTEUR DE RÉDUCTION DE GROUPE

ESPACEMENT DES PIEUX	FACTEUR DE RÉDUCTION
8b	1,0
6b	0,8
4b	0,5
3b	0,4

13. En ajout à cette méthode, il est recommandé d'ajuster la capacité latérale des pieux inclinés en fonction de leur inclinaison par rapport à la verticale et de l'orientation de la charge latérale. Le tableau 2 ci-après, dont les valeurs sont

tirées du *Foundation Engineering Handbook*, Whiterkorn & Fang (1975), présente les facteurs d'accroissement ou de réduction à appliquer :

TABLEAU 2
FACTEURS D'ACCROISSEMENT ET DE RÉDUCTION
POUR L'INCLINAISON

INCLINAISON ω DU PIEU PAR RAPPORT À LA VERTICALE ($^{\circ}$)	FACTEUR MULTIPLICATIF
22,5	0,75
15,0	0,80
7,5	0,90
0	1,00
-7,5	1,08
-15,0	1,16
-22,5	1,22
-30,0	1,27

Dans le tableau 2, le signe de ω doit être déterminé à l'aide de la figure 4 :

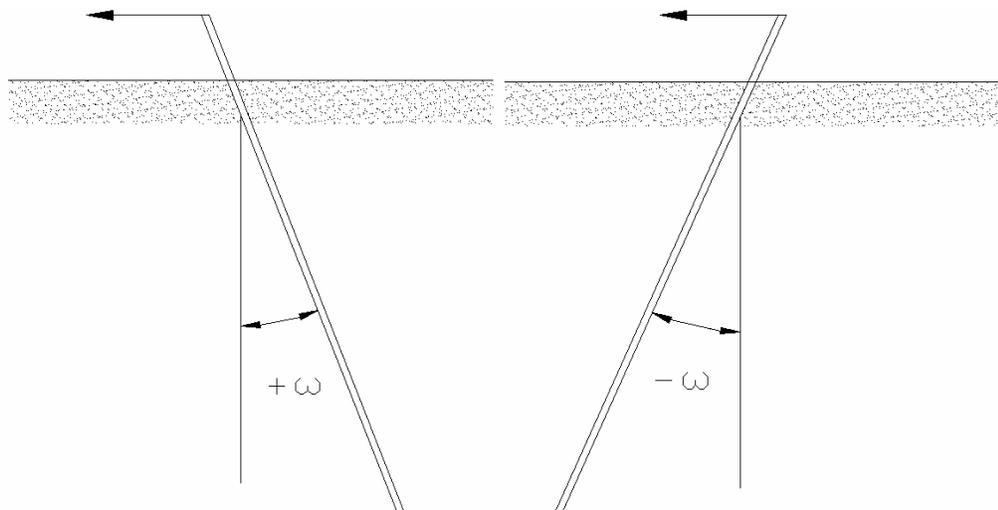


FIGURE 4 : DÉTERMINATION DU SIGNE DE L'INCLINAISON DU PIEU

14. Déterminer la capacité totale du groupe de pieux. Il est à noter qu'aucune résistance n'est attribuée au sol entourant la semelle dans laquelle les pieux sont encastrés.

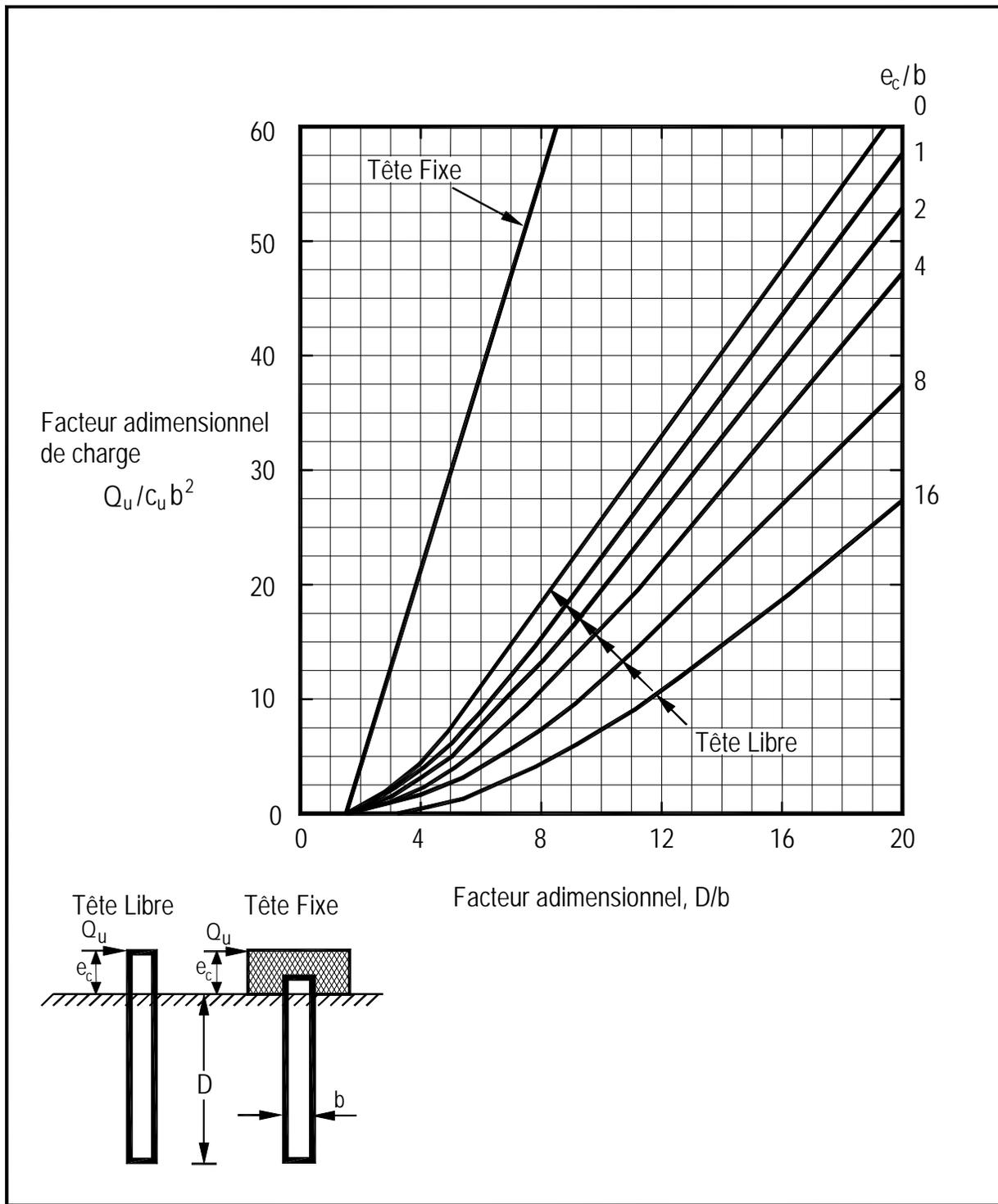


FIGURE 1 – CAPACITÉ À L'ELUL DES PIEUX COURTS DANS LES SOLS COHÉSIFS.

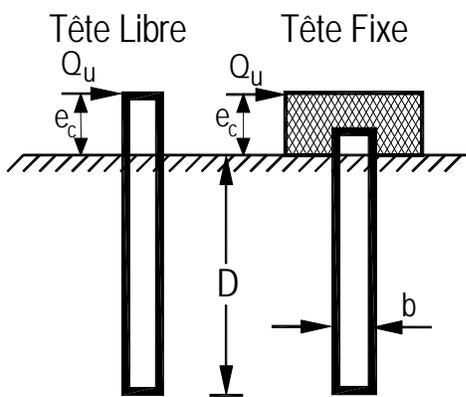
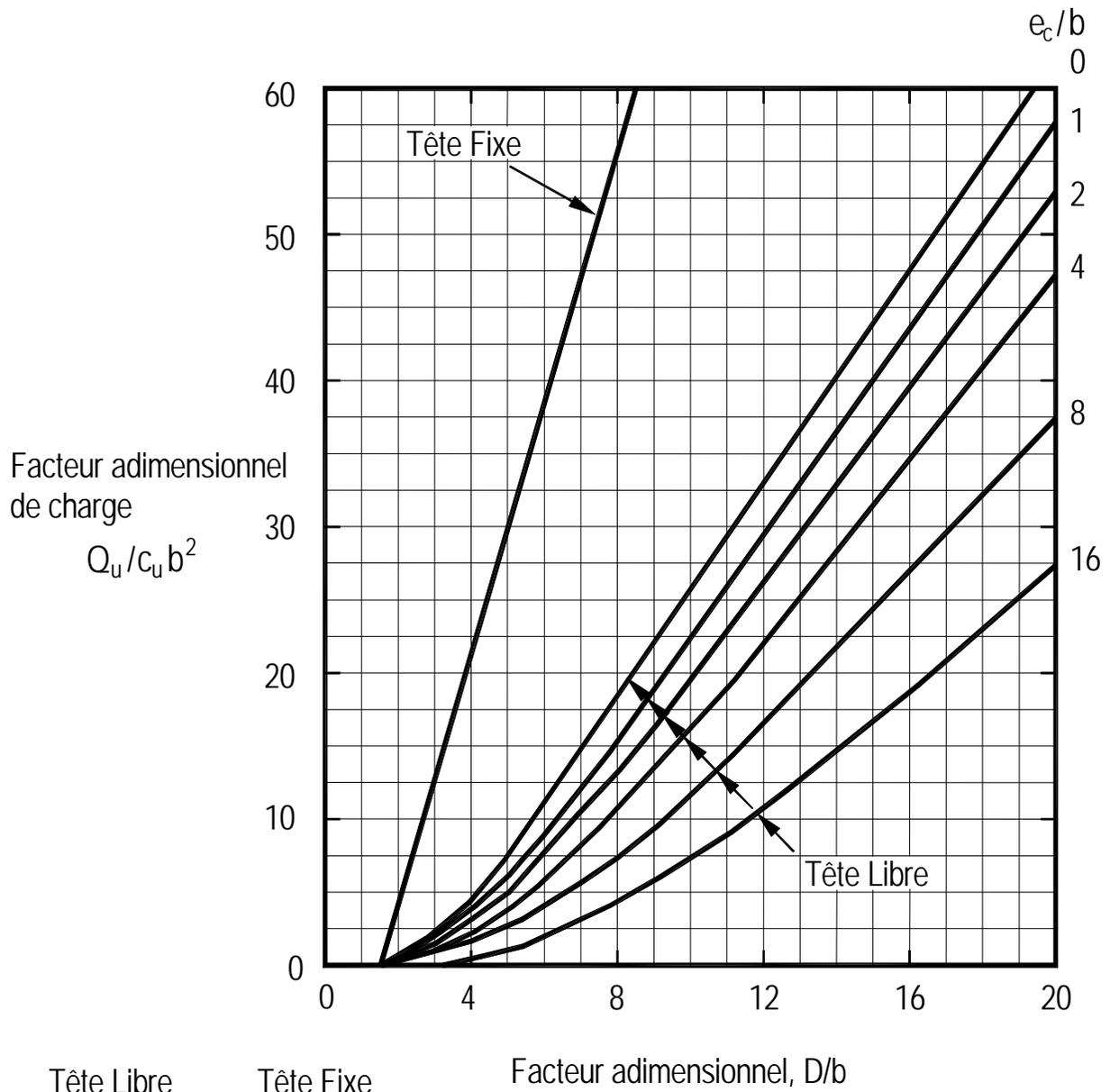


FIGURE 2 - CAPACITÉ À L'ELUL DES PIEUX LONGS DANS LES SOLS COHÉSIFS

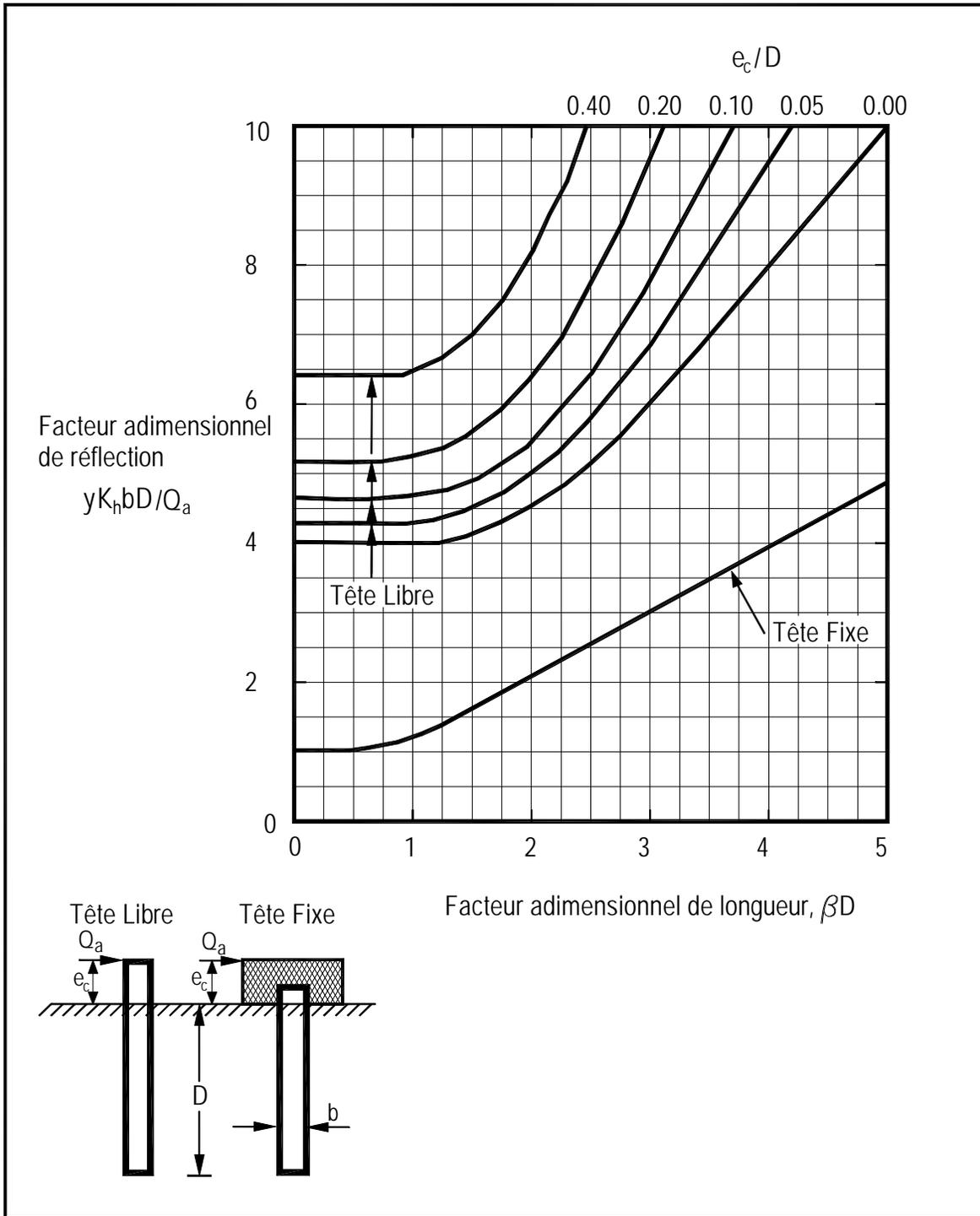
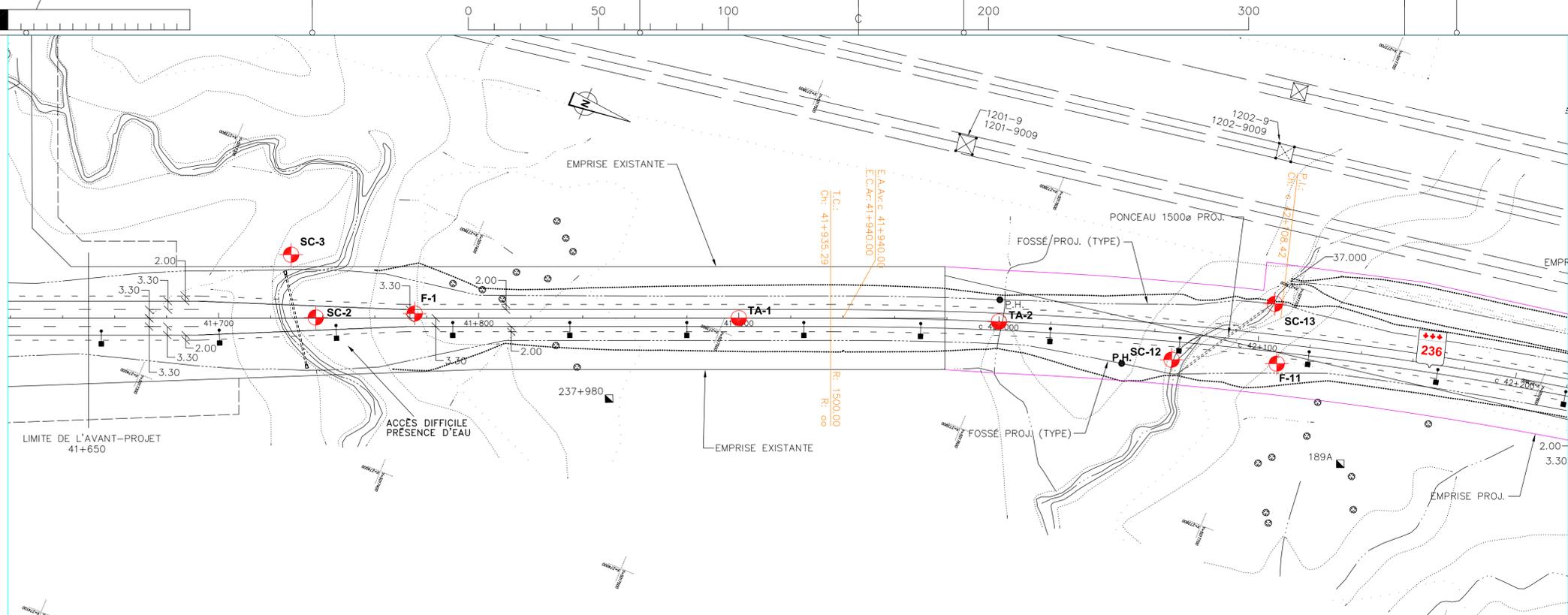


FIGURE 3 - CAPACITÉ À L'ELUT DES PIEUX DANS LES SOLS COHÉSIFS

A N N E X E 5

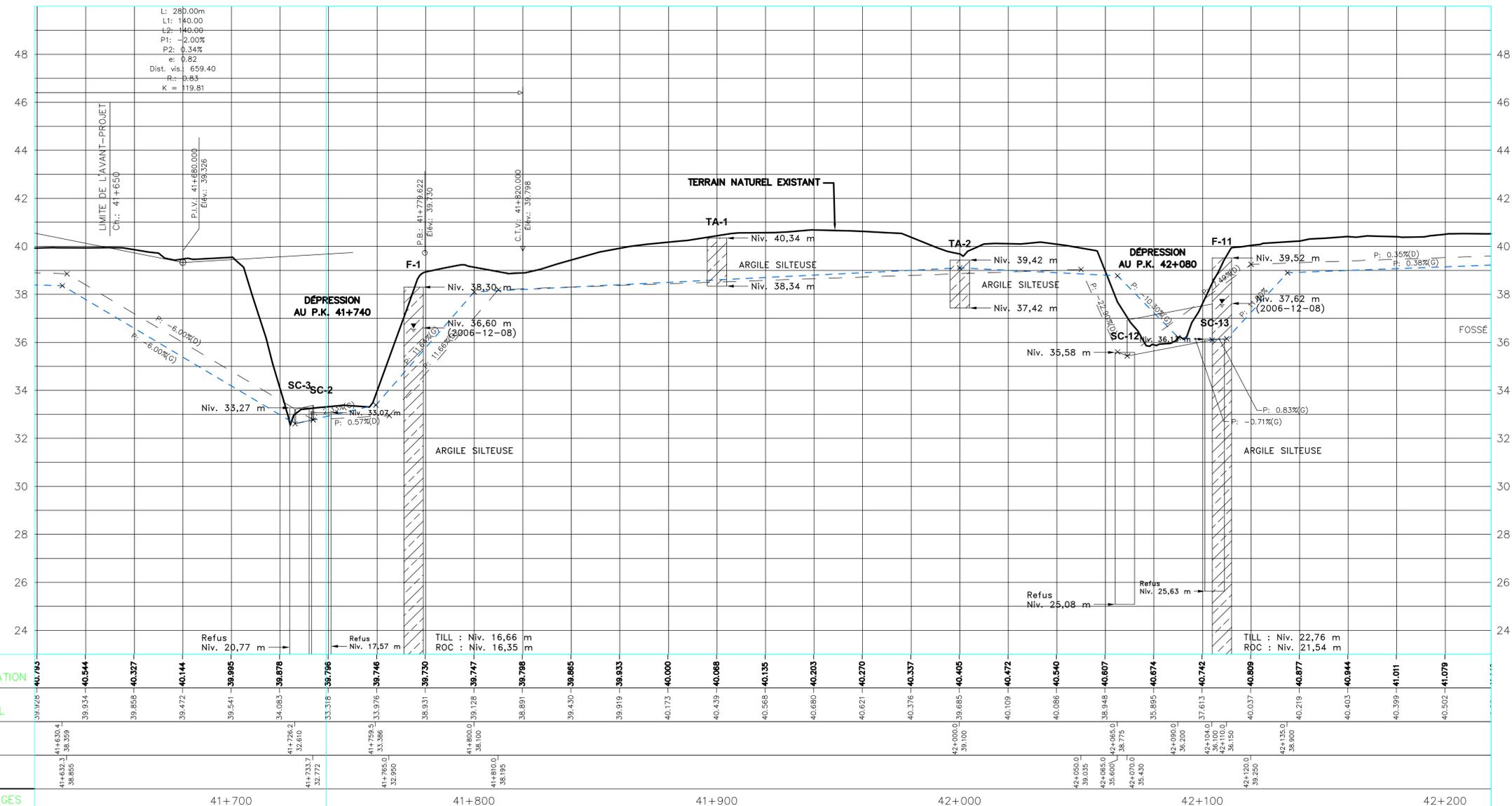
**DESSINS – RÉSULTATS DES ESSAIS EN LABORATOIRE -
LOCALISATION ET RAPPORTS DES SONDAGES**



NOTES:
 Ce dessin sert uniquement à la localisation des sondages. Il a été préparé en se référant à un plan fourni par Tecsub-Séguin et portant l'identification technique TA20-5400-9301-X2-3, dessin 3/10, en date du 19-05-2006.

SONDAGE N°	COORDONNÉES SCOPQ (NAD 83)		NIVEAU DU TERRAIN (Z) (m)
	EST (X) (m)	NORD (Y) (m)	
F-1	273 938,2	5 017 389,0	38,30
SC-2	273 954,0	5 017 354,4	33,07
SC-3	273 935,0	5 017 336,4	33,27
F-11	273 830,7	5 017 703,0	39,52
SC-12	273 844,6	5 017 665,2	35,58
SC-13	273 809,5	5 017 693,7	36,13
TA-1	273 892,7	5 017 505,0	40,34
TA-2	273 856,1	5 017 598,1	39,42

- LÉGENDE:**
- F-1 Forage et numéro
 - TA-1 Sondage à la tarière manuelle
 - SC-2 Sondage au scissomètre Nilcon
- Type d'échantillon
 CF: Carottier fendu
 TM: Tube à paroi mince
 CR: Carottier diamanté
 EL: Lavage
 ET: Torière
 VR: Vrac (puits)
- Essais
 cu: Résistance au cisaillement à l'état intact, mesurée au scissomètre de chantier, kPa
 cr: Résistance au cisaillement à l'état remanié, mesurée au scissomètre de chantier, kPa
 cus: Résistance au cisaillement à l'état intact, mesurée au cône suédois, kPa
 crs: Résistance au cisaillement à l'état remanié, mesurée au cône suédois, kPa
 cup: Résistance au cisaillement à l'état intact, mesurée au scissomètre portatif, kPa
 crp: Résistance au cisaillement à l'état remanié, mesurée au scissomètre portatif, kPa
 G: Analyse granulométrique par tamisage et lavage
 li: Indice de liquidité
 N: Indice de pénétration (essai de pénétration standard, SPT)
 w: Teneur en eau, %
 wl: Limite de liquidité, %
 wp: Limite de plasticité, %
 N: Niveau d'eau
 P: Piézomètre



08/12/18	PROFIL ET P.K. DES PONCEAUX	A.O.
A M J	NATURE DE MODIFICATION	PAR
07/04/10	DATE D'ÉMISSION DU PLAN	

PRÉPARÉ PAR:
 Ingénieur: Ahmed Ouarzidini, ing. M.Sc.
 Dessinateur: Michel Parent



DOSSIER : G06268-rap-001-rév.1



RECOMMANDÉ PAR LE CHEF DE SERVICE

Client : Groupement CBR



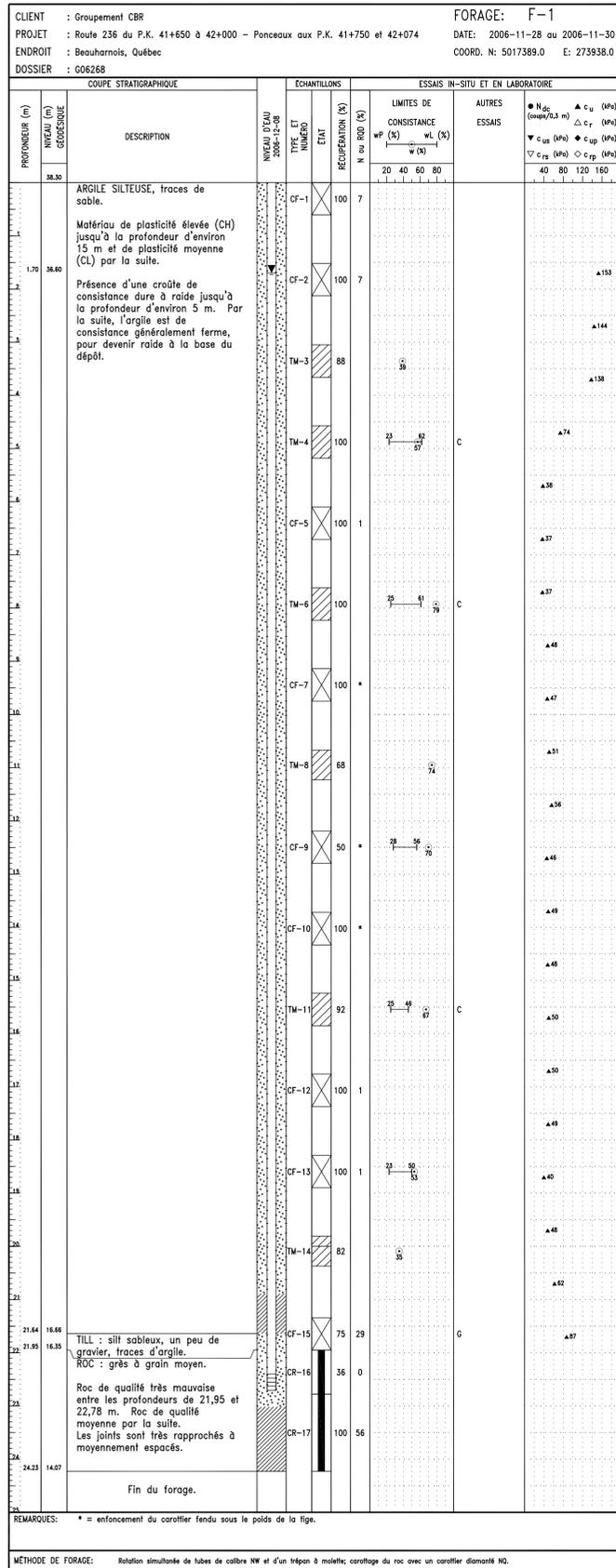
Localisation des sondages

Relocalisation de la route 236, entre l'autoroute 30 et la route 132 Tronçon entre les P.K. 41+650 et 42+000 Ponceaux aux P.K. 41+750 et 42+074 Beauharnois, Québec

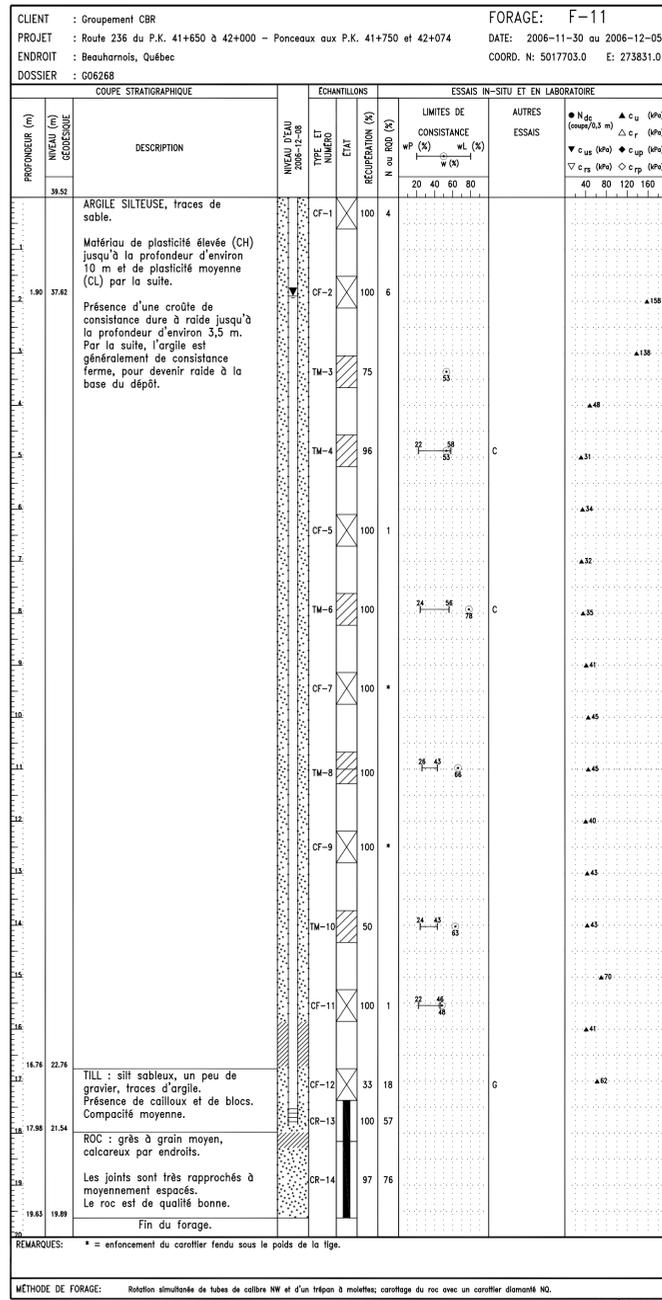
ÉCHELLE
 HORIZONTALE: 1:1000 0 10 20 30 40 m
 VERTICALE: AUCUNE

IDENTIFICATION TECHNIQUE	
IDENTIFICATION REGROUPEMENT	1/3

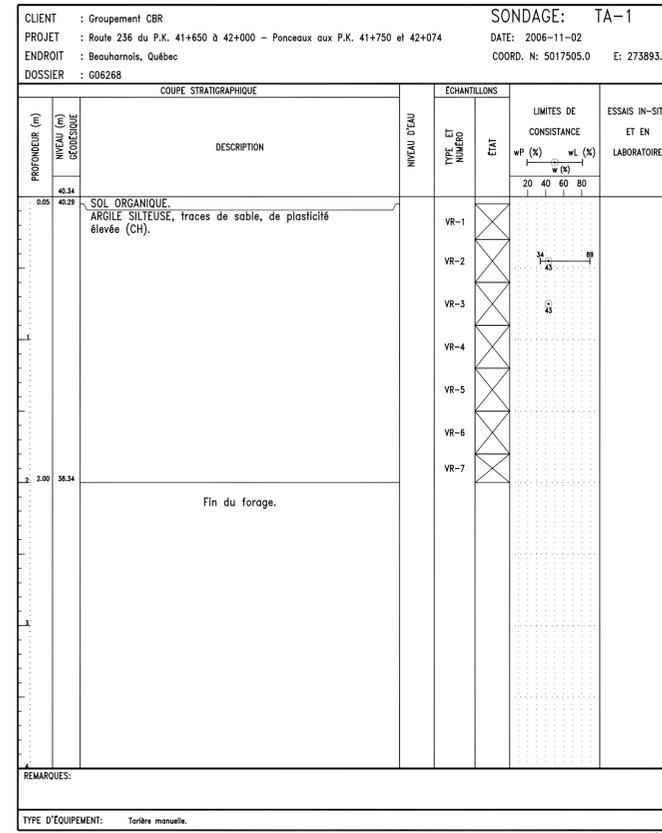
RAPPORT DE FORAGE



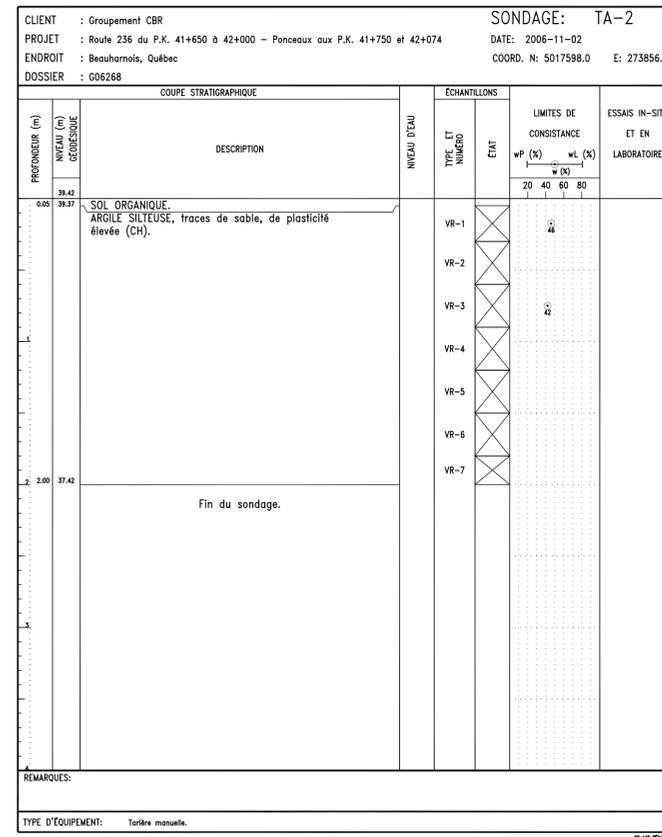
RAPPORT DE FORAGE



RAPPORT DE SONDAGE



RAPPORT DE SONDAGE



LÉGENDE:

- Type d'échantillon
- CF: Carottier fendu
- TM: Tube à paroi mince
- CR: Carottier diamanté
- EL: Lavage
- ET: Torière
- VR: Vrac (puits)
- Essais
- c_u: Résistance au cisaillement à l'état intact, mesurée au scissomètre de chantier, kPa
- c_r: Résistance au cisaillement à l'état remanié, mesurée au scissomètre de chantier, kPa
- c_{us}: Résistance au cisaillement à l'état intact, mesurée au cône suédois, kPa
- c_{rs}: Résistance au cisaillement à l'état remanié, mesurée au cône suédois, kPa
- c_{up}: Résistance au cisaillement à l'état intact, mesurée au scissomètre portatif, kPa
- c_{rp}: Résistance au cisaillement à l'état remanié, mesurée au scissomètre portatif, kPa
- G: Analyse granulométrique par tamisage et lavage
- l_v: Indice de liquidité
- l_p: Indice de plasticité, %
- N: Indice de pénétration (essai de pénétration standard, SPT)
- w: Teneur en eau, %
- w_L: Limite de liquidité, %
- w_p: Limite de plasticité, %
- ▼ Niveau d'eau
- ▣ Piézomètre

08/12/18	PROFIL ET P.K. DES PONCEAUX	A.O.
A M J	NATURE DE MODIFICATION	PAR
07/04/10	DATE D'ÉMISSION DU PLAN	

PRÉPARE PAR:
 Ingénieur: Ahmed Ouarzidini, ing. M.Sc.
 Dessinateur: Michel Parent



DOSSIER : G06268-rap-001-rév.1



RECOMMANDÉ PAR LE CHEF DE SERVICE

Client : Groupement CBR



Rapports de sondages

Relocalisation de la route 236, entre l'autoroute 30 et la route 132
 Tronçon entre les P.K. 41+650 et 42+000
 Ponceaux aux P.K. 41+750 et 42+074
 Beauharnois, Québec

ÉCHELLE
 HORIZONTALE : 1=1000 0 10 20 30 40 m
 VERTICALE : AUCUNE

IDENTIFICATION TECHNIQUE

IDENTIFICATION RÉGROUPEMENT

RAPPORT D'ESSAI AU SCISSOMÈTRE

CLIENT : Groupement CBR PROJET : Route 236 du P.K. 41+650 à 42+000 - Ponceaux aux P.K. 41+750 et 42+074 ENDROIT : Beauharnois, Québec DOSSIER : G06268		SONDAGE: SC-3 DATE: 2006-11-30 COORD. N: 5017336.0 E: 273935.0										
COUPE STRATIGRAPHIQUE		RÉSISTANCE AU CISAILEMENT (kPa)										
PROFONDEUR (m)	DESCRIPTION	▲ cu Résistance au cisaillement sur argile intacte △ cr Résistance de cisaillement sur argile remaniée										
33.27	ARGILE SILTEUSE. Présence d'une croûte de consistance raide jusqu'à la profondeur d'environ 1 m. Par la suite, l'argile est de consistance ferme à raide.	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	
						▲50						
						▲35						
						▲46						
						▲46						
						▲52						
						▲45						
						▲45						
						▲50						
						▲49						
						▲49						
						▲51						
12.50 25.77	Fin du sondage au scissomètre.											
REMARQUES:												
TYPE D'ÉQUIPEMENT: Scissomètre Nilon.												

RAPPORT D'ESSAI AU SCISSOMÈTRE

CLIENT : Groupement CBR PROJET : Route 236 du P.K. 41+650 à 42+000 - Ponceaux aux P.K. 41+750 et 42+074 ENDROIT : Beauharnois, Québec DOSSIER : G06268		SONDAGE: SC-13 DATE: 2006-12-04 COORD. N: 5017694.0 E: 273810.0										
COUPE STRATIGRAPHIQUE		RÉSISTANCE AU CISAILEMENT (kPa)										
PROFONDEUR (m)	DESCRIPTION	▲ cu Résistance au cisaillement sur argile intacte △ cr Résistance de cisaillement sur argile remaniée										
36.13	ARGILE SILTEUSE. L'argile est de consistance généralement ferme et augmente graduellement avec la profondeur.	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	
						▲28						
						▲27						
						▲31						
						▲36						
						▲44						
						▲51						
						▲38						
						▲41						
						▲39						
						▲39						
						▲49						
10.50 25.63	Fin du sondage au scissomètre.											
REMARQUES:												
TYPE D'ÉQUIPEMENT: Scissomètre Nilon.												

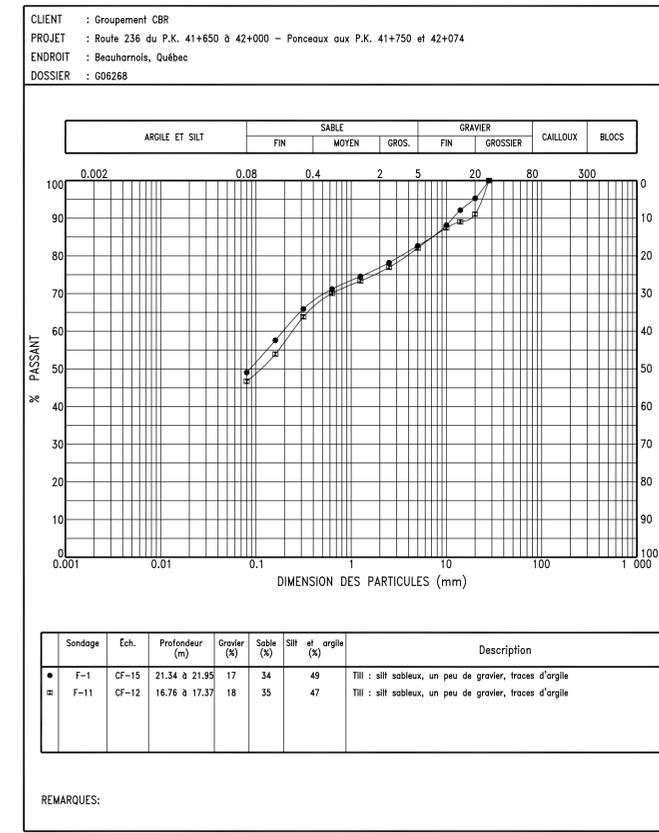
RAPPORT D'ESSAI AU SCISSOMÈTRE

CLIENT : Groupement CBR PROJET : Route 236 du P.K. 41+650 à 42+000 - Ponceaux aux P.K. 41+750 et 42+074 ENDROIT : Beauharnois, Québec DOSSIER : G06268		SONDAGE: SC-2 DATE: 2006-11-29 COORD. N: 5017354.0 E: 273954.0										
COUPE STRATIGRAPHIQUE		RÉSISTANCE AU CISAILEMENT (kPa)										
PROFONDEUR (m)	DESCRIPTION	▲ cu Résistance au cisaillement sur argile intacte △ cr Résistance de cisaillement sur argile remaniée										
33.07	ARGILE SILTEUSE. Présence d'une croûte de consistance très raide à raide jusqu'à la profondeur d'environ 2 m. Par la suite, l'argile est de consistance généralement ferme, pour devenir de consistance raide à la base du dépôt.	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	
						▲68						
						▲32						
						▲48						
						▲48						
						▲50						
						▲42						
						▲43						
						▲47						
						▲49						
						▲49						
						▲51						
						▲51						
						▲48						
						▲37						
						▲55						
15.50 17.57	Fin du sondage au scissomètre.											
REMARQUES:												
TYPE D'ÉQUIPEMENT: Scissomètre Nilon.												

RAPPORT D'ESSAI AU SCISSOMÈTRE

CLIENT : Groupement CBR PROJET : Route 236 du P.K. 41+650 à 42+000 - Ponceaux aux P.K. 41+750 et 42+074 ENDROIT : Beauharnois, Québec DOSSIER : G06268		SONDAGE: SC-12 DATE: 2006-12-04 COORD. N: 5017665.0 E: 273845.0										
COUPE STRATIGRAPHIQUE		RÉSISTANCE AU CISAILEMENT (kPa)										
PROFONDEUR (m)	DESCRIPTION	▲ cu Résistance au cisaillement sur argile intacte △ cr Résistance de cisaillement sur argile remaniée										
35.58	ARGILE SILTEUSE. L'argile est de consistance généralement ferme et augmente graduellement avec la profondeur, pour devenir raide à la base du dépôt.	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	
						▲27						
						▲30						
						▲35						
						▲39						
						▲45						
						▲49						
						▲40						
						▲45						
						▲42						
						▲37						
10.50 25.08	Fin du sondage au scissomètre.											
REMARQUES:												
TYPE D'ÉQUIPEMENT: Scissomètre Nilon.												

ANALYSE GRANULOMÉTRIQUE



LÉGENDE:

- Type d'échantillon
 CF: Carottier fendu
 TM: Tube à paroi mince
 CR: Carottier diamanté
 EL: Lavage
 ET: Torière
 VR: Vrac (puits)
- Essais
 cu: Résistance au cisaillement à l'état intact, mesurée au scissomètre de chantier, kPa
 cr: Résistance au cisaillement à l'état remanié, mesurée au scissomètre de chantier, kPa
 cus: Résistance au cisaillement à l'état intact, mesurée au cône suédois, kPa
 crs: Résistance au cisaillement à l'état remanié, mesurée au cône suédois, kPa
 cusp: Résistance au cisaillement à l'état intact, mesurée au scissomètre portatif, kPa
 crsp: Résistance au cisaillement à l'état remanié, mesurée au scissomètre portatif, kPa
 G: Analyse granulométrique par tamisage et lavage
 L: Indice de liquidité
 Ip: Indice de plasticité, %
 N: Indice de pénétration (essai de pénétration standard, SPT)
 w: Teneur en eau, %
 wL: Limite de liquidité, %
 wp: Limite de plasticité, %
 ↓ Niveau d'eau
 □ Piézomètre

08	12	18	PROFIL ET P.K. DES PONCEAUX	A.O.
A	M	J	NATURE DE MODIFICATION	PAR
07	04	10	DATE D'ÉMISSION DU PLAN	

PRÉPARÉ PAR:
 Ingénieur: Ahmed Ouarzidini, ing. M.Sc.
 Dessinateur: Michel Parent



DOSSIER : G06268-rap-001-rév.1



RECOMMANDÉ PAR LE CHEF DE SERVICE

Client : Groupement CBR



Rapports de sondages et essais de laboratoire

Relocalisation de la route 236, entre l'autoroute 30 et la route 132
 Tronçon entre les P.K. 41+650 et 42+000
 Ponceaux aux P.K. 41+750 et 42+074
 Beauharnois, Québec

ÉCHELLE
 HORIZONTALE: 1=1000 0 10 20 30 40 m
 VERTICALE: AUCUNE

IDENTIFICATION TECHNIQUE

IDENTIFICATION GROUPEMENT