

Commission de la Capitale Nationale

Travaux de réhabilitation du pont pédestre du ruisseau Leamy, Gatineau, Québec

Rapport d'étude géotechnique

Mars 2013
N/Réf. : 237-B-0001957-1-GE-R-0002-00



Commission de la Capitale Nationale**Travaux de réhabilitation du pont pédestre du
ruisseau Leamy, Gatineau, Québec**

Rapport d'étude géotechnique | 237-B-0001957-1-GE-R-0002-00

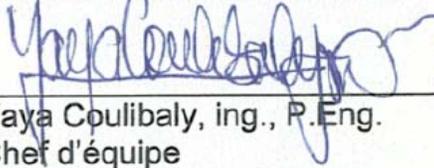
Préparé par :



2013-03-21

Tommy Lampron, ing.jr
Assistant chargé de projet
Membre de l'OIQ n° 5029258

Approuvé par :



2013-03-22

Yaya Coulibaly, ing., P.Eng.
Chef d'équipe
Membre de l'OIQ n° 140220

TABLE DES MATIÈRES

INTRODUCTION	1
1 DESCRIPTION DU SITE ET DU PROJET	2
1.1 Géologie locale	3
2 MÉTHODE DE RECONNAISSANCE	4
2.1 Travaux de chantier	4
2.2 Travaux d'arpentage	5
2.3 Travaux en laboratoire	5
3 NATURE ET PROPRIÉTÉS DES MATÉRIAUX.....	6
3.1 Structure de chaussée	6
3.2 Remblai hétérogène.....	7
3.3 Dépôt de silt	8
3.4 Dépôt d'argile silteuse.....	8
4 EAU SOUTERRAINE.....	10
5 RECOMMANDATIONS GÉOTECHNIQUES.....	11
4.1 Remarques générales.....	11
4.1.1 <i>Profondeur de gel</i>	11
4.2 Excavation et travaux d'assèchement	11
4.3 Soutènement temporaire	12
4.4 Fondations superficielles	14
4.4.1 <i>Résistances géotechniques aux états limites ultimes (ÉLU)</i>	14
4.4.2 <i>Résistances géotechniques aux états limites de tenue en service (ÉLTS)</i>	16
4.5 Fondations profondes	16
4.5.1 <i>Généralités pour les pieux battus</i>	16
4.5.2 <i>Résistance géotechnique axiale pondérée à l'ÉLUL (compression)</i>	17
4.5.3 <i>Résistance à l'arrachement des pieux</i>	19
4.5.4 <i>Résistance géotechnique latérale pondérée</i>	20
4.6 Approche à l'arrière des culées	21
4.6.1 <i>Poussée des terres</i>	21
4.7 Réutilisation des matériaux d'excavation pour le remblayage.....	23
4.8 Coefficient de site pour le calcul des charges sismiques	23

TABLE DES MATIÈRES

Tableaux et figures

Tableau 1 :	Profondeur atteinte lors des forages.....	4
Tableau 2 :	Essais géotechniques réalisés en laboratoire	5
Tableau 3 :	Résumé des unités stratigraphiques rencontrées dans les sondages.....	6
Tableau 4 :	Résultats des analyses granulométriques pour les matériaux de remblai constituant la fondation granulaire.....	7
Tableau 5 :	Résultats de l'analyse granulométrique réalisée dans le dépôt de silt	8
Tableau 6 :	Essais en laboratoire réalisés dans le dépôt d'argile silteuse.....	9
Tableau 7 :	Mesures des niveaux d'eau effectuées le 18 décembre 2012.....	10
Tableau 8 :	Paramètres géotechniques pour la conception d'un système de soutènement temporaire	13
Tableau 9 :	Paramètres géotechniques pour le calcul de la résistance à l'ÉLU	15
Tableau 10 :	Résistance géotechnique axiale ultime d'un pieu isolé – Paramètres	18
Tableau 11 :	Paramètres géotechniques des sols en place	20
Tableau 12 :	Facteur de réduction.....	21
Tableau 13 :	Paramètres géotechniques pour le calcul de la poussée des terres.....	22
Figure 1 :	Localisation du site à l'étude (source: Bing Cartes).....	2
Figure 2 :	Géologie des formations en surface.....	3
Figure 3 :	Cavité sous le remblai de chaussée au forage TF-01-12.....	7
Figure 4 :	Distribution des contraintes relatives à l'effet du compactage des matériaux de remblai.....	22

Annexes

Annexe 1	Portée de l'étude
Annexe 2	Notes explicatives, rapports individuels de forage
Annexe 3	Essais de laboratoire
Annexe 4	Plan de localisation

Propriété et confidentialité

« Ce document d'ingénierie est l'œuvre de LVM inc. et est protégé par la loi. Ce rapport est destiné exclusivement aux fins qui y sont mentionnées. Toute reproduction ou adaptation, partielle ou totale, est strictement prohibée sans avoir préalablement obtenu l'autorisation écrite de LVM inc. et de son Client.

Si des essais ont été effectués, les résultats de ces essais ne sont valides que pour l'échantillon décrit dans le présent rapport.

Les sous-traitants de LVM inc. qui auraient réalisé des travaux au chantier ou en laboratoire sont dûment qualifiés selon la procédure relative à l'approvisionnement de notre manuel qualité. Pour toute information complémentaire ou de plus amples renseignements, veuillez communiquer avec votre chargé de projet. »

REGISTRE DES RÉVISIONS ET ÉMISSIONS		
No de révision	Date	Description de la modification et/ou de l'émission
0A	2012-12-18	Émission préliminaire – pour commentaires
0B	2013-01-15	Émission préliminaire – pour commentaires
0C	2013-01-24	Émission préliminaire – pour commentaires
00	2013-03-13	Émission finale

DISTRIBUTION	
Monsieur Bernard Reid / CCN	1 original + 2 copies et 1 copie en format pdf
Monsieur Oumar-Demba Ba / Dessau	1 copie en format pdf

INTRODUCTION

Les services de LVM inc. ont été retenus par la Commission de la Capitale Nationale pour la réalisation d'une étude géotechnique en vue de la réhabilitation du pont pédestre du ruisseau Leamy, à Gatineau, au Québec.

Les informations recueillies lors des travaux de reconnaissance réalisés dans le cadre de la présente étude nous ont permis de déterminer les propriétés des matériaux du sous-sol et les conditions de l'eau souterraine afin d'élaborer des recommandations géotechniques pertinentes pour la conception du projet, en particulier en ce qui concerne :

- ▶ la nature, l'épaisseur et les propriétés géotechniques des sols en place;
- ▶ les résistances géotechniques;
- ▶ les conditions de l'eau souterraine ;
- ▶ les précautions à prendre lors de la réalisation des excavations;
- ▶ l'évaluation du potentiel de réutilisation des matériaux excavés pour le remblayage;
- ▶ les paramètres sismiques.

Les travaux ont été menés en accord avec les termes de référence de notre proposition de services professionnels identifiée 12-0045-033 et acceptée par le client.

Le présent rapport contient une description du site et des méthodes de reconnaissance, de même qu'une description détaillée de la nature et des propriétés des matériaux du sous-sol rencontrés dans les sondages ainsi que des conditions de l'eau souterraine. Finalement, une section est consacrée à la discussion des résultats obtenus et aux recommandations géotechniques pour la conception du projet.

Les recommandations émises dans ce rapport ont été formulées selon les directives du *Code canadien sur le calcul des ponts routiers* (CAN/CSA-S6-06).

Les termes définissant la portée de l'étude sont présentés à l'annexe 1 du rapport.

1 DESCRIPTION DU SITE ET DU PROJET

Le présent projet concerne des travaux de réfection du pont pédestre du lac Lemay, situé à environ 130 m du boulevard Fournier dans le Parc de la Gatineau, au Québec. Le pont est d'une longueur de l'ordre de 56 m. D'après les informations transmises par le client, le pont aurait été construit il y a plus de 80 ans. Le tablier repose sur trois (3) piliers de béton, eux-mêmes soutenus par des pieux en bois.

La figure 1 montre la localisation du site à l'étude

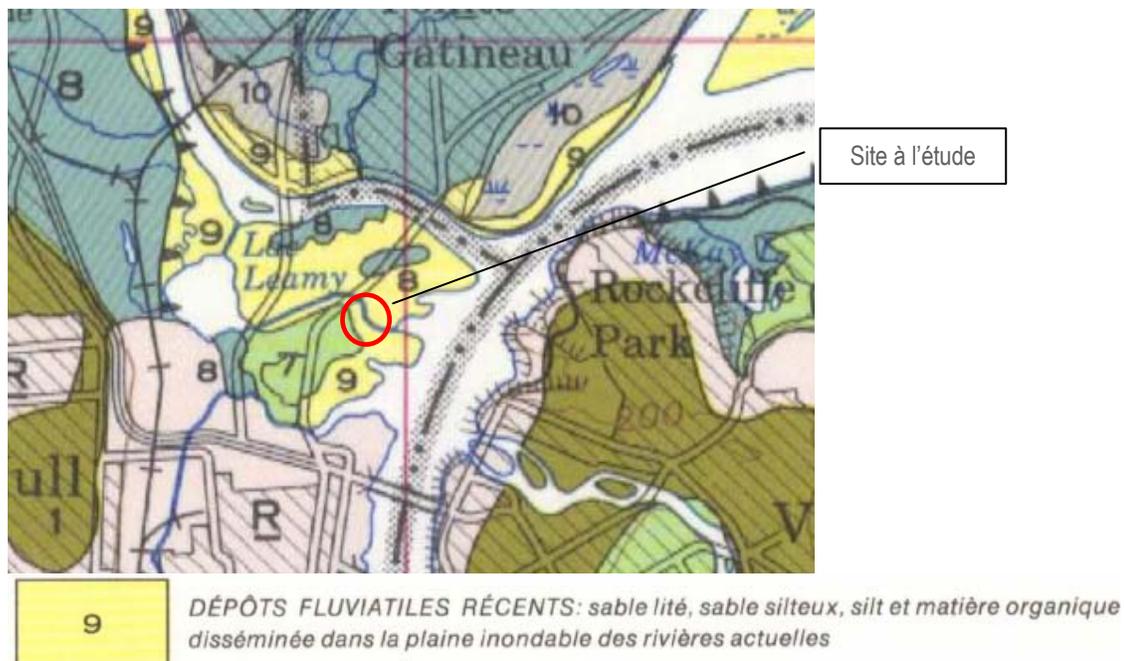
Figure 1: Localisation du site à l'étude (source: Bing Cartes)



1.1 GÉOLOGIE LOCALE

La géologie régionale du site à l'étude est illustrée sur la carte géologique « Géologie des Formations en surface » numéro 1425A, région de Hull-Ottawa, produite par la Commission Géologique du Canada. On peut noter la présence de dépôts fluviatiles de chenaux abandonnés ou récents.

Figure 2: Géologie des formations en surface



2 MÉTHODE DE RECONNAISSANCE

2.1 TRAVAUX DE CHANTIER

Les travaux de reconnaissance sur le site ont été effectués les 3 et 4 décembre 2012. Ils ont consisté en la réalisation de quatre (4) forages, numérotés TF-01-12 à TF-04-12.

Les quatre (4) forages ont été réalisés à l'aide d'une foreuse à tarière évidée montée sur camion de type «CME», sur les culées de part et d'autre du pont pédestre, jusqu'aux profondeurs suivantes :

Tableau 1 : Profondeur atteinte lors des forages

Sondage	Profondeur (m)
TF-01-12	26,92
TF-02-12	8,23
TF-03-12	30,48
TF-04-12	8,23

Dans tous les forages, l'échantillonnage des sols a été effectué à l'aide d'une cuillère fendue normalisée de 51 mm de diamètre extérieur. L'indice de pénétration N a également été mesuré selon les exigences de la norme ASTM D-1586. Les forages TF-01-12 et TF-03-12 ont été poursuivis par des essais au scissomètre de chantier (Nilcon) jusqu'au refus des palettes. Aussi, un essai de pénétration dynamique à la pointe conique a suivi le forage TF-01-12 jusqu'à une profondeur de 26,92 m avec refus sur blocs ou roc probable, alors qu'aucun refus n'a été obtenu dans le forage TF-03-12 à une profondeur de 30,48 m.

Deux (2) profils scissométriques ont été réalisés dans les forages TF-01-12 et TF-03-12 à l'aide d'un scissomètre de chantier à déformation contrôlée de marque Nilcon. Les essais sur les sols intacts ont été effectués à des intervalles moyens de 1 m et de 2 m dans le cas des essais sur les sols remaniés. Ces essais ont été menés jusqu'à 10,32 m et 12,97 m de profondeur par rapport à la surface. Ces essais ont permis de mesurer la résistance au cisaillement non drainé de l'argile intacte (C_u) et remaniée (C_{ur}) en quelques endroits. Des tubes minces n'ont pas pu être prélevés dans le dépôt cohérent en raison de sa raideur élevée.

Tous les travaux en chantier ont été exécutés sous la surveillance à temps plein d'un technicien expérimenté en géotechnique de LVM. La description des matériaux rencontrés à l'emplacement des forages peut être consultée sur les rapports individuels des forages à l'annexe 2.

2.2 TRAVAUX D'ARPENTAGE

L'implantation des sondages sur le site a été réalisée par le personnel de LVM à partir des éléments existants sur le site.

Les coordonnées X et Y ont été calculées à partir du plan « 09011 » daté du 22 juin 2009. Les élévations ont été évaluées à partir de ce même plan.

Le plan de localisation B-0001957-1-GE-D-0001-00, de l'annexe 4, montre la position des forages réalisés par rapport à la structure existante.

2.3 TRAVAUX EN LABORATOIRE

Tous les échantillons prélevés dans les forages ont été transportés à notre laboratoire pour les besoins d'analyses, d'identification et de classification. Ils ont tous fait l'objet d'un examen visuel de la part d'un géotechnicien.

Des échantillons représentatifs des sols au droit des sondages ont été soumis à des essais en laboratoire. Le tableau 2 ci-après présente la liste des essais réalisés. Les résultats de ces analyses sont présentés dans la colonne appropriée des rapports de sondage de l'annexe 2 ainsi que sur la figure de l'annexe 3.

Tableau 2 : Essais géotechniques réalisés en laboratoire

Sondage	Échantillon	Profondeur (m)	Essai granulométrique (LC 21-040)	Limites d'Atterberg (BNQ 2501-092)
TF-01-12	CF-2	0,76 – 1,37	✓	
	CF-7	6,10 – 6,71		✓
TF-03-11	CF-1	0,89 – 0,61	✓	
	CF-6	3,81 – 4,42	✓	
	CF-13	9,14 – 9,75		✓

Tous les échantillons prélevés dans les forages et n'ayant pas servi aux essais de laboratoire seront conservés pour une période de six (6) mois à compter de la date de fin des travaux de chantier. Après quoi ils seront détruits à moins qu'un avis écrit quant à leur destination nous soit transmis.

3 NATURE ET PROPRIÉTÉS DES MATÉRIAUX

La présente section traite des conditions géotechniques mises en évidence par les sondages réalisés au site à l'étude.

Les forages TF-01-12 et TF-02-12 ont été réalisés sur la culée du pont du côté nord-est près de la limite du tablier, alors que les forages TF-03-12 et TF-04-12 ont été réalisés sur la culée du pont du côté sud-ouest près de la limite du tablier.

Tableau 3 : Résumé des unités stratigraphiques rencontrées dans les sondages

Culée	Forage	Structure de chaussée Prof. (m)		Remblai hétérogène Prof. (m)	Dépôt de sable silteux à silt Prof. (m)	dépôt d'argile silteuse Prof. (m)	Fin du forage Prof. (m)
		Enrobé bitumineux	Fondation granulaire				
Nord-est	TF-01-12	0,00 – 0,33	0,33 – 1,52	1,52 – 6,10	N/R	6,10 – ≥ 12,32	26,92*
	TF-02-12	0,00 – 0,15	0,15 – 0,76	0,76 – 4,57	N/R	4,57 – ≥ 8,22	8,22
Sud-ouest	TF-03-12	0,00 – 0,09	0,09 – 0,76	0,76 – 3,81	3,81 – 9,14	9,14 – ≥ 9,75	30,48
	TF04-12	0,00 – 0,15	0,15 – 0,76	0,76 – 4,57	4,57 – ≥ 8,23	N/R	8,23

* : Fin du forage suite à l'obtention d'un refus

N/R : Non rencontré

3.1 STRUCTURE DE CHAUSSÉE

Une structure de chaussée a été rencontrée au droit de tous les forages. Celle-ci est constituée des unités suivantes :

- ▶ des épaisseurs de 9 cm et 33 cm d'enrobé bitumineux;
- ▶ des épaisseurs de 0,67 m à 1,19 m d'une fondation granulaire constituée d'un remblai de sable graveleux avec un peu de silt et de compacité moyenne.

Deux (2) échantillon représentatifs de ce remblai a été soumis à une analyse granulométrique par tamisage et lavage au tamis 80 µm. Les résultats de ces essais sont présentés sous forme graphique à l'annexe 3 et sont résumés au tableau 4.

Tableau 4 : Résultats des analyses granulométriques pour les matériaux de remblai constituant la fondation granulaire

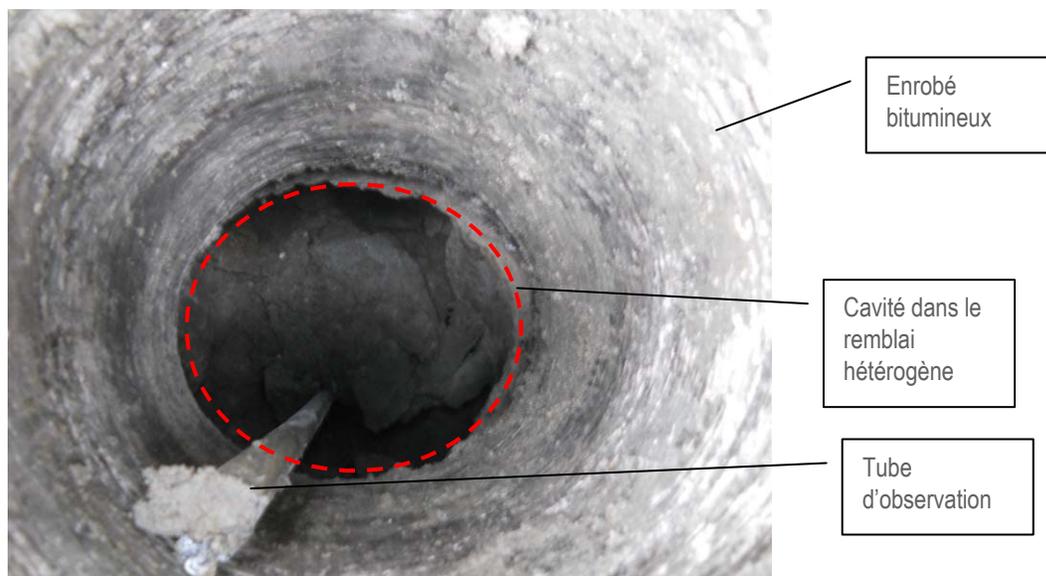
Sondage	Échantillon	Profondeur (m)	Gravier > 5 mm (%)	Sable < 5 mm et > 80 µm (%)	Silt et argile < 80 µm (%)	Classification USCS
TF-01-12	CF-2	0,76 – 1,37	43,5	44,0	12,5	SM
TF-03-12	CF-1	0,09 – 0,61	37,7	50,8	11,5	SP-SM

Selon les résultats de ces analyses ainsi que les inspections visuelles, cet horizon se compose de sable et gravier avec un peu de silt (classe SM et SP-SM dans le système unifié de classification des sols).

3.2 REMBLAI HÉTÉROGÈNE

Des échantillons constitués en alternance de gravier grossier à un sable et silt ont été récupérés dans une unité constituée d'un remblai hétérogène. Ces remblais hétérogènes ont été rencontrés jusqu'à des profondeurs de 6,10 m et 4,57 m sur la rive nord-est et jusqu'à 3,81 m et 4,57 m sur la rive sud-ouest. L'absence de remontée de matériaux lors de l'enfoncement des tarières à l'endroit de tous les forages indique la présence de cavités. La figure 3 montre une cavité sous le remblai de chaussée à l'endroit du forage TF-01-12.

Figure 3: Cavité sous le remblai de chaussée au forage TF-01-12



Aucun essai n'a été réalisé dans ce remblai hétérogène en raison de la faible représentativité des échantillons prélevés.

3.3 DÉPÔT DE SILT

Un dépôt de silt sableux à silt a été rencontré sur la rive sud-ouest au droit des forages TF-03-12 et TF-04-12, à une profondeur de 3,81 m et 4,57 m respectivement.

Des indices de pénétration standard « N » ont été mesurés dans ce dépôt avec des valeurs variant de 1 à 10 qualifiant sa compacité de très lâche à moyen.

Un (1) échantillon représentatif de ce dépôt a été soumis à une analyse granulométrique par tamisage et lavage au tamis 80 µm. Les résultats de cet essai sont présentés sous forme graphique à l'annexe 3 et sont résumés au tableau 5.

Tableau 5 : Résultats de l'analyse granulométrique réalisée dans le dépôt de silt

Sondage	Échantillon	Profondeur (m)	Gravier > 5 mm (%)	Sable < 5 mm et > 80 µm (%)	Silt et argile < 80 µm (%)	Classification USCS
TF-03-12	CF-6	3,81 – 4,42	0,0	25,3	74,7	ML

Selon les résultats de cette analyse ainsi que les inspections visuelles, la composition de cet horizon est constituée de silt sableux (classe ML dans le système unifié de classification des sols).

3.4 DÉPÔT D'ARGILE SILTEUSE

Un dépôt cohérent a été intercepté au droit des forages TF-01-12 à TF-03-12. Ce dépôt a été rencontré à des profondeurs situées entre 3,81 m et 11,25 m et possède des épaisseurs allant de 10,49 m à 20,25 m.

Un profil scissométrique a été réalisé dans les forages TF-01-12 et TF-03-12. Les résistances au cisaillement non drainé de l'argile intacte « C_u » varient entre 131 kPa et 166 kPa, qualifiant la consistance de ce dépôt de « très raide ». Par ailleurs, les valeurs de résistance de cisaillement non drainé de l'argile remaniée varient entre 2 kPa et 8 kPa qualifiant la sensibilité de l'argile de « très forte » à « sensible ».

Les essais de laboratoire réalisés sur deux (2) échantillons représentatifs prélevés dans le dépôt d'argile silteuse ont permis de définir quelques caractéristiques géotechniques. Les résultats de ces essais sont présentés sous forme graphique à l'annexe 3 et sont résumés dans le tableau 6 ci-après.

Tableau 6 : Essais en laboratoire réalisés dans le dépôt d'argile silteuse

Sondage	Échantillon	Profondeur (m)	Teneur en eau W (%)	Limite de plasticité « W _P » (%)	Limite de liquidité « W _L » (%)	I _P (%)	I _L	Classification USCS
TF-01-12	CF-7	6,10 – 6,71	54	28	79	51	0,5	CH
TF-03-12	CF-13	9,14 – 9,75	69	24	68	44	1,0	CH

Selon les résultats obtenus, il s'agit d'un dépôt d'argile inorganique de plasticité élevée (classe CH dans le système unifié de classification des sols).

4 EAU SOUTERRAINE

Tel qu'il a été mentionné précédemment, afin de déterminer les conditions de l'eau souterraine, des tubes d'observation ont été installés avant le retrait des tubages au droit des forages TF-01-12 et TF-03-12. Le niveau de la rivière était situé à l'élévation 42,61 m, tel qu'indiqué dans le plan « Stabilisation du pont pédestre du ruisseau Leamy », réalisé par SBA inc. et daté de mai 2002. Le tableau 7 ci-après présente les mesures effectuées le 18 décembre 2012.

Tableau 7 : Mesures des niveaux d'eau effectuées le 18 décembre 2012

Forage	Type d'installation	Date de la lecture	Profondeur de l'installation (m)	Niveau d'eau (m)
TF-01-12	Casagrande	2012-12-18	6,41 [él. 39,00]	3,87 [él. 41,54]
TF-03-12	Casagrande	2012-12-18	9,41 [él. 36,27]	3,90 [él. 41,78]

Les informations relatives aux conditions de l'eau souterraine doivent être interprétées avec beaucoup de précaution puisque les conditions se rapportent uniquement à celles observées aux endroits et dates indiqués dans ce rapport. Il est important de noter que le niveau de l'eau dans les sols peut être influencé par plusieurs facteurs tels que les précipitations, la fonte des neiges et les modifications apportées au milieu physique. Ainsi, le niveau de l'eau souterraine peut être amené à varier avec les saisons et les années.

5 RECOMMANDATIONS GÉOTECHNIQUES

4.1 REMARQUES GÉNÉRALES

Tel qu'il a été mentionné, le projet consiste en la réhabilitation du pont pédestre du ruisseau Leamy situé à Gatineau, Québec.

À partir des informations tirées des sondages effectués dans le cadre de cette étude, le profil stratigraphique au droit des forages est représenté directement en surface par un remblai routier suivi d'un remblai hétérogène au niveau des culées du pont. Du côté nord-est, un dépôt d'argile de consistance très raide a été rencontré sous le remblai hétérogène. Du côté sud-ouest, un dépôt de sable silteux de compacité très lâche à moyenne a été intercepté sous le remblai, suivi d'un dépôt argileux à l'endroit du forage TF-03-12. Le roc n'a pas été intercepté jusqu'à des profondeurs de 26,92 m à l'endroit du forage TF-01-12 et 30,48 m à l'endroit du forage TF-03-12.

Le 18 décembre 2012, les niveaux de l'eau souterraine se situaient entre 3,87 m et 3,90 m de profondeur à l'endroit des forages TF-01-12 et TF-03-12 respectivement.

4.1.1 Profondeur de gel

Afin d'assurer une protection adéquate contre les effets de la pénétration du gel dans les sols, les têtes de pieux doivent être placées à une profondeur d'au moins 1,8 m par rapport au niveau final du terrain.

4.2 EXCAVATION ET TRAVAUX D'ASSÈCHEMENT

De façon générale, les travaux d'excavation, de soutènement temporaire ainsi que le respect des pentes maximales des excavations sont de la responsabilité de l'entrepreneur et doivent respecter les exigences minimales de la CSST.

Pour les travaux de chantier devant être réalisés dans le cadre de ce projet, les excavations seront pratiquées dans le remblai hétérogène.

Dans le cas où les contraintes d'espace le permettent, les excavations requises pourront possiblement se faire en tranchées ouvertes si les conditions de drainage sont favorables. Comme il s'agit de pentes temporaires, l'entrepreneur est responsable de leur stabilité ainsi que de la sécurité des travailleurs, de l'ouvrage et des structures avoisinantes quand cette sécurité dépend de la stabilité des pentes temporaires. Advenant que ceci ne puisse être réalisé, les paramètres géotechniques présentés au tableau 8 (article 5.3) pourront être utilisés pour la conception d'un système de soutènement temporaire des excavations.

Si des excavations sans soutènement des terres restent ouvertes pour des périodes prolongées, il est recommandé que des inspections quotidiennes soient effectuées par un personnel spécialisé en géotechnique afin de détecter les risques de glissement et de déterminer les mesures à prendre pour corriger toutes anomalies. Les moyens requis (toiles, etc.) doivent être mis en œuvre pour protéger les pentes contre l'érosion due aux intempéries.

Il est recommandé de ne pas stationner les véhicules lourds en crête de talus à une distance inférieure à la profondeur des excavations. Il est également recommandé d'éviter la circulation des véhicules en crête des excavations, et ce, à l'intérieur d'une distance inférieure à la profondeur des excavations afin de minimiser les vibrations.

Il sera également important de s'assurer de garder une distance au moins égale à la profondeur de l'excavation entre le sommet du talus et la base des tas de matériaux entreposés au chantier. Cette condition doit être respectée en tout temps à moins que des études particulières ne soient effectuées pour chaque cas spécifique.

Il est important de considérer que l'utilisation de boîtes de tranchées ne constitue pas un système de soutènement des terres efficace. Elles doivent être considérées uniquement comme un système permettant la protection des travailleurs.

Le battage des pieux générera une augmentation des pressions interstitielles ce qui pourrait créer des instabilités au niveau du remblai d'approche à l'arrière des nouvelles culées, dépendamment de leurs emplacements. Le concepteur devra nous aviser lorsque le concept final sera arrêté afin de réaliser des études de stabilité avec l'augmentation des pressions interstitielles due au battage des pieux.

4.3 SOUTÈNEMENT TEMPORAIRE

Dans le cas où des pentes non supportées, stables et sécuritaires ne peuvent être aménagées et que les structures adjacentes limitent l'espace de travail, l'utilisation d'un système de soutènement temporaire sera probablement requise.

Le système de soutènement temporaire doit être conçu en tenant compte de la stratigraphie des sols en place, de la position de la nappe d'eau souterraine, ainsi que des ouvrages existants à proximité.

Le tableau 8 présente les paramètres à considérer si le mur de soutènement est placé de façon à ce que la pente soit entièrement supportée, en supposant que l'interaction sol/support (friction ou adhésion) soit négligeable.

Tableau 8 : Paramètres géotechniques pour la conception d'un système de soutènement temporaire

Paramètres	Valeur
Remblai hétérogène	
Cohésion effective (c')	0 kPa
Angle effectif de frottement interne (ϕ')	32 °
Coefficient de poussée au repos (K_0)*	0,47
Coefficient de poussée active (K_a)*	0,31
Coefficient de poussée passive (K_p)*	3,25
Dépôt d'argile (paramètres de calcul à long terme)	
Cohésion effective (c')	5 kPa
Angle effectif de frottement interne (ϕ')	28°
Coefficient de poussée au repos (K_0)*	0,53
Coefficient de poussée active (K_a)*	0,36
Coefficient de poussée passive (K_p)*	2,77
Dépôt d'argile (paramètres de calcul à court terme)	
Cohésion non-drainé (c_u)	Voir rapport de forage
Angle de frottement interne non-drainé (ϕ_u)	0°
Dépôt de silt	
Cohésion effective (c')	0 kPa
Angle effectif de frottement interne (ϕ')	28°
Coefficient de poussée au repos (K_0)*	0,53
Coefficient de poussée active (K_a)*	0,36
Coefficient de poussée passive (K_p)*	2,77
Paramètres généraux	
Poids volumique humide du remblai hétérogène (γ)	19 kN/m ³
Poids volumique déjaugé du remblai hétérogène (γ')	9 kN/m ³
Poids volumique humide du dépôt cohérent (γ)	16 kN/m ³
Poids volumique déjaugé du dépôt cohérent (γ')	6 kN/m ³
Poids volumique humide du dépôt de silt (γ)	17 kN/m ³
Poids volumique déjaugé du dépôt de silt (γ')	7 kN/m ³
* Cas de surface horizontale et parois verticales.	

Toutes les valeurs montrées au tableau ci-dessus sont tirées de la littérature par corrélation.

4.4 FONDATIONS SUPERFICIELLES

Dans les forages réalisés à l'endroit des culées existantes, le dépôt naturel a été intercepté à 6,10 m au droit du forage TF-01-12 du côté nord-ouest, et à 3,81 m au droit du forage TF-03-12. Le remblai hétérogène sus-jacent n'étant pas apte à supporter les fondations, il est recommandé d'implanter les fondations sur le dépôt naturel. De ce fait, des fondations conventionnelles de type semelles filantes peuvent être utilisées.

Les recommandations qui suivent sont données conformément au directive du *Code canadien sur le calcul des ponts routiers* (CAN/CSA-S6-06, novembre 2006). Ce code exige que le calcul des fondations superficielles soit réalisé selon la méthode aux états limites. Les états limites calculées dans le cadre de ce projet sont les suivants :

- La résistance géotechnique à l'état limite ultime (l'ÉLUL);
- La résistance géotechnique à l'état limite d'utilisation (l'ÉLUT).

La résistance géotechnique à l'ÉLUL porte principalement sur les mécanismes d'effondrement de la structure et porte donc sur la sécurité, tandis que la résistance géotechnique à l'ÉLUT correspond aux mécanismes qui limitent ou empêchent l'usage prévu de la structure, comme par exemple les tassements totaux et différentiels.

4.4.1 Résistances géotechniques aux états limites ultimes (ÉLU)

Afin de déterminer la résistance géotechnique à l'état ultime pour des fondations prenant appui dans le dépôt de till, le concepteur doit tenir compte de l'inclinaison de la résultante, de la géométrie de la fondation et de l'excentricité de la charge. Les paramètres suivants sont fournis aux concepteurs et peuvent être utilisés pour le calcul de la capacité portante ultime.

La formule à utiliser est la suivante :

$$\mathbf{ÉLU} = c N_c S_c I_c + q' N_q S_q I_q + 0,5 \gamma B N_\gamma S_\gamma I_\gamma$$

ÉLU = Résistance géotechnique à l'état limite ultime

q' = Pression des terres au niveau des empattements

c' = Cohésion effective = 0 pour les sols granulaires

Dans le cas où la charge est excentrique, la largeur de la semelle doit être modifiée pour tenir compte de l'excentricité et en faire une semelle à charge concentrique, d'une largeur effective B' et d'une longueur L' où :

$$B' = B - 2e_B, \text{ mais inférieure à } L'$$

$$L' = L - 2e_L$$

e : l'excentricité de la charge

S_c, S_q, S_γ sont des coefficients de forme permettant de tenir compte de la géométrie de la semelle :

$$S_c = S_q = 1 + (B'/L') (N_q/N_c)$$

$$S_\gamma = 1 - 0,4 (B'/L')$$

I_c, I_q, I_γ sont des coefficients d'inclinaison permettant de tenir compte de l'inclinaison de la charge :

$$I_c = I_q = (1 - \delta/90^\circ)^2$$

$$I_\gamma = (1 - \delta/\phi)^2$$

δ : est l'angle de la force résultante par rapport à la verticale

Les paramètres géotechniques recommandés pour les calculs à l'ÉLU sont ceux présentés au tableau 9.

Tableau 9: Paramètres géotechniques pour le calcul de la résistance à l'ÉLU

Paramètres	Culée nord-est Dépôt d'argile silteuse	Culée sud-ouest Dépôt de silt sableux
Cohésion effective (c) (kPa)	5 kPa	0 kPa
Poids volumique	16 kN/m ³	17 kN/m ³
Poids volumique déjaugé	6 kN/m ³	7 kN/m ³
Angle effectif de frottement interne (ϕ)	28°	30°
Coefficient de portance pour la cohésion (N_c)	26	30
Coefficient de portance pour la pression des terres (N_q)	15	18
Coefficient de portance pour le poids du sol (N_γ)	11	16
Largeur de l'empiètement (B)	À définir par le concepteur	À définir par le concepteur
Encastrement (D)	À définir par le concepteur	À définir par le concepteur

Pour obtenir l'état limite ultime pondéré, le *Code national du bâtiment* 2005 demande d'appliquer un coefficient de résistance de 0,5 à la valeur de la résistance à l'état limite ultime.

4.4.2 Résistances géotechniques aux états limites de tenue en service (ÉLTS)

Telle que mentionnée dans le *Code canadien sur le calcul des ponts routiers*, la résistance géotechnique à l'ÉLUT doit faire appel à des paramètres géotechniques adaptés aux conditions du site tout en tenant compte aussi des déformations différentielles et totales à court et long termes du sol.

Une valeur de résistance géotechnique à l'ÉLUT de 100 kPa a été obtenue dans le dépôt d'argile silteuse grise de consistance raide, au droit des fondations de la culée nord-est, dont l'élévation de l'assise est de 39,31 m. Une valeur de résistance géotechnique à l'ÉLUT de 60 kPa a été obtenue dans le dépôt de silt sableux, au droit des fondations de la culée sud-ouest, dont l'élévation de l'assise est de 41,87 m. Cette valeur tient compte d'une largeur B de 2 m et d'un encastrement D de 6,10 m et 3,81 m respectivement. La résistance géotechnique à l'ÉLUT inclut un facteur de sécurité minimum de 3 contre la rupture par cisaillement et admet des tassements totaux inférieurs à 25 mm et des tassements différentiels inférieurs à 19 mm.

Les valeurs de tassements citées plus haut présupposent cependant que les surfaces d'assise au niveau des semelles seront libres de toute boue et de tout sol remanié avant de procéder au bétonnage des fondations.

4.5 FONDATIONS PROFONDES

Selon les données reçues du concepteur, l'utilisation de fondations profondes est privilégiée pour la reconstruction du pont. En ce sens, les recommandations ci-dessous sont données pour la conception des fondations profondes.

4.5.1 Généralités pour les pieux battus

Divers types de pieux peuvent être envisagés (pieux d'acier profilés en H ou pieux tubulaires en acier à bout fermé). Ces pieux peuvent trouver leur appui dans le dépôt d'argile silteuse. La conception et la mise en œuvre des pieux doivent être réalisées conformément aux exigences de la section 15.3 du *Cahier des charges et devis généraux* ainsi qu'aux exigences du *Code canadien sur le calcul des ponts routiers*, CSA-S6-06.

Dans la détermination du choix du pieu, il est recommandé de soustraire, dans le cas de pieux en forme de H, 1,5 mm à l'épaisseur de la paroi en compensation de la corrosion. Par contre, dans le cas des pieux tubulaires en acier, il est recommandé de soustraire 1,5 mm sur l'épaisseur de la paroi si les tubes ne sont pas remplis de béton et 1,0 mm si les pieux sont remplis de béton.

Dans tous les cas, les pieux doivent être fabriqués à l'aide d'un acier conforme aux exigences de la norme CSA-G40.21 et possédant une qualité structurale ainsi qu'une épaisseur minimale permettant de transmettre des forces assez grandes pour pénétrer les sols contenant des cailloux et des blocs. Ceci permettra également de tenir compte des contraintes additionnelles et non envisagées lors de la conception, imposées par le fléchissement du pieu, l'excentricité des coups de marteau lors du battage des pieux et surtout les forces réfléchies à la pointe du pieu et surimposées à la force d'impact requise pour enfoncer les pieux.

Il est fortement recommandé que la pointe des pieux soit munie d'un sabot de battage qui permettra d'éviter d'endommager le pieu dans le cas où des cailloux et des blocs sont rencontrés au droit de celui-ci.

La rigidité des pieux tubulaires peut être augmentée en les remplissant de béton après le battage.

Des difficultés de battage peuvent survenir lors du fonçage de pieux tubulaires en acier dans l'argile. En effet, le rebondissement des pieux est fréquent dans les argiles sensibles. Si ce phénomène se produit lors du battage, il s'agit alors de réaliser une séquence de battage des pieux afin de laisser le temps aux pressions interstitielles de se dissiper autour du pieu battu. On peut également alourdir les pieux d'acier en les remplissant d'eau. Ce problème peut aussi être résolu en fonçant les pieux tubulaires à bout ouvert. Cette façon de faire aura aussi l'avantage de réduire les pressions interstitielles générées par le fonçage des pieux. Cette solution est même fortement recommandée pour des pieux tubulaires en friction dans des argiles sensibles telles que retrouvées sur le site.

4.5.2 Résistance géotechnique axiale pondérée à l'ÉLUL (compression)

La méthode décrite dans le *Manuel canadien d'ingénierie des fondations* (4^e édition, 2006), à la section 18.2.1, est recommandée pour déterminer la résistance géotechnique axiale ultime.

La résistance géotechnique axiale ultime R_u d'un pieu isolé peut être estimée en faisant la somme des résistances en friction le long du fût (q_s) et en y ajoutant la résistance en pointe (q_p), où C représente la circonférence du pieu, A_t la section de pointe et W_p le poids du pieu.

$$R_u = \underbrace{\left(\sum_{z=0}^L C \times q_s \times \Delta z \right)}_{\text{résistance en friction}} + A_t \times q_p - W_p \quad \text{où} \quad \begin{cases} q_s = \beta \times \sigma'_v \\ q_p = N_t \times \sigma'_{\text{pointe}} \end{cases}$$

β et N_t sont des paramètres sans dimension dont la valeur dépend du type de sol considéré et σ'_v et σ'_{pointe} sont les contraintes effectives des sols à la profondeur de la section de pieux considérée et en pointe.

Le tableau 10 résume les paramètres à considérer dans le calcul de la résistance géotechnique axiale ultime d'un pieu.

Tableau 10 : Résistance géotechnique axiale ultime d'un pieu isolé – Paramètres

Paramètres	Valeurs recommandées pour les pieux battus
Paramètres β	
Dépôt d'argile silteuse	0,3
Dépôt de silt	0,3
Paramètres N_t	
Dépôt d'argile	40
Paramètres généraux	
Poids volumique humide du dépôt cohérent (γ)	16 kN/m ³
Poids volumique déjaugé du dépôt cohérent (γ')	6 kN/m ³
Poids volumique humide du dépôt de silt (γ)	17 kN/m ³
Poids volumique déjaugé du dépôt de silt (γ')	7 kN/m ³

La valeur de la résistance géotechnique axiale à L'ÉLUL doit être pondérée en appliquant un coefficient de tenue. Une valeur de 0,4 est recommandée dans le *Code canadien sur le calcul des ponts routiers* pour la pondération de la résistance à la compression. Si des essais de chargement *in situ* sont effectués au chantier, ce coefficient de tenue peut être augmenté à 0,6. Dans le cas contraire, il est recommandé que le coefficient de tenue utilisé soit d'au plus 0,4. En conséquence, il est fortement recommandé de prévoir l'exécution d'essais de chargement sur pieux afin de vérifier la capacité portante en relation avec le critère de refus utilisé (ASTM D-1143 « *Piles Under Static Axial Compressive Load* »). Alternativement, l'utilisation d'un analyseur de battage de pieux pourrait être prévue pour un minimum de 10 % des pieux envisagés.

De plus, il est fortement recommandé de prévoir l'exécution d'essais de chargement au début des travaux, afin d'établir le critère de refus en fonction de la capacité portante demandée, et de procéder à d'autres essais durant et à la fin des travaux.

Rappelons finalement que pour mobiliser une résistance géotechnique axiale suffisante, les pieux doivent être battus jusqu'à l'obtention d'une capacité de support suffisante. Les critères de battage au refus doivent être établis en utilisant l'analyse par l'équation des ondes (*Wave Equation Analysis*).

4.5.3 Résistance à l'arrachement des pieux

Afin d'estimer la résistance à l'arrachement d'un pieu, le chapitre 18.2.6 du *Manuel canadien d'ingénierie des fondations, 2006* recommande d'utiliser 75 % de la résistance mobilisée en friction le long du fût du pieu. De ce fait, pour calculer la résistance à l'arrachement dans le cas de pieux battus, l'équation suivante peut-être utilisée :

$$R_{\text{arrachement}} = 0,75 \left(\sum_{z=0}^L C \times q_s \times \Delta z \right) + W_p \quad \text{où } q_s = \beta \times \sigma'_v$$

β = voir tableau 9

C = Périmètre du pieu (m)

σ'_v = Contrainte effective verticale à la profondeur z (kPa)

Δz = épaisseur de la couche de sol considérée (m)

W_p = Poids du pieu (kN)

Si les pieux sont remplis de béton, il est possible d'inclure le poids de ce dernier. Pour calculer le poids du béton, nous recommandons d'utiliser un poids volumique déjaugé (γ) de 14 kN/m³.

Le *Code canadien sur le calcul des ponts routiers* recommande d'appliquer un coefficient de tenue de 0,3 à la résistance géotechnique ultime à l'arrachement des pieux.

La résistance géotechnique à l'arrachement pour un groupe de pieux est la moindre de ces deux (2) valeurs :

- ▶ la somme de la résistance géotechnique à l'arrachement de chacun des pieux ;
- ▶ la somme de la résistance à l'arrachement pouvant être mobilisée au périmètre du groupe de pieux plus le poids effectif du sol et des pieux inclus dans ce périmètre.

4.5.4 Résistance géotechnique latérale pondérée

Des pieux verticaux soumis à des charges latérales tendent à se déformer et cette déformation est en relation avec le support du sol environnant. Le comportement de la fondation sous de telles conditions de chargement dépend essentiellement de la rigidité du pieu et de la résistance du sol. La capacité de support latéral des pieux verticaux peut cependant être limitée par trois (3) facteurs distincts :

- ▶ L'effort dépasse la résistance géotechnique horizontale du sol, ce qui résulte en des mouvements horizontaux importants et la rupture de la fondation.
- ▶ Les moments de cisaillement excèdent la résistance du pieu lui-même, ce qui résulte en une rupture du pieu.
- ▶ Les mouvements en tête des pieux sont trop importants par rapport aux tolérances de la structure.

Chacun de ces modes de rupture doit être considéré dans le dimensionnement. Le concepteur doit se référer à l'article 6.8.7 du *Code canadien sur le calcul des ponts routiers* pour évaluer la résistance géotechnique latérale pondérée. Le tableau 6.6.2.1 du code pour la poussée passive latérale fait état d'un coefficient de tenue de 0,5.

Pour la détermination de la résistance géotechnique latérale des pieux, le Service de la géotechnique et de la géologie du ministère des Transports du Québec recommande l'utilisation de la méthode de *Broms*, laquelle est détaillée dans les annexes 1 et 2 du devis spécial 110, préparé par le Service de géotechnique et géologie du Ministère. Les paramètres géotechniques des sols en place utilisés dans le calcul de la résistance géotechnique latérale pondérée sont indiqués au tableau 11.

Tableau 11 : Paramètres géotechniques des sols en place

Paramètres géotechnique	Dépôt d'argile silteuse	Dépôt de silt
Type de sol	Cohérent	Pulvérulent
Coefficient de réaction horizontale n_h (N/m ³)	67Cu/b	1 100 x 10 ³
Coefficient de réaction horizontale ajusté n_h (N/m ³)	33 Cu/b	275 x 10 ³
Coefficient de butée K_p	2,77	2,77
Poids volumique déjaugé moyen (γ) (kN/m ³)	6	7
<i>Cu : résistance au cisaillement non drainé de l'argile intact (voir rapports de forage)</i>		
<i>B : largeur ou diamètre du pieu (m)</i>		

Un facteur de réduction de la résistance doit être appliqué pour un groupe de pieux afin de tenir compte de l'espacement entre les pieux, tel qu'indiqué au tableau 12 ci-après.

Tableau 12 : Facteur de réduction

Espacement des pieux	Facteur de réduction pour un groupe de pieux dans un sol pulvérulent *	Facteur de réduction pour un groupe de pieux dans un sol cohérent †
8b	---	1,0
6b	0,7	0,65
4b	0,6	0,5
3b	0,5	0,4

Note : b = Diamètre des pieux

Advenant que la résistance géotechnique latérale évaluée soit insuffisante, le recours à des pieux forés ou inclinés pourrait être nécessaire.

Dans le cas des pieux inclinés, le Service géotechnique et géologie du ministère des Transports du Québec recommande que la capacité latérale des pieux inclinés soit ajustée en fonction de leur inclinaison par rapport à la verticale et de l'orientation de la charge.

4.6 APPROCHE À L'ARRIÈRE DES CULÉES

4.6.1 Poussée des terres

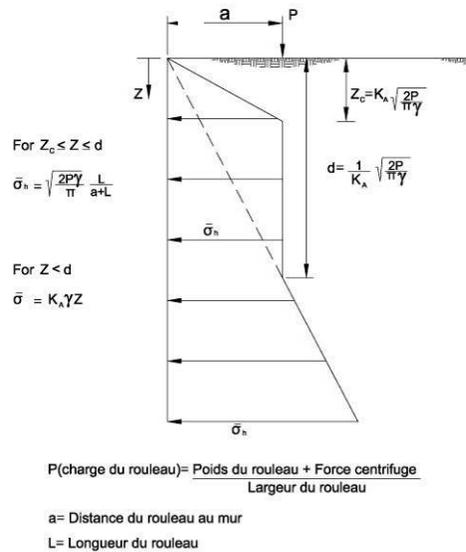
Les murs des culées projetées seront soumis à la poussée des terres occasionnée par les matériaux de remblayage derrière ceux-ci. À cet effet, il y a lieu de se référer à la section 6.9 du *Code canadien sur le calcul des ponts routiers*.

D'une manière générale, si les matériaux de remblai mis en place doivent être compactés à une distance inférieure à 3 m des ouvrages, alors il y a lieu d'utiliser la distribution des contraintes montrée à la figure 4 pour le calcul de la poussée des terres.

* Oteo, C.S., "Displacements of a Vertical Pile Group Subjected to Lateral Loads", Proceedings 5th European Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Madrid, Vol. 1, 1972, pp. 397-405.

† Prakash, S. and Saran D., "Behavior of Laterally Loaded Piles in Cohesive Soil" Proceedings 3rd Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Haifa (Israel), 1967, pp. 235-238.

Figure 4 : Distribution des contraintes relatives à l'effet du compactage des matériaux de remblai



Les propriétés des matériaux granulaires utilisés pour le remblayage à l'arrière des murs sont indiquées au tableau 13.

Tableau 13 : Paramètres géotechniques pour le calcul de la poussée des terres

Paramètres	Matériaux granulaires MG-112, CG-14 OU MG-20 ⁽¹⁾
Poids volumique humide (γ)	20 kN/m ³
Angle de frottement interne (ϕ')	36°
Coefficient de poussée au repos K_0	0,41*
Coefficient de poussée active K_a	0,26*
Coefficient de poussée passive K_p	3,85*
* S'applique pour un mur vertical et une surface de talus horizontal	
⁽¹⁾ Compacté à 95 % du pourcentage de la masse volumique sèche maximale du matériau, telle que déterminée à l'essai avec énergie de compactage modifiée (NQ 2501-255)	

Le coefficient de poussée active K_a est utilisé pour des structures non retenues au sommet alors que le coefficient de poussée K_0 est utilisé pour des structures retenues au sommet.

4.7 RÉUTILISATION DES MATÉRIAUX D'EXCAVATION POUR LE REMBLAYAGE

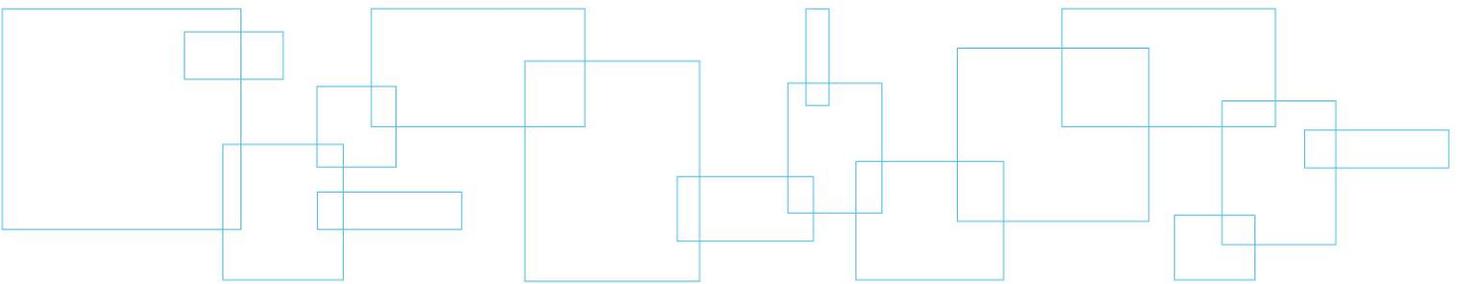
À l'approche de la structure projetée, les transitions et le remblayage doivent être réalisés selon les exigences définies dans le dessin normalisé 1-021 du « *Tome II des Normes des ouvrages routiers* » du ministère des Transports du Québec.

Les matériaux de remblai devront être excavés mais ne pourront être réutilisés étant donné leur caractère hétérogène. Les matériaux d'excavation de nature cohérente ne pourront pas être réutilisés comme matériaux de remblayage étant donné le pourcentage élevé de particules fines (< 80 µm).

4.8 COEFFICIENT DE SITE POUR LE CALCUL DES CHARGES SISMIQUES

Compte tenu des informations recueillies lors de cette étude, le profil de sol à considérer lors de l'évaluation du coefficient de site est un profil de type III, selon les descriptions présentées à la section 4.4.6 du *Code canadien sur le calcul des ponts routiers*. Selon le tableau 4.4 du *Code canadien sur le calcul des ponts routiers*, un coefficient de site de 1,5 doit être considéré pour un profil de sol de type III.

Annexe 1 Portée de l'étude



PORTÉE DE L'ÉTUDE GÉOTECHNIQUE

1.0 *Caractéristiques des sols et du roc*

Les caractéristiques des sols et du roc décrites dans ce rapport proviennent de forages et/ou de sondages effectués à une période donnée et correspondent à la nature du terrain aux seuls endroits où ces mêmes forages et sondages ont été effectués. Ces caractéristiques peuvent varier de façon importante entre les points de forage et de sondage.

Les formations de sol et de roc présentent une variabilité naturelle. Les limites entre les différentes formations présentées sur les rapports doivent donc être considérées comme des transitions entre les formations plutôt que comme des frontières fixes. La précision de ces limites dépend du type et du nombre de sondages, de la méthode de sondage, de la fréquence et de la méthode d'échantillonnage.

Les descriptions des échantillons prélevés ont été faites selon les méthodes d'identification et de classification reconnues et utilisées en géotechnique. Elles peuvent impliquer le recours au jugement et à l'interprétation du personnel ayant réalisé l'examen des matériaux. Celles-ci peuvent être présumées justes et correctes suivant la pratique courante dans le domaine de la géotechnique. Finalement, si des essais ont été effectués, les résultats de ces essais ne sont valides que pour l'échantillon décrit dans le présent rapport.

Les propriétés des sols et du roc peuvent être modifiées de façon importante à la suite d'activités de construction, telles que l'excavation, le dynamitage, le battage de pieux ou le drainage, effectuées sur le site ou sur un site adjacent. Elles peuvent également être modifiées indirectement par l'exposition des sols ou du roc au gel ou aux intempéries.

2.0 *Eau souterraine*

Les conditions d'eau souterraine présentées dans ce rapport s'appliquent uniquement au site étudié. La précision et la représentation de ces conditions doivent être interprétées en fonction du type d'instrumentation mis en place et de la période, de la durée et du nombre d'observations effectuées. Ces conditions peuvent varier selon les précipitations, les saisons et éventuellement les marées. Elles peuvent également varier à la suite d'activités de construction ou de modifications d'éléments physiques sur le site ou dans le voisinage.

3.0 *Utilisation du rapport*

Les commentaires et recommandations donnés dans ce rapport s'adressent principalement à l'équipe de conception du projet. Pour déterminer toutes les conditions souterraines pouvant affecter les coûts et les techniques de construction, le choix des équipements ainsi que la planification des opérations, le nombre de forages ou de sondages nécessaire pourrait être supérieur au nombre de forages ou sondages effectué pour les besoins de la conception. Les entrepreneurs présentant une soumission ou effectuant les travaux doivent effectuer leur propre interprétation des résultats des forages et des sondages et au besoin leur propre investigation pour déterminer comment les conditions en place peuvent influencer leurs travaux ou leur méthode de travail.

Toute modification de la conception, de la position et de l'élévation des ouvrages devra être communiquée rapidement à LVM de façon à ce que la validité des recommandations présentées puisse être vérifiée. Des travaux complémentaires de terrain ou de laboratoire pourraient éventuellement s'avérer nécessaires.

Le rapport ne doit pas être reproduit, sinon entier, sans l'autorisation de LVM.

4.0 *Suivi du projet*

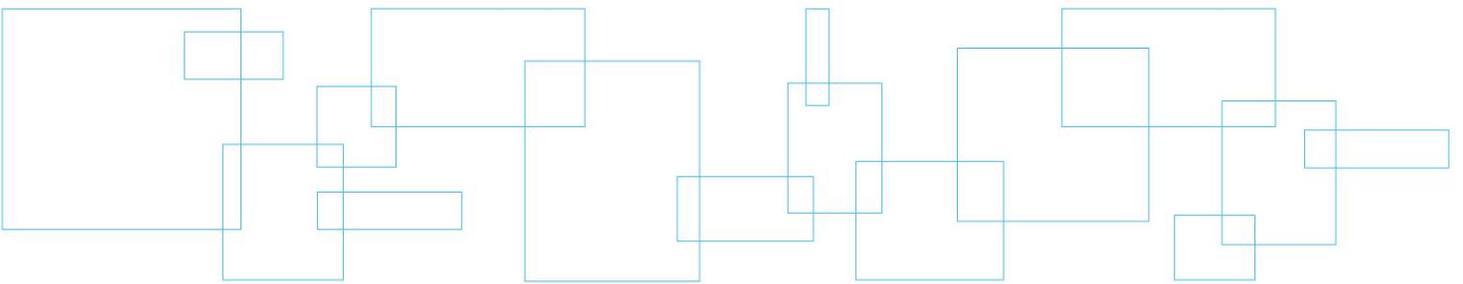
L'interprétation des résultats de chantier et de laboratoire et les recommandations présentées dans ce rapport s'appliquent uniquement au site étudié et aux informations disponibles sur le projet au moment de la rédaction du rapport.

Les informations disponibles sur les conditions de terrain et sur l'eau souterraine augmentent au fur et à mesure de l'avancement des travaux de construction. Les conditions de terrain ayant été interprétées et corrélées entre les points de forage et de sondage, LVM devrait avoir la possibilité de vérifier ces conditions de terrain par des visites de chantier effectuées au fur et à mesure de l'avancement des travaux, afin de confirmer les informations obtenues des forages et sondages. S'il nous est impossible de faire de telles vérifications, LVM n'assurera aucune responsabilité concernant l'interprétation géotechnique que des tiers feront des recommandations de ce rapport, particulièrement si la conception est modifiée ou que des conditions de terrain différentes à celles décrites dans ce rapport sont rencontrées. L'identification de tels changements requiert de l'expérience et doit être effectuée par un ingénieur géotechnicien expérimenté.

5.0 *Environnement*

Les informations contenues dans ce rapport ne couvrent pas les aspects environnementaux des conditions de terrain, ces aspects ne faisant pas partie du mandat d'étude.

Annexe 2 **Notes explicatives, rapports
individuels de forage**



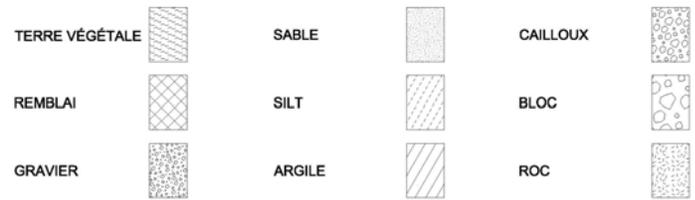
Les rapports de sondage qui font suite à cette note synthétisent les données de chantier et de laboratoire sur les propriétés géotechniques des sols, de la roche et de l'eau souterraine recueillies à chaque sondage. Cette note a pour but d'expliquer les différents symboles et abréviations utilisés dans les rapports de sondage.

STRATIGRAPHIE

Élévation/Profondeur : Dans cette colonne sont inscrites les élévations des contacts géologiques rattachées au niveau de référence mentionné à l'en-tête du rapport de sondage et établies à partir de la surface du terrain mesuré au moment de la réalisation du sondage. Les profondeurs sont également indiquées.

Description des sols et du roc : Chaque formation géologique est décrite selon la terminologie d'usage présentée ci-dessous.

SYMBOLES



NIVEAU D'EAU

Dans cette colonne est indiquée l'élévation du niveau de l'eau souterraine mesurée à la date indiquée. Un schéma présentant le type et la profondeur d'installation est aussi présenté dans cette colonne.

ÉCHANTILLONS

Type et numéro : Chaque échantillon est étiqueté conformément au numéro de cette colonne et la notation donnée réfère au type d'échantillon décrit à l'en-tête du rapport de sondage.

Sous-échantillon : Lorsqu'un échantillon inclut un changement de matière stratigraphique, il est parfois requis de le séparer et de créer des sous-échantillons. Cette colonne permet l'identification de ces derniers et permet l'association des mesures in situ et en laboratoire à ces sous-échantillons.

État : La position, la longueur et l'état de chaque échantillon sont montrés dans cette colonne. Le symbole illustre l'état de l'échantillon suivant la légende donnée à l'en-tête du rapport de sondage.

Calibre : Dans cette colonne est indiqué le calibre de l'échantillonneur.

N et Nb coups/150 mm : L'indice de pénétration standard « N » donné dans cette section est montré dans la colonne correspondante. Cet indice est obtenu de l'essai de pénétration standard et correspond au nombre de coups d'un marteau de 63,5 kilogrammes tombant en chute libre de 0,76 mètre nécessaire pour enfoncer les 300 derniers millimètres du carottier fendu normalisé (ASTM D-1586). Le résultat du nombre de coups obtenu par 150 mm est indiqué dans la colonne Nb coups/150 mm. Pour un carottier de 610 mm de longueur, l'indice N est obtenu en additionnant le nombre de coups nécessaire pour enfoncer les 2^e et 3^e courses de 150 mm d'enfoncement.

RQD : L'indice de qualité de la roche (RQD) est défini comme étant le rapport de la longueur totale de tous les fragments de carottes de 100 millimètres ou plus à la longueur totale de la course. L'indice RQD est présenté en pourcentage.

ESSAIS

Résultats : Dans cette section, les résultats d'essais effectués sur le chantier et au laboratoire sont indiqués à la profondeur correspondante. La définition des symboles rattachés à chaque essai est présentée à l'en-tête du rapport de sondage. Les résultats des essais qui n'apparaissent pas sur le rapport sont présentés en note à la fin du rapport de sondage. Par contre, une abréviation indiquant le type d'analyse réalisée est présentée vis-à-vis l'échantillon analysé.

Graphique : Ce graphique montre la résistance au cisaillement non drainé des sols cohérents mesurée en chantier ou en laboratoire (NQ 2501-200). Il est également utilisé pour les essais de pénétration dynamique (NQ 2501-145). De plus, ce graphique sert à la représentation des résultats de la teneur en eau et des limites d'Atterberg.

Classification

Argile
Silt et argile (non différenciés)
Sable
Gravier
Caillou
Bloc

Dimension des particules

Plus petite que 0,002 mm
plus petite que 0,08 mm
de 0,08 à 5 mm
de 5 à 80 mm
de 80 à 300 mm
plus grande que 300 mm

Terminologie descriptive

« Traces »
« Un peu »
Adjectif (ex. : sableux, silteux)
« Et » (ex. : sable et gravier)

Proportions

1 à 10 %
10 à 20 %
20 à 35 %
35 à 50 %

Compacité des sols granulaires

Très lâche
Lâche
Moyenne ou compacte
Dense
Très dense

Indice « N » de l'essai de pénétration standard, ASTM D-1586 (coups par 300 mm de pénétration)

0 à 4
4 à 10
10 à 30
30 à 50
plus de 50

Consistance des sols cohérents

Très molle
Molle
Moyenne ou ferme
Raide
Très raide
Dure

Résistance au cisaillement non drainé (kPa)

Moins de 12
12 à 25
25 à 50
50 à 100
100 à 200
plus de 200

Plasticité des sols cohérents

Faible
Moyenne
Élevée

Limite de liquidité

Inférieure à 30 %
entre 30 et 50 %
supérieure à 50 %

Sensibilité des sols cohérents

Faible
Moyenne
Forte
Très forte
Argile sensible

S_t=(Cu/Cur)

S_t < 2
2 à 4
4 à 8
8 à 16
S_t > 16

Classification du roc

Très mauvaise qualité
Mauvaise qualité
Qualité moyenne
Bonne qualité
Excellente qualité

RQD (%)

< 25
25 à 50
50 à 75
75 à 90
90 à 100

LVM		Client : Commission de la Capitale Nationale		RAPPORT DE FORAGE										
Projet: Travaux de réhabilitation du pont pédestre du ruisseau Leamy		Coordonnées (m): Nord 5034743,0 (Y) Est 366812,0 (X)		Dossier n°: B-0001957-1 Sondage n°: TF-01-12 Date: 2012-12-03										
Endroit: Route Verte 1, Gatineau, Culée nord-est, Québec		Prof. du roc: m Prof. de fin: 26,92 m		Élévation 45,41 (Z)										
État des échantillons			Examens organoleptiques sur les sols:											
 Intact  Remanié  Perdu  Carotte			Aspect visuel: Inexistant(I); Disséminé(D); Imbibé(IM) Odeur: Inexistante(I); Légère(L); Moyenne(M); Persistante(P)											
Type d'échantillon		Abréviations												
CF	Carottier fendu	L	Limites de consistance	M.O.	Matière organique (%)									
TM	Tube à paroi mince	W _L	Limite de liquidité (%)	K	Perméabilité (cm/s)									
PS	Tube à piston fixe	W _p	Limite de plasticité (%)	PV	Poids volumique (kN/m³)									
CR	Tube carottier	I _p	Indice de plasticité (%)	A	Absorption (l/min. m)									
TA	À la tarière	I _L	Indice de liquidité	U	Compression uniaxiale (MPa)									
MA	À la main	W	Teneur en eau (%)	RQD	Indice de qualité du roc (%)									
TU	Tube transparent	AG	Analyse granulométrique	AC	Analyse chimique									
PW	Carottier LVM	S	Sédimentométrie	P _L	Pression limite, essai pressiométrique (kPa)									
SG	Sol gelé	R	Refus à l'enfoncement	E _M	Module pressiométrique (MPa)									
		VBS	Valeur au Bleu du sol	E _r	Module de réaction du roc (MPa)									
		PDT	Poids des tiges	SP _o	Potentiel de ségrégation (mm²/H °C)									
					▼ Niveau d'eau									
					N Pénétration standard (Nb coups/300mm)									
					N _c Pénétration dyn. (Nb coups/300mm) ●									
					σ' _p Pression de préconsolidation (kPa)									
					TAS Taux d'agressivité des sols									
					Résistance au cisaillement									
					C _U Intact (kPa) ▲									
					C _{UR} Remanié (kPa) △									
					▲ Laboratoire									
					□									
PROFONDEUR - pi		STRATIGRAPHIE		ÉCHANTILLONS				ESSAIS						
PROFONDEUR - m	ÉLÉVATION - m	DESCRIPTION DES SOLS ET DU ROC	SYMBOLS	NIVEAU D'EAU (m) / DATE	TYPE ET NUMÉRO	SOUS-ÉCH.	ÉTAT	CALIBRE	RÉCUPÉRATION %	Nb coups/150mm	"N" ou RQD	Examens organo.	RÉSULTATS	TENEUR EN EAU ET LIMITES (%)
														W _p W W _L
														20 40 60 80 100 120
														RÉSISTANCE AU CISAILLEMENT (kPa) OU PÉNÉTRATION DYNAMIQUE
														20 40 60 80 100 120 140 160 180
1	45,41	Enrobé bitumineux			CF-1				100	50 / 5 cm	R			
2	45,08	Fondation granulaire: Sable et gravier avec un peu de silt			CF-2				42	10-8 5-5	13		AG	
3					CF-3				20	50	R			
4	43,89	Remblai hétérogène : Sable gris			CF-4				8	10-5 3-5	8			
5	43,12	Sable silteux brun avec un peu de gravier			CF-5				38	7-20 26-8	46			
6					CF-6				33	10-14 5-7	19			
7	40,84	Gravier brun sableux, saturé			CF-7				100	2-3 4-3	7		L W = 54,0	
8	39,31	Dépôt argile silteuse: Argile grise, de consistance très raide											C _U = 138 kPa	
9	38,09	Début des essais au scissomètre de chantier à 7,32 m											C _U = 140 kPa C _{UR} = 2 kPa	
10	37,79													
11														
12														
13														
14														
15														
16														
17														
18														
19														
20														
21														
22														
23														
24														
25														
26														
27														
28														
29														
Remarques:														
Type de forage: Tarière					Équipement de forage: CME-55									
Préparé par: S. Séguin, tech.					Vérifié par: T. Lampron, ing. jr					2013-01-09		Page: 1 de 3		



Client :

**Commission de la Capitale
Nationale**

RAPPORT DE FORAGE

Dossier n°: **B-0001957-1**
 Sondage n°: **TF-01-12**
 Date: **2012-12-03**

Projet: **Travaux de réhabilitation du pont pédestre du ruisseau Leamy**

Coordonnées (m): Nord 5034743,0 (Y)
 Est 366812,0 (X)
 Élévation **45,41 (Z)**
 Prof. du roc: m Prof. de fin: 26,92 m

Endroit: **Route Verte 1, Gatineau, Culée nord-est, Québec**

PROFONDEUR - pi		STRATIGRAPHIE			ÉCHANTILLONS							ESSAIS				
PROFONDEUR - m	ÉLÉVATION - m	PROF. - m	DESCRIPTION DES SOLS ET DU ROC	SYMBOLES	NIVEAU D'EAU (m) / DATE	TYPE ET NUMÉRO	SOUS-ÉCH.	ÉTAT	CALIBRE	RÉCUPÉRATION %	Nb coups/150mm	"N" ou RGD	Examens organo.	RÉSULTATS	TENEUR EN EAU ET LIMITES (%)	
													Odeur		Visuel	Wp W WL
30																
31																
32																
33	-10															
34		10,32	Fin des essais au scissomètre de chantier à 10,32 m													
35																
36	-11															
37																
38																
39	-12															
40																
41		32,91	Début de l'essai de pénétration dynamique à 12,49 m													
42		12,50														
43	-13															
44																
45																
46	-14															
47																
48																
49	-15															
50																
51																
52	-16															
53																
54																
55																
56	-17															
57																
58																
59	-18															
60																
61																
62	-19															
63																
64																
65																
66	-20															
67																
68																
69	-21															
70																
71																
72	-22															

Remarques:

Type de forage: **Tarière**

Équipement de forage: **CME-55**

Préparé par: **S. Séguin, tech.**

Vérifié par: **T. Lampron, ing. jr**

2013-01-09

Page: 2 de 3



Client :
Commission de la Capitale Nationale

RAPPORT DE FORAGE

Dossier n°: **B-0001957-1**
Sondage n°: **TF-02-12**
Date: **2012-12-03**

Projet: **Travaux de réhabilitation du pont pédestre du ruisseau Leamy**

Coordonnées (m): Nord 5034742,0 (Y)
Est 366816,0 (X)
Élévation **45,82 (Z)**
Prof. du roc: m Prof. de fin: 8,23 m

État des échantillons

Intact Remanié Perdu Carotte

Examens organoleptiques sur les sols:

Aspect visuel: Inexistant(I); Disséminé(D); Imbibé(IM)
Odeur: Inexistante(I); Légère(L); Moyenne(M); Persistante(P)

Type d'échantillon

CF Carottier fendu
TM Tube à paroi mince
PS Tube à piston fixe
CR Tube carottier
TA À la tarière
MA À la main
TU Tube transparent
PW Carottier LVM
SG Sol gelé

Abréviations

L Limites de consistance
W_L Limite de liquidité (%)
W_P Limite de plasticité (%)
I_p Indice de plasticité (%)
I_L Indice de liquidité
W Teneur en eau (%)
AG Analyse granulométrique
S Sédimentométrie
R Refus à l'enfoncement
VBS Valeur au Bleu du sol
PDT Poids des tiges
M.O. Matière organique (%)
K Perméabilité (cm/s)
PV Poids volumique (kN/m³)
A Absorption (l/min. m)
U Compression uniaxiale (MPa)
RQD Indice de qualité du roc (%)
AC Analyse chimique
P_L Pression limite, essai pressiométrique (kPa)
E_M Module pressiométrique (MPa)
E_r Module de réaction du roc (MPa)
SP_o Potentiel de ségrégation (mm²/H °C)

▼ Niveau d'eau
N Pénétration standard (Nb coups/300mm)
N_C Pénétration dyn. (Nb coups/300mm) ●
σ'_p Pression de préconsolidation (kPa)
TAS Taux d'agressivité des sols

Résistance au cisaillement

C_U Intact (kPa)
C_{UR} Remanié (kPa)

Chantier
Laboratoire
▲ □

PROFONDEUR - pi	PROFONDEUR - m	STRATIGRAPHIE				ÉCHANTILLONS						ESSAIS				
		ÉLÉVATION - m	PROF. - m	DESCRIPTION DES SOLS ET DU ROC	SYMBOLES	NIVEAU D'EAU (m) / DATE	TYPE ET NUMÉRO	SOUS-ÉCH.	ÉTAT	CALIBRE	RÉCUPÉRATION %	Nb coups/150mm	"N" ou RQD	Examens organo.	RÉSULTATS	TENEUR EN EAU ET LIMITES (%)
																W _p
		45,82	0,00	Enrobé bitumineux												
1		45,67	0,15	Fondation granulaire: Gravier sableux gris avec traces de silt,						33	11-8 7-7	15				
2		45,06	0,76	Remblai hétérogène: Sable graveleux gris avec traces de silt						42	4-3 4-8	7				
3										25	3-4 3-3	7				
4										17	2-4 5-3	9				
5		42,77	3,05	Sable avec un peu de gravier et traces de silt et de matière organique						21	2-3 4-4	7				
6		41,25	4,57	Gravier brun sableux, saturé						17	4-9 6-3	15				
7		40,49	5,33	Dépôt argile silteuse: Argile silteuse grise, un peu humide						29	1-1 1-1	2				
8										100	2-3 3-3	6				
9										100	2-2 2-2	4				
10		37,59	8,23	Fin du forage						100	1-1 1-2	2				

Remarques:

Type de forage: **Tarière**

Équipement de forage: **CME-55**

Préparé par: **S. Séguin, tech.**

Vérifié par: **T. Lampron, ing. jr**

2013-01-15

Page: 1 de 1



Client :
Commission de la Capitale Nationale

RAPPORT DE FORAGE

Dossier n°: **B-0001957-1**
Sondage n°: **TF-03-12**
Date: **2012-12-04**

Projet: **Travaux de réhabilitation du pont pédestre du ruisseau Leamy**
Endroit: **Route Verte 1, Gatineau, Culée sud-est, Québec**

Coordonnées (m): Nord 5034724,0 (Y)
Est 366753,0 (X)
Élévation **45,68 (Z)**
Prof. du roc: m Prof. de fin: 30,48 m

État des échantillons

Intact Remanié Perdu Carotte

Examens organoleptiques sur les sols:

Aspect visuel: Inexistant(I); Disséminé(D); Imbibé(IM)
Odeur: Inexistante(I); Légère(L); Moyenne(M); Persistante(P)

Type d'échantillon

CF Carottier fendu
TM Tube à paroi mince
PS Tube à piston fixe
CR Tube carottier
TA À la tarière
MA À la main
TU Tube transparent
PW Carottier LVM
SG Sol gelé

Abréviations

L Limites de consistance
W_L Limite de liquidité (%)
W_P Limite de plasticité (%)
I_p Indice de plasticité (%)
I_L Indice de liquidité
W Teneur en eau (%)
AG Analyse granulométrique
S Sédimentométrie
R Refus à l'enfoncement
VBS Valeur au Bleu du sol
PDT Poids des tiges
M.O. Matière organique (%)
K Perméabilité (cm/s)
PV Poids volumique (kN/m³)
A Absorption (l/min. m)
U Compression uniaxiale (MPa)
RQD Indice de qualité du roc (%)
AC Analyse chimique
P_L Pression limite, essai pressiométrique (kPa)
E_M Module pressiométrique (MPa)
E_r Module de réaction du roc (MPa)
SP_o Potentiel de ségrégation (mm²/H °C)

▼ Niveau d'eau
N Pénétration standard (Nb coups/300mm)
N_C Pénétration dyn. (Nb coups/300mm)
σ'_p Pression de préconsolidation (kPa)
TAS Taux d'agressivité des sols

Résistance au cisaillement

C_U Intact (kPa)
C_{UR} Remanié (kPa)

Chantier
Laboratoire

PROFONDEUR - pi	PROFONDEUR - m	STRATIGRAPHIE				ÉCHANTILLONS						ESSAIS			
		ÉLÉVATION - m	PROF. - m	DESCRIPTION DES SOLS ET DU ROC	SYMBOLES	TYPE ET NUMÉRO	SOUS-ÉCH.	ÉTAT	CALIBRE	RÉCUPÉRATION %	Nb coups/150mm	"N" ou RQD	Examens organo.	RÉSULTATS	TENEUR EN EAU ET LIMITES (%)
															W _p
		45,68	0,00	Enrobé bitumineux											
1		45,59	0,09	Fondation granulaire: Sable et gravier avec un peu de silt		CF-1			48	6-9 4	13		AG		
2		44,92	0,76	Remblai hétérogène : Sable silteux, traces d'argile et un peu de bois		CF-2			21	3-4 6-7	10				
3		44,16	1,52	Sable gris avec un peu de silt et un peu de gravier		CF-3			12	2-2 1-9	3				
4		41,87	3,81	Dépôt de sable silteux à silt: Silt sableux, brun, saturé		CF-4			21	2-4 6-19	10				
5		40,35	5,33	Sable fin silteux brun, saturé		CF-5			38	13-11 16-49	27				
6		39,58	6,10	Sable fin silteux gris micacé, saturé		CF-6			71	2-2 3-4	5		AG		
7						CF-7			79	2-3 2-3	5		L W = 54.0		
8						CF-8			75	4-5 5-4	10				
9						CF-9			71	1-2 2-2	4				
10						CF-10			71	2-2 3-2	5				
11						CF-11			83	1-1 1-1	2				
12						CF-12			71	0-0 2-1	2				

Remarques:

Type de forage: **Tarière**

Équipement de forage: **CME-55**

Préparé par: **S. Séguin, tech.**

Vérifié par: **T. Lampron, ing. jr**

2013-01-09

Page: 1 de 3



Client :

Commission de la Capitale Nationale

RAPPORT DE FORAGE

Dossier n°: B-0001957-1
 Sondage n°: TF-03-12
 Date: 2012-12-04

Projet: Travaux de réhabilitation du pont pédestre du ruisseau Leamy

Coordonnées (m): Nord 5034724,0 (Y)
 Est 366753,0 (X)
 Élévation 45,68 (Z)
 Prof. du roc: m Prof. de fin: 30,48 m

Endroit: Route Verte 1, Gatineau, Culée sud-est, Québec

PROFONDEUR - pi	PROFONDEUR - m	ÉLÉVATION - m	PROF. - m	STRATIGRAPHIE			ÉCHANTILLONS							ESSAIS							
				DESCRIPTION DES SOLS ET DU ROC	SYMBOLES	NIVEAU D'EAU (m) / DATE	TYPE ET NUMÉRO	SOUS-ÉCH.	ÉTAT	CALIBRE	RÉCUPÉRATION %	Nb coups/150mm	"N" ou RGD	Examens organo.	RÉSULTATS	TENEUR EN EAU ET LIMITES (%)					
														Odeur	Visuel	RÉSISTANCE AU CISAILEMENT (kPa) OU PÉNÉTRATION DYNAMIQUE					
																20	40	60	80	100	120
																20	40	60	80	100	120
30		9,14		Dépôt d'argile silteuse : Argile silteuse grise avec traces de sable de consistance très raide Fin de l'échantillonnage à 9,75 m			CF-13		50	0-0 1-1	1			L W = 69.0							
31	35,93	9,75																			
32																					
33	-10																				
34																					
35																					
36	-11	34,71	10,97	Début des essais au scissomètre de chantier à 10.97 m										C _u = 166 kPa							
37																					
38																					
39																					
40	-12													C _u = 131 kPa C _{UR} = 8 kPa							
41																					
42																					
43	-13	32,71	12,97	Fin des essais au scissomètre de chantier à 12.97 m										C _u = 158 kPa							
44		32,57	13,11	Début de l'essai de pénétration dynamique										N _c = 10							
45														N _c = 10							
46	-14													N _c = 10							
47														N _c = 11							
48														N _c = 12							
49	-15													N _c = 11							
50														N _c = 12							
51														N _c = 12							
52	-16													N _c = 15							
53														N _c = 17							
54														N _c = 16							
55														N _c = 16							
56	-17													N _c = 16							
57														N _c = 16							
58														N _c = 17							
59	-18													N _c = 16							
60														N _c = 16							
61														N _c = 29							
62	-19													N _c = 29							
63														N _c = 26							
64														N _c = 25							
65														N _c = 29							
66	-20													N _c = 27							
67														N _c = 27							
68														N _c = 28							
69	-21													N _c = 25							
70														N _c = 28							
71														N _c = 50							
72	-22													N _c = 48							
														N _c = 41							

Remarques:

Type de forage: Tarière

Équipement de forage: CME-55

Préparé par: S. Séguin, tech.

Vérifié par: T. Lampron, ing. jr

2013-01-09

Page: 2 de 3

			Client : Commission de la Capitale Nationale										RAPPORT DE FORAGE						
			Dossier n°: B-0001957-1 Sondage n°: TF-03-12 Date: 2012-12-04										Nord 5034724,0 (Y) Est 366753,0 (X) Élévation 45,68 (Z) Prof. du roc: m Prof. de fin: 30,48 m						
Projet: Travaux de réhabilitation du pont pédestre du ruisseau Leamy													Nord 5034724,0 (Y) Est 366753,0 (X) Élévation 45,68 (Z) Prof. du roc: m Prof. de fin: 30,48 m						
Endroit: Route Verte 1, Gatineau, Culée sud-est, Québec																			
STRATIGRAPHIE				ÉCHANTILLONS							ESSAIS								
PROFONDEUR - pi	PROFONDEUR - m	ÉLÉVATION - m	PROF. - m	DESCRIPTION DES SOLS ET DU ROC	SYMBOLES	NIVEAU D'EAU (m) / DATE	TYPE ET NUMÉRO	SOUS-ÉCH.	ÉTAT	CALIBRE	RÉCUPÉRATION %	Nb coups/150mm	"N" ou RQD	Examens organo.		RÉSULTATS	TENEUR EN EAU ET LIMITES (%)		
														Odeur	Visuel		Wp	WL	
																	20 40 60 80 100 120		
																	RÉSISTANCE AU CISAILEMENT (kPa) OU PÉNÉTRATION DYNAMIQUE		
																	20 40 60 80 100 120 140 160 180		
74																	N _c = 40		
75																	N _c = 39		
76	-23																N _c = 35		
77																	N _c = 36		
78																	N _c = 35		
79	-24																N _c = 32		
80																	N _c = 31		
81																	N _c = 47		
82	-25																N _c = 55		
83																	N _c = 48		
84																	N _c = 46		
85	-26																N _c = 46		
86																	N _c = 42		
87																	N _c = 46		
88																	N _c = 46		
89	-27																N _c = 46		
90																	N _c = 43		
91																	N _c = 83		
92	-28																N _c = 88		
93																	N _c = 84		
94																	N _c = 88		
95	-29																N _c = 72		
96																	N _c = 65		
97																	N _c = 65		
98	-30																N _c = 58		
99																	N _c = 61		
100		15,20															N _c = 56		
101		30,48		Fin de l'essai de pénétration dynamique sans refus													N _c = 57		
102	-31																		
103																			
104																			
105	-32																		
106																			
107																			
108	-33																		
109																			
110																			
111	-34																		
112																			
113																			
114																			
115	-35																		
116																			

Remarques:

Type de forage: **Tarière**

Équipement de forage: **CME-55**

Préparé par: **S. Séguin, tech.**

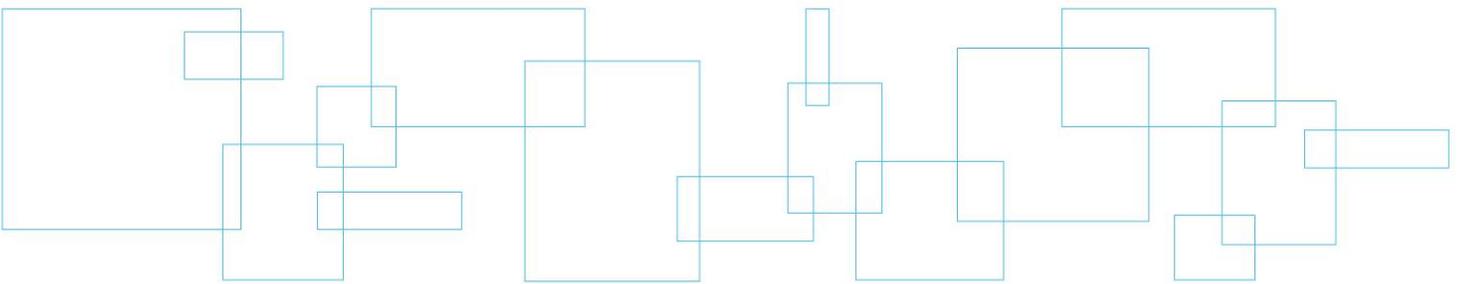
Vérifié par: **T. Lampron, ing. jr**

2013-01-09

Page: 3 de 3

	Client : Commission de la Capitale Nationale	RAPPORT DE FORAGE Dossier n°: B-0001957-1 Sondage n°: TF-04-12 Date: 2012-12-04							
Projet: Travaux de réhabilitation du pont pédestre du ruisseau Leamy Endroit: Route Verte 1, Gatineau, Culée sud-est, Québec		Coordonnées (m): Nord 5034723,0 (Y) Est 366758,0 (X) Élévation 0,00 (Z) Prof. du roc: m Prof. de fin: 8,23 m							
État des échantillons Intact Remanié Perdu Carotte		Examens organoleptiques sur les sols: Aspect visuel: Inexistant(I); Disséminé(D); Imbibé(IM) Odeur: Inexistante(I); Légère(L); Moyenne(M); Persistante(P)							
Type d'échantillon CF Carottier fendu TM Tube à paroi mince PS Tube à piston fixe CR Tube carottier TA À la tarière MA À la main TU Tube transparent PW Carottier LVM SG Sol gelé		Abréviations L Limites de consistance M.O. Matière organique (%) W _L Limite de liquidité (%) K Perméabilité (cm/s) W _p Limite de plasticité (%) PV Poids volumique (kN/m³) I _p Indice de plasticité (%) A Absorption (l/min. m) I _L Indice de liquidité U Compression uniaxiale (MPa) W Teneur en eau (%) RQD Indice de qualité du roc (%) AG Analyse granulométrique AC Analyse chimique S Sédimentométrie P _L Pression limite, essai pressiométrique (kPa) R Refus à l'enfoncement E _m Module pressiométrique (MPa) VBS Valeur au Bleu du sol E _r Module de réaction du roc (MPa) PDT Poids des tiges SP _o Potentiel de ségrégation (mm²/H °C)							
		Niveau d'eau N Pénétration standard (Nb coups/300mm) N _c Pénétration dyn. (Nb coups/300mm) ● σ' _p Pression de préconsolidation (kPa) TAS Taux d'agressivité des sols Résistance au cisaillement C _u Intact (kPa) C _{ur} Remanié (kPa)							
PROFONDEUR - pi PROFONDEUR - m ÉLÉVATION - m PROF. - m	STRATIGRAPHIE	SYMBOLES NIVEAU D'EAU (m) / DATE	ÉCHANTILLONS	Exams organo. Odeur Visuel	ESSAIS	RÉSULTATS			
	DESCRIPTION DES SOLS ET DU ROC		TYPE ET NUMÉRO SOUS-ÉCH. ÉTAT CALIBRE RÉCUPÉRATION % Nb coups/150mm "N" ou RQD		TENEUR EN EAU ET LIMITES (%) W _p W W _L 20 40 60 80 100 120 RÉSISTANCE AU CISAILLEMENT (kPa) OU PÉNÉTRATION DYNAMIQUE 20 40 60 80 100 120 140 160 180				
0,00	0,00								
-0,15	0,00	0,00	Enrobé bitumineux						
-0,15	0,15	-0,15	Fondation granulaire: Gravier sableux avec un peu de silt gris-brun et mottes d'argile	CF-1	67	6-8 10	18		
-0,76	0,15	-0,76	Remblai hétérogène : Sable gris avec un peu de silt et traces d'argile	CF-2	38	2-4 4-3	8		
-0,76	0,76	-0,76		CF-3	17	4-8 5-2	13		
-2,29	2,29	-2,29	Sable et silt avec traces de gravier, humide	CF-4	21	6-9 10-14	19		
-3,05	3,05	-3,05	Gravier grossier avec un peu de sable et silt	CF-5	29	3-9 10-14	19		
-4,57	4,57	-4,57	Dépôt de sable silteux à silt: Silt et sable fin, brun saturé	CF-6	36	17-10 50/5 cm	60		
-4,57	4,57	-4,57		CF-7	79	2-2 2-2	4		
-8,23	8,23	-8,23	Fin du sondage	CF-8	58	2-1 2-2	3		
-8,23	8,23	-8,23		CF-9		1-1 2-3	3		
Remarques:									
Type de forage: Tarière				Équipement de forage: CME-55					
Préparé par: S. Séguin, tech.			Vérifié par: T. Lampron, ing. jr			2013-01-09	Page: 1 de 1		

Annexe 3 Essais de laboratoire



Projet : **Travaux de réhabilitation du pont pédestre du ruisseau Leamy**

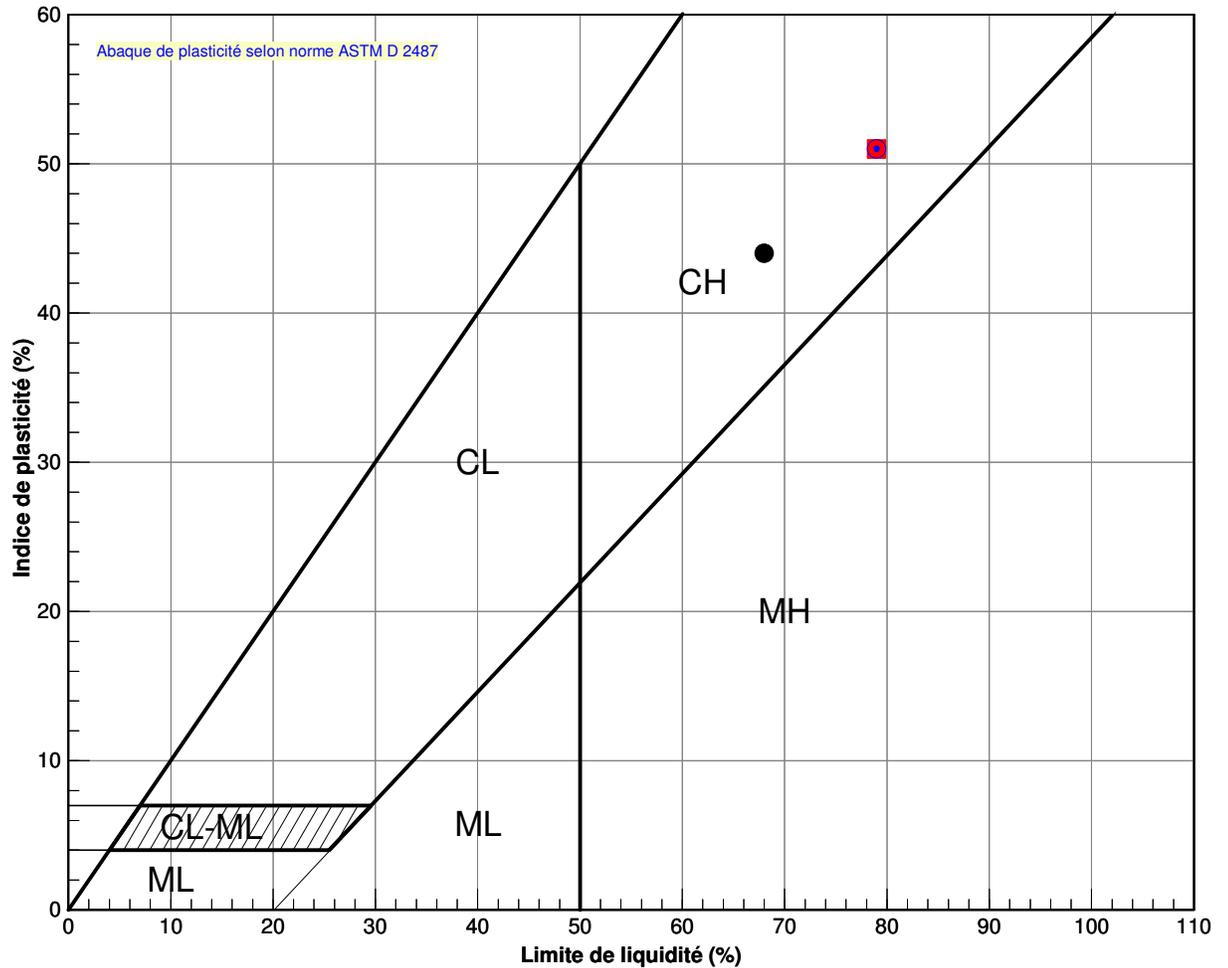
Figure n° : **3**

Endroit : **, Route Verte, Culée nord-est, Gatineau, Québec**

Dossier n° : **B-0001957-1**

R.F.

X:\Style_LVM\Lab_Limite_LVM_FR.STY - Imprimé le: 2013-01-09T08:30:09



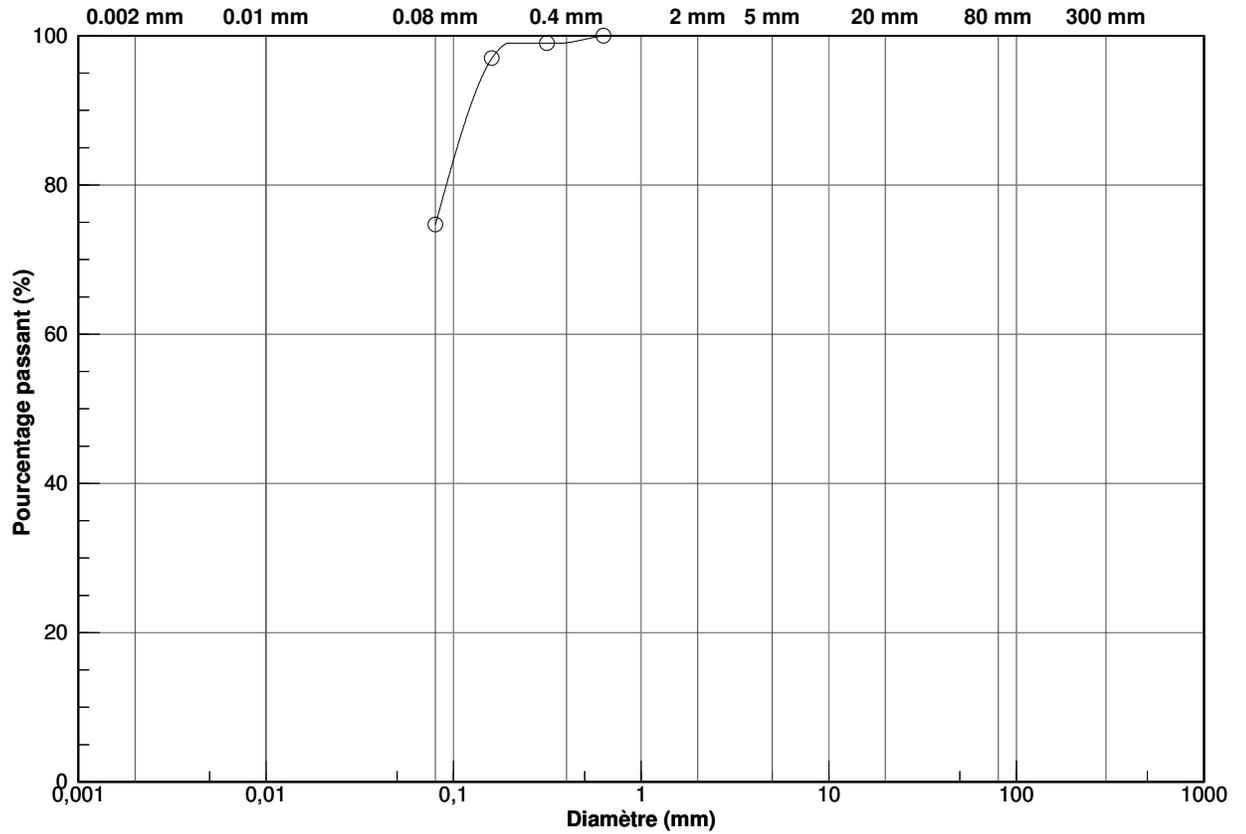
Symbole	Sondage n°	Échantillon n°	Profondeur (m)	W _N	W _L	W _P	I _P	I _L	Class. USCS
■	TF-01-12	CF-7	6.10 - 6.71	54,0	79,0	28,0	51	0,5	CH
⊙	TF-03-12	CF-7	4.57 - 5.18	54,0	79,0	28,0	51	0,5	CH
●	TF-03-12	CF-13	9.14 - 9.75	69,0	68,0	24,0	44	1,0	CH

Projet : Travaux de réhabilitation du pont pédestre du ruisseau Leamy

Figure n° : 1

Endroit : Route Verte 1, Culée sud-est, Gatineau, Québec

Dossier n° : B-0001957-1



ARGILE	SILT	SABLE			GRAVIER		CAILLOUX	BLOCS
		FIN	MOYEN	GROS	FIN	GROS		

Symbole	Sondage n°	Échantillon n°	Profondeur (m)	Description	Class. "unifiée" (ASTM D-2487)
—○—	TF-03-12	CF-6	3.81 - 4.42	Silt sableux	ML

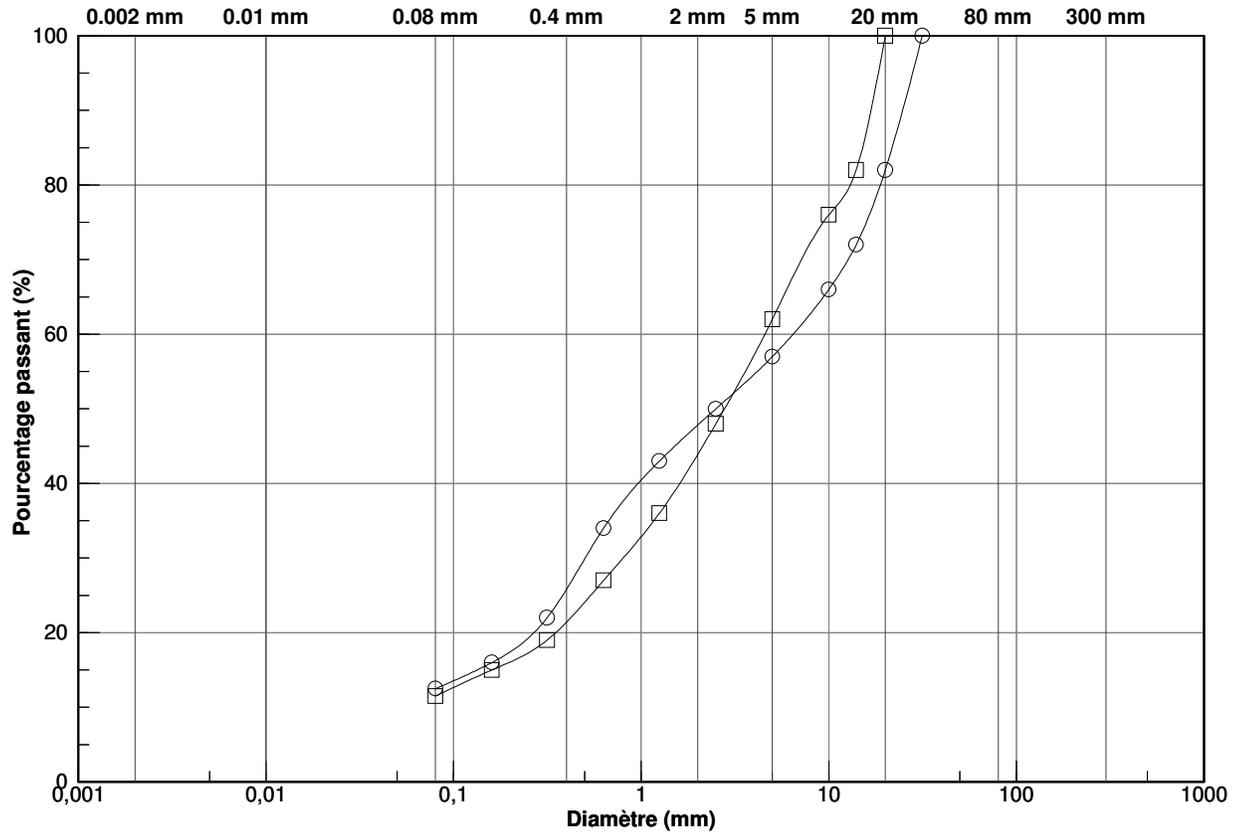
Projet : Travaux de réhabilitation du pont pédestre du ruisseau Leamy

Figure n° : 2

Endroit : Route Verte 1, Culée nord-est, Gatineau, Québec

Dossier n° : B-0001957-1

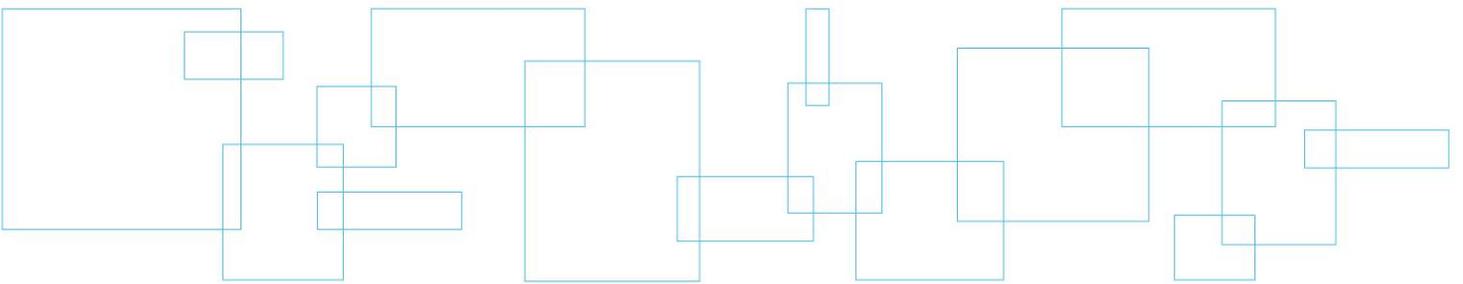
R.F.



ARGILE	SILT	SABLE			GRAVIER		CAILLOUX	BLOCS
		FIN	MOYEN	GROS	FIN	GROS		

Symbole	Sondage n°	Échantillon n°	Profondeur (m)	Description	Class. "unifiée" (ASTM D-2487)
○	TF-01-12	CF-2	0.76 - 1.37	Sable et gravier avec un peu de silt	SM
□	TF-03-12	CF-1	0.08 - 0.61	Sable et gravier avec un peu de silt	SP-SM

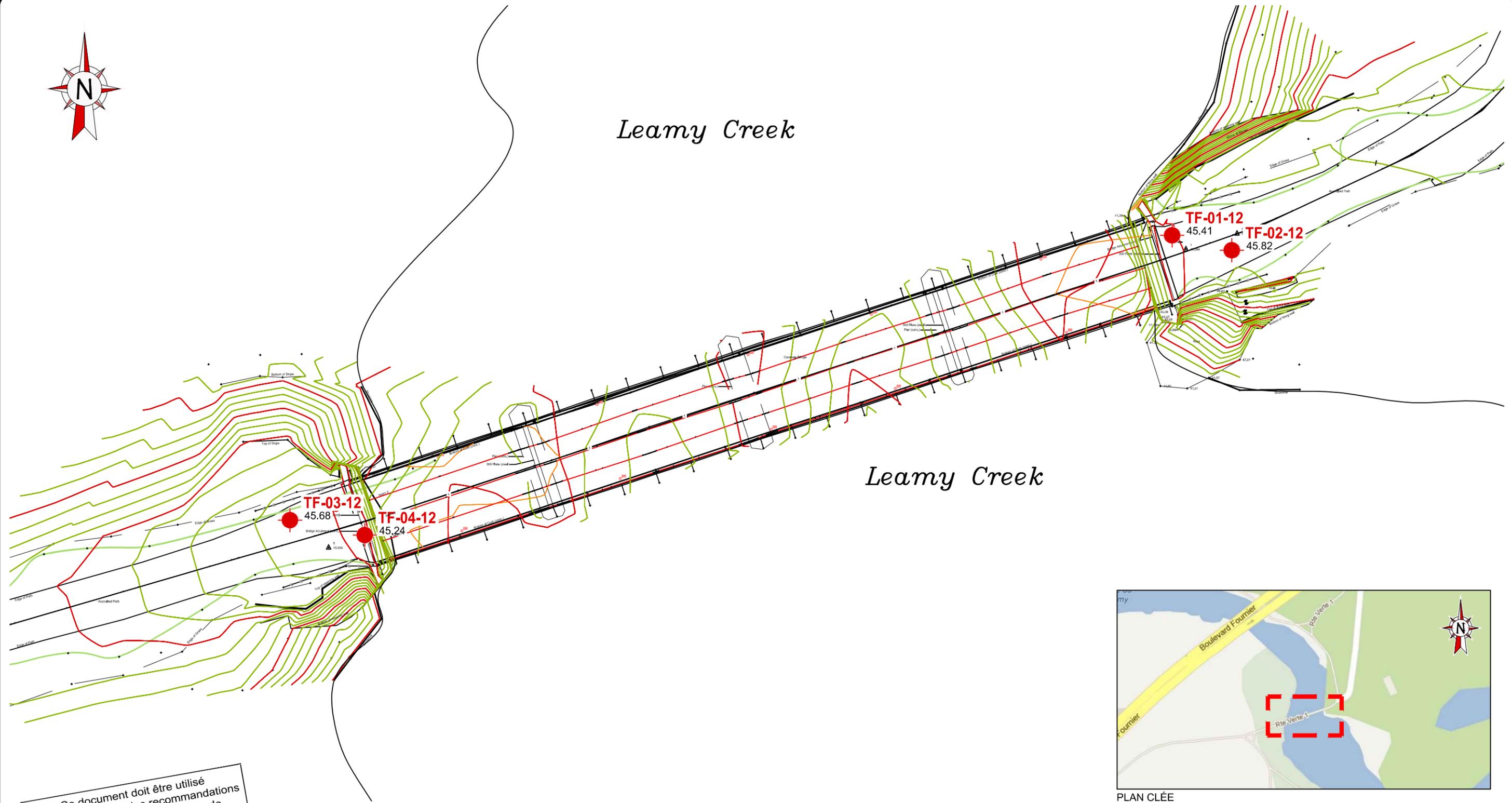
Annexe 4 Plan de localisation



10 cm
5
4
3
2
1
0



Leamy Creek



Leamy Creek



PLAN CLÉE

Ce document doit être utilisé conjointement avec les recommandations formulées dans le rapport d'étude géotechnique

LÉGENDE :
TF-NN-AA FORAGE-NUMÉRO-ANNÉE
 00,00 ÉLÉVATION (m)

COORDONÉES DES SONDAGES

SONDAGES	NORD (y)	EST (x)	ÉLÉVATION (m)
TF-01-12	5034743	366812	45,41
TF-02-12	5034742	366816	45,82
TF-03-12	5034724	366753	45,68
TF-04-12	5034723	366758	45,24

Projet
Commission de la Capitale Nationale
Travaux de réhabilitation du pont
pédestre du ruisseau Leamy

Titre
Localisation des forages



LVM inc.

900, boul. de la Carrière, bureau 100
 Gatineau (Québec) J8Y 6T5
 Téléphone : 819.778.3143
 Télécopieur : 819.770.1373

Préparé S. Séguin	Discipline Géotechnique	Chargé de projet T. Lampron
Dessiné R. Frenette	Échelle 1:250	Extrait de: Rév.:
Vérifié T. Lampron	Date 2012-12-18	

Serv. resp.	Projet	Otp	Disc.	Type	N° Dessin	Rév.
237	B-0001957	1	GE	D	0001	