

Annexe 2

Rapport géotechnique; en date du 30 Décembre 2014

Le 30 décembre 2014

Dossier : PG3172-LET.01; rév. 2

Robertson Martin Architects

216, avenue Pretoria

Ottawa (Ontario)

L1S 1X2

Geotechnical Engineering
Environmental Engineering
Hydrogeology
Geological Engineering
Materials Testing
Building Science
Archaeological Services

Aux soins de : **M. James Maddigan**

www.patersongroup.ca

Sujet : **Enquête géotechnique
Réfection proposée du mur périphérique du nord – Phase 3
Colline du Parlement, à Ottawa**

Cher Monsieur,

La société Paterson Group a préparé et rédigé le rapport ci-après en forme de lettre, afin de présenter nos constatations provenant de l'enquête géotechnique au site susmentionné. Cette lettre présente donc nos constatations et recommandations.

Voici les objectifs visés en rapport avec la présente enquête :

Identification des conditions du sol des surfaces constituant la sous-face, l'assise rocheuse et la nappe aquifère et ce, par la prévision de puits d'essai et de trous de sondage.

Production de recommandations géotechniques pour la conception de la réfection proposée du mur périphérique du nord (phase 3), y compris des considérations de construction pouvant affecter la conception proprement dite.

1.0 Méthode d'enquête utilisée

Programme sur place

L'on mena des travaux sur place pour l'enquête géotechnique et ce, les 16 et 24 avril de 2014. L'enquête géotechnique comprenait dix-huit (18) puits d'essai et treize (13) trous de sondage. Le personnel de Travaux publics et Services gouvernementaux Canada (TPSGC) se servit d'une pelle rétrocaveuse à pneus en caoutchouc pour creuser les puits d'essai requis. La pratique de ces puits d'essai faisait partie d'une étude archéologique et la société Paterson examina les conditions de la sous-face à l'emplacement des puits d'essai de type ouvert.

L'on réalisa la pratique des trous de sondage par l'emploi d'une sondeuse montée sur chenilles et telle que fournie par un entrepreneur local. Par procédures de forage ici, il faut entendre une auge à tige creuse, d'enfoncement aux profondeurs requises et aux emplacements choisis, pour ensuite échantillonner et éprouver le terrain de recouvrement. À l'emplacement de trous de sondage sélectionnés, l'on utilisa une mèche de forage diamantée pour creuser des noyaux dans l'assise rocheuse.

Travaux d'échantillonnage et d'essai sur place

La récupération d'échantillons de sol s'est faite par l'emploi d'une cuillère à fente et de 50 mm de diamètre, par des prélèvements directs de la tarière ou par un prélèvement d'échantillons au hasard. Par la suite, l'on classifia sur place les échantillons ainsi recueillis à la cuillère, à la tarière ou au hasard, pour ensuite les déposer dans des sacs scellés en plastique. Tous les échantillons furent transportés au laboratoire. Les profondeurs à partir desquelles furent récupérés les échantillons à la cuillère, à la tarière ou au hasard et à partir des trous de sondage sont respectivement identifiées par les lettres SS (cuillère), AU (tarière) et G (au hasard) dans les feuilles de profil du sol et de fiches techniques d'essai.

L'on réalisa des essais de pénétration standard (« SPT ») et les enregistra comme correspondant à des valeurs « N » sur les feuilles de profils du sol et de fiches techniques d'essai. La valeur « N » correspond au nombre de coups requis pour enfoncer l'échantillon à la cuillère fendue dans une distance de 300 mm dans le sol et ce, après la pénétration initiale de 150 mm; pour ce faire, il faut utiliser un marteau de 63,5 kg, qui se doit de tomber d'une hauteur de 760 mm.

L'on réalisa le forage au foret diamanté à cinq (5) endroits au cours de la présente enquête (BH 2, BH 5, BH 7, BH 10 et BH 13) et ce, afin de confirmer la qualité de l'assise rocheuse. Et l'on calcula la valeur de récupération et la valeur de désignation de la qualité du roc (« RQD ») pour chaque section forée de l'assise rocheuse et les valeurs ainsi tirées sont représentées par les lettres « RC » dans les feuilles de profils du sol et de fiches techniques d'essai de l'Annexe 1. La valeur de récupération correspond au rapport de la longueur de l'échantillon d'assise rocheuse, telle que récupérée dans la longueur de la section forée, le tout étant exprimé en pourcentage. La valeur « RQD » correspond au rapport de longueur totale de la longueur de noyau de roc intact et ce, avec un enfoncement de plus de 100 mm à l'intérieur d'une section forée, dans la longueur de la section forée, à exprimer en pourcentage. Ces valeurs servent à indiquer la qualité de l'assise rocheuse.

L'on enregistra sur place et en détail les conditions des surfaces sous-jacentes dans les trous de sondage. Les profils du sol sont présentés dans les feuilles de profils du sol et de fiches techniques d'essai de l'Annexe 1.

L'on réalisa l'ensemble des travaux de chantier sous la surveillance à temps plein du personnel de la société Paterson et ce, sous les directives d'un Ingénieur principal de notre division chargée d'études géotechniques.

Enquête menée sur place

L'arpentage des élévations d'emplacements et de surfaces au sol à l'emplacement des trous de sondage a été réalisé par le personnel de chantier de la société Paterson; et cet arpentage fait l'objet d'un renvoi à des données géodésiques qui sont fondées sur des renseignements topographiques fournis par la société Adam Kasprzak Surveying. L'emplacement des puits d'essai et des trous de sondage et les élévations de la surface du sol sont présentés dans le dessin PG3172-1 – Plan de localisation des trous de sondage.

2.0 Observations sur place

Le profil de sous-sol rencontré à l'emplacement des trous de sondage comprenait une couche ou une épaisseur de 25 à 50 mm de béton asphaltique, recouvrant une épaisseur de remblai granulaire en pierre concassée. L'on rencontra un remblai de sable limoneux et mélangé à du gravier et à des cailloux en dessous des couches annotées ci-avant. Et l'on rencontra un refus d'excavation et (ou) de prolongement de tarière ou une assise rocheuse en pierre calcaire grise à l'emplacement de tous les trous d'essai et ce, à des profondeurs variant entre 0,4 et 1,4 mètre. Se reporter aux feuilles de profils des sols et de fiches techniques d'essai ci-jointes pour retrouver des détails spécifiques sur le profil de sol rencontré à l'emplacement des puits d'essai et des trous de sondage.

Des photographies sélectionnées et annexées à cet ouvrage ont été prises au cours de nos inspections sur place des conditions de sous-sol rencontrées à l'emplacement des puits d'essai.

À l'emplacement des trous de sondage BH 2, BH 5, BH 7, BH 10 et BH 13, le noyau de l'assise rocheuse était constitué de pierre calcaire grise. Si l'on se fonde sur les valeurs « RQD » des échantillons de noyaux récupérés, la partie supérieure et constituant le premier mètre supérieur de l'assise rocheuse présente une variation dans sa qualité, passant de médiocre à très médiocre. L'on nota que le restant de l'assise rocheuse passait d'une qualité médiocre à excellente. Des photographies de l'assise rocheuse récupérée sont annexées au présent rapport sous forme de lettre.

Comme suite au programme d'échantillonnage, l'on remarqua que tous les trous de sondage et puits d'essai étaient secs. Les niveaux de la nappe aquifère sont assujettis à des fluctuations saisonnières et pourraient changer au moment de la construction.

De plus et toujours en se fondant sur la cartographie géologique disponible, l'assise rocheuse est constituée de pierre calcaire de la Formation Lindsay et l'on s'attend à ce qu'elle varie entre 0 et 5 mètres de profondeur à l'intérieur de la zone du présent site.

3.0 Évaluation géotechnique

Si l'on se fonde sur nos constatations, l'on s'attend à ce que le mur périphérique proposé puisse être supporté par des empattements (semelles) conventionnels et peu profonds, qui devront être coulés directement sur l'assise rocheuse ou sur un coussin granulaire, à répandre sur une surface approuvée d'appui au sol. Si l'on se fonde sur la sous-face courante du niveau de l'empattement (semelle), il est sous-entendu ici que la grande majorité de la fondation murale périphérique se prolongera d'au moins 300 mm plus bas que la surface de l'assise rocheuse existante. À noter aussi que l'assise rocheuse à surface saine, exempte de fissures et de joints de boue d'importance et à l'état approuvé par le Consultant en géotechnique au moment des travaux d'excavation sera considérée comme n'étant pas susceptible au gel. Par conséquent, la fondation murale périphérique ne nécessitera aucune autre protection additionnelle contre le gel comme moyen de compensation en rapport avec le recouvrement de sol réduit, là où le tout est directement assis sur une surface d'appui constituée d'une assise rocheuse à surface saine et approuvée.

L'on recommande que les empattements (semelles) proposés soient aménagés avec une couche de recouvrement de sol d'au moins 900 mm d'épaisseur et ce, pour s'assurer qu'une protection adéquate contre le gel soit prévu aux endroits où l'on rencontre du sol au niveau du sous-sol. Plus encore, il est aussi recommandé que l'empattement (semelle) proposé soit coulé par dessus un coussin granulaire d'au moins 300 mm d'épaisseur, ce coussin devant être constitué de pierre concassée et granulaire de catégorie A, à damer jusqu'à concurrence de 98 p. 100 de la densité standard et maximale à sec. Aux endroits où l'on rencontrera une assise rocheuse au niveau du sous-sol ou à une élévation plus élevée, le coussin de remblayage granulaire recommandé ne sera pas requis.

Les recommandations de conception annotées ci-avant et d'autres précautions de construction font l'objet de discussions dans les sections suivantes.

Travaux de terrassement du site, travaux préparatoires et enlèvement de l'assise rocheuse

L'asphalte, la terre végétale et d'autres remblais délétères comme les remblais à concentration de matières organiques devraient être dépouillés depuis la sous-face de toutes les structures sensibles aux effets d'affaissement et ce, comme dans le cas de la structure murale proposée.

À moins de spécifications contraires, du remblai placé pour des travaux de terrassement en dessous de la structure murale proposée devrait être constitué de remblai granulaire importé et propre, comme dans le cas d'un remblai granulaire de type II et de catégorie A ou B de l'« OPSS » (« Ontario Provincial Standard Specifications »). Et ledit remblai devrait être éprouvé et approuvé avant son expédition au chantier. Le remblai devrait être répandu en couches d'au plus 300 mm d'épaisseur et damé jusqu'à concurrence de 98 p. 100 de la densité standard et modifiée à sec.

Le remblai existant et non spécifié de même que du sol de type excavé sur place peuvent être répandus comme constituant du remblai d'aménagement paysager général, là où l'affaissement de la surface du sol s'avère de moindre importance. Ces matériaux devraient être répandus en minces couches et damés à tout le moins par la circulation de l'appareillage servant à les répandre et ce, afin de minimiser les vides. Si le répandage de ces matériaux est prévu pour accroître le niveau du sous-sol à l'intérieur de superficies ou de zones à chausser, le matériau de remblai devrait alors être damé en couches d'au plus 300 mm d'épaisseur et ce, en fonction d'une densité correspondant au moins à 95 p. 100 de la densité Proctor standard et maximale à sec.

Si l'on se fonde sur la qualité de l'assise rocheuse rencontrée dans le voisinage, l'on s'attend peut-être à avoir à utiliser une dameuse à houe (« hoe-ramming ») pour enlever l'assise rocheuse.

À titre de ligne directrice générale, la vitesse de crête des particules (mesurée à l'emplacement des structures) ne devrait pas dépasser 2 mm/s au cours de l'enlèvement de l'assise rocheuse et ce, afin de réduire les risques d'endommagement des structures existantes.

Conception des fondations

Des empattements (semelles) coulés sur un coussin stabilisé d'au moins 300 mm d'épaisseur, par dessus une surface d'appui en remblai de sable limoneux approuvé par le Consultant en géotechnique, peuvent être conçus en se servant d'une valeur de résistance d'appui aux états-limites de service de **100 kPa** et d'une valeur de résistance d'appui pondérée fonction d'états-limites ultimes de **175 kPa** et ce, en introduisant aussi un facteur de résistance géotechnique de valeur correspondant à 0,5.

L'on recommande que le coussin de remblayage stabilisé soit constitué de pierre concassée à granulométrie A, damé à 98 p. 100 de la densité Proctor standard et maximale à sec et répandu en couches à l'état meuble de 300 mm d'épaisseur au plus. En outre, l'on recommande aussi que le sous-sol existant en sable limoneux soit assujéti à un cylindrage ou à un roulage d'essai, en se servant d'équipement à cylindres vibreurs de format adéquat et en passant cet équipement à plusieurs reprises et ce, alors que les conditions sont sèches et que la température est au-dessus du point de congélation. Toute surface dont la performance s'avère médiocre devrait être enlevée et remplacée par l'emploi de remblai stabilisé, comme dans le cas du remblai granulaire de type II et de catégorie A ou B, avec une valeur de damage à 98 p. 100 de la densité Proctor standard et maximale à sec.

Une surface d'appui de sol acceptable correspond à une surface à partir de laquelle toute la terre végétale et tous les matériaux délétères comme du sol meuble, gelé ou dérangé et ce, sur place ou non, ont été enlevés, alors qu'à l'état sec et avant le coulage du béton pour des empattements (semelles).

Les empattements conçus en se servant de la valeur de résistance d'appui à l'état-limite de service pour les sols annotés ci-avant seront respectivement assujettis à des affaissements de 25 mm et de 20 mm, selon qu'il s'agit d'affaissements potentiels de post-construction, exprimés en valeurs totales et en valeurs différentielles.

Les structures supportées par sous-empattement à partir d'un produit de support quelconque se doivent d'être aménagées avec un support latéral adéquat et ce, en rapport avec les excavations et les différents niveaux de fondation. Un support latéral adéquat est prévu à l'emplacement d'un produit de support de sol lorsqu'un plan se prolongeant à l'horizontale et à la verticale à partir de la sous-face de l'empattement (semelle) et à valeur de 1,5 unité à l'horizontale pour chaque unité à la verticale ne passe qu'à travers le sol sur place ou du remblai stabilisé et dont la capacité correspond au moins à celle du sol sur place.

Les empattements (semelles) coulés sur une surface d'assise rocheuse en pierre calcaire saine, de surface et à l'état propre peuvent être conçus en se servant d'une valeur de résistance d'appui fonction de l'état-limite de service de **500 kPa** et d'une valeur de résistance d'appui pondérée fonction de l'état-limite ultime de **1 000 kPa** et ce, toujours en incorporant un facteur de résistance géotechnique correspondant à 0,5 unité.

Par surface d'appui d'assise rocheuse saine, de surface et à l'état propre, il faut entendre une surface exempte de matières meubles; en outre, cette surface ne devrait présenter ni fissures de surface, ni vides, ni fissures ni joints ouverts qui pourraient être détectés par le sondage de la surface à l'aide d'un marteau brise-roche.

Les empattements conçus par l'emploi de la valeur de la résistance d'appui annotée ci-avant et fonction de l'état-limite de service prescrit et placés au-dessus d'une surface d'assise rocheuse seront assujettis à des affaissements de valeur négligeable.

Conception de pièces d'ancrage dans le roc

À l'intérieur des zones où l'épaisseur de l'empattement (semelle) est réduite en raison de l'élévation de l'assise rocheuse, l'on recommande le montage d'une série de pièces d'ancrage dans le roc et ce, afin d'offrir une compensation par rapport à la valeur de résistance réduite. Si l'on se fonde sur les calculs de la société John G. Cooke & Associates (JCAL), il faut comprendre ici le besoin de conception de pièces d'ancrage et (ou) de goujons dans le roc, ce besoin étant fondé sur une exigence de charge de 10 kN/m. Les recommandations ci-après de conception et de montage ont été rédigées pour tenir compte de cette exigence de charge de 10 kN/m. Un goujon dans le roc, avec une longueur d'enfoncement d'au moins 1 200 mm en dessous de la surface du roc, devrait être monté à chaque 2 mètres le long de la section murale en cause. Si l'on se fonde sur une valeur de liaisonnement pondérée de 1 000 kPa, il faut alors prévoir une longueur fixe de 900 mm, avec une longueur à l'état libre de 300 mm (plus la longueur supplémentaire au-dessus de l'assise rocheuse dans l'empattement ou la semelle).

Pour tenir compte de ce qui suit, la section de barre de filetage recommandée est considérée comme étant acceptable et ce, fonction d'une pondération établie à partir d'une capacité d'état-limite ultime de 20 kN :

Acier à cote correspondant à 517 MPa ($F_u = 517$ MPa; $F_y = 415$ MPa).

Acier d'armature « Dywidag #8 », de nuance 75 et conforme à la norme ASTM A615.

Barre de filetage de 25 mm (1 po.) de diamètre ($A_s = 510$ mm²).

Valeur pondérée maximale, fonction d'une capacité d'état-limite ultime = $0,90 A_s F_y = 210$ kN (selon le « DSI »).

Les goujons devront recevoir une double protection contre la corrosion (« DCP »).

Coulis. Coulis cimentaire non rétrécissant et non métallique, à résistance compressive d'au moins 35 MPa. Le trou foré devrait offrir un recouvrement de coulis d'au moins 25 mm autour de la protection double contre la corrosion, nécessitant ainsi une grosseur de forage de 25 mm de diamètre. Les goujons devraient être de fabrication en atelier et présenter une double protection contre la corrosion (« DCP »). Ceci implique le montage en atelier d'un fourreau ondulé par dessus l'acier et ce, à l'intérieur de la longueur liaisonnée ou fixe ainsi que d'un fourreau lisse dans la portion dégagée ou non liaisonnée, le fourreau en soi devant être rempli de coulis.

Nettoyer les trous forés par nettoyage rapide et les faire inspecter par le Consultant géotechnicien.

À noter que la longueur ou profondeur de goujon prévue correspond à la portion noyée du goujon dans le roc et ce, en dessous de la surface de l'assise rocheuse. Une longueur additionnelle de goujon à roc sera requise et ce, en conformité avec les recommandations de la société JCAL, à l'intérieur de l'empattement (semelle) mural proposé.

Conception offrant une protection contre les tremblements de terre

Les fondations pour le mur proposé peuvent être conçues par l'emploi d'une réaction sismique d'emplacement de catégorie correspondant à la **Cote C** et ce, selon les définitions à ce sujet dans le tableau 4.1.8.4.A de la version de 2012 du Code de construction de l'Ontario (OBC). Les sols sous-jacents du site ne sont pas susceptibles à la liquéfaction.

Protection des empattements (semelles) contre le gel

L'on se devrait de noter que l'assise rocheuse de surface à l'état sain, exempte de fissures et de joints de boue importants et telle qu'approuvée par le Consultant géotechnicien au moment des travaux d'excavation sera considérée comme une assise non susceptible au gel. Par conséquent, la fondation du mur périphérique ne nécessitera aucune autre protection contre le gel comme compensation au recouvrement de sol réduit, là où elle sera directement coulée sur une surface approuvée d'appui en assise rocheuse saine.

Des empattements (semelles) non chauffés à l'extérieur, comme dans le cas de ceux pour la structure murale proposée et tels qu'assis sur une surface d'appui de sol sont sujets à des déplacements délétères provoqués par l'action du gel. Voici donc les recommandations à suivre pour leur assurer une protection adéquate contre le gel :

- ❑ Un recouvrement de sol d'au moins 900 mm devrait être présent entre le terrassement définitif et la sous-face du niveau de l'empattement (semelle).
- ❑ Une épaisseur ou une couche d'au moins 300 mm d'épaisseur de pierre concassée et à granulométrie de cote A devrait être placée à l'emplacement de l'empattement (semelle) proposé.

Pressions latérales de la terre

L'on s'attend à ce que les conditions puissent être bien représentées si l'on sous-entend que le sol retenu est constitué d'un matériau ayant un angle de friction interne de 40 degrés et un poids unitaire à l'état drainé de 20 kN/m³. Un angle de friction d'interface de 30 degrés entre le mur et le matériau de remblai est applicable dans le cas des paramètres susmentionnés. Aux fins du calcul de conception, deux conditions distinctes doivent être examinés, soit les conditions statique et sismique. Les paramètres pour les calculs de conception en fonction de ces deux (2) conditions sont présentés dans les pages qui suivent.

Pressions statiques de la terre

Du point de vue des conditions statiques, il s'avère possible de concevoir les murs par l'emploi d'une distribution de pression de terre ayant une valeur de résistance maximale à même la partie inférieure du mur qui est égale à $K_o \gamma H$, où :

- K_o - Coefficient de la pression de la terre au repos = 0,35
- γ - Poids du remblai à l'unité = 20 kN/m³
- H - Hauteur du remblai retenu contre le mur, en m

Il est sous-entendu que l'on anticipe une valeur différentielle de niveau de 300 mm au plus le long du mur périphérique. Par contre et en raison de la surface de sol en inclinaison le long du côté de pente du mur, l'on recommande de concevoir le tout en fonction d'une valeur différentielle de niveau de 600 mm au moins et ce, afin d'offrir une compensation par rapport à la pression de terre réduite et conséquente de la surface du sol en pente.

Une pression additionnelle et ayant une magnitude correspondant $K_o q$ et agissant dans toute la hauteur du mur doit être ajoutée à la représentation schématique susmentionnée et ce, pour n'importe quelle charge en surcharge (formule q (kPa) qui pourrait être appliquée ou placée au niveau de la surface du sol, à côté du mur.

Les pressions de terre réelles pourraient être de valeurs supérieures à ce qui correspond à une situation de terre « au repos » si, durant la compaction ou le damage des matériaux de remblai, l'on ne prend pas soin de garder l'équipement de damage à une distance d'au moins 0,3 mètre des murs.

Pressions sismiques de la terre

Les conditions de charge sismique ont une influence sur les pressions de la terre, du fait qu'elles exercent une pression contre les structures de retenue de la terre au cours d'événements sismiques. À Ottawa, l'accélération maximale du sol (« PGA ») correspond à la valeur 0,32 et ce, selon la version de 2012 du Code de construction de l'Ontario (« OBC »).

La magnitude des pressions sismiques de la terre contre une structure dépend de la flexibilité relative de la structure. De façon générale, des murs de retenue isolés et de type autonome sont assez flexibles pour qu'on les considère comme étant des structures de retenue de la terre à valeur de « fléchissement ».

L'on peut évaluer la totalité de la force active de la terre agissant contre un mur assujéti à des conditions sismiques par l'emploi d'une approche pseudo-statique, fondée sur la méthode « Mononobe-Okabe » (méthode « M-O »). L'intensité sismique est représentée par un coefficient sismique à l'horizontale et d'identification k_h . Pour ce qui est des structures à fléchissement, l'on peut atteindre la valeur du k_h par l'apport d'une moitié de l'accélération maximale du sol. À noter que l'on sous-entend que le coefficient sismique vertical présente une valeur correspondant à zéro.

L'on se sert de la méthode « M-O » pour calculer la totalité de la pression active de la terre (P_{AE}). La force résultante est alors séparée en composant statique et actif (P_A) et en composant sismique, comme suit : (ΔP_{AE}).

L'on peut calculer la totalité de la pression active de la terre (P_{AE}) en se servant de la formule $0,5K_{AE} \gamma H^2$, où :

- K_{AE} - Coefficient de pression dynamique et active de la terre. Pour ce qui est des conditions antérieurement énoncées, la valeur du K_{AE} correspond à 0,3.
- γ - Poids unitaire du remblai, selon le sol retenu pertinent (kN/m^3).
- H - Hauteur du mur (m).

L'on peut calculer le composant statique (P_A), par l'utilisation de la formule $0,5K_A \gamma H^2$ ci-après, où :

- K_A = Coefficient de pression dynamique et active de la terre, de valeur 0,2.
- γ = Poids unitaire du remblai, selon le sol retenu pertinent (kN/m^3).
- H = Hauteur du mur (m).

Le composant sismique et dynamique (ΔP_{AE}) peut être calculé à l'aide de la formule suivante : $\Delta P_{AE} = P_{AE} - P_A$.

Le composant statique (P_A) correspond à une distribution conventionnelle de pression et de forme triangulaire, avec la valeur résultante se trouvant à un point élevé à la valeur $H/3$ et ce, à partir de l'assise murale. La réaction du composant sismique (ΔP_{AE}) se trouve aussi dans la hauteur du mur, à un point correspondant à environ $0,6H$ à partir de l'assise murale.

Si l'on se fonde sur ce qui précède, l'action de la pression active totale (P_{AE}) se fera sentir en hauteur, selon la formule suivante :

$$h = \{P_A(H/3) + \Delta P_{AE}(0,6H)\} / P_{AE}$$

Les pressions de terre calculées ne sont pas pondérées. Dans le cas de l'état-limite ultime, les charges de pression de terre se doivent d'être pondérées comme s'il s'agissait de surcharges et ce, en conformité avec la version de 2012 du Code de construction de l'Ontario (« OBC »).

Résistance au glissement

La résistance de cisaillement à l'horizontale par rapport au glissement des empattements (semelles) coulés sur une surface d'assise rocheuse ou sur une épaisseur d'isolant rigide par dessus du remblai granulaire peut être calculée en se servant de facteurs (de friction) de résistance au cisaillement à l'horizontale de 0,6 et de 0,4 respectivement.

Structure de la chaussée

Une fois les travaux de réfection du mur terminés, l'on s'attend à ce que soit rétabli le sentier existant et à fini en béton asphaltique. Et pour ce sentier, l'on recommande l'emploi de la structure de chaussée proposée dans le Tableau 1.

Tableau 1 – Structure recommandée pour la chaussée – Sentier piétonnier	
Épaisseur, en mm	Description du matériau
50	COUCHE D'USURE - HL-3 ou 12,5mm de béton asphaltique « Superpave »
300	ASSISE – En pierre concassée, à granulométrie A de l'OPSS
SOUS-SOL – Le sol sur place, du remblai ou du matériau granulaire de cote B et de type II de l'OPSS, à placer par dessus le sol sur place ou le remblai.	

Pour le projet en cours, l'on se devrait d'utiliser le ciment asphaltique dont la cote de performance (« PG ») minimale correspond à : (PG) 58-34. S'ils se développent des points faibles dans le sous-sol au cours des opérations de damage ou par suite du trafic de construction, l'emplacement des zones affectées doivent être creusés et remplacer le tout par ce qui suit : matériau granulaire de catégorie B et de type II de l'« OPSS ».

Les couches constituant le sous-sol et l'assise granulaire de chaussée devraient être répandues en épaisseurs d'au plus 300 mm, ces épaisseurs devant être damées par la suite, jusqu'à concurrence d'au moins 98 p. 100 de la densité Proctor standard et maximale à sec et ce, par l'emploi d'appareils de damage appropriés.

Travaux d'excavation le long de pentes latérales

Les pentes latérales des excavations dans les matériaux de couverture devraient faire l'objet d'un creusage jusqu'à concurrence de pentes acceptables et ce, depuis le début des travaux d'excavation jusqu'à ce que la structure soit remblayée. Ici, l'on suppose qu'il y aura suffisamment d'espace disponible pour que la plus grande partie des travaux d'excavation fasse l'objet d'une construction fondée sur l'emploi de méthodes à ciel ouvert; en d'autres termes, l'on parle ici d'excavations non supportées.

Les pentes latérales d'excavation qui se trouvent au-dessus du niveau de la nappe aquifère et qui se prolongent dans une profondeur maximale de 3 mètres devraient faire l'objet d'un creusage correspondant tout au plus à 1 unité à l'horizontale pour chaque unité à la verticale. Une pente moins profonde est requise lorsqu'il s'agit de travaux d'excavation en dessous du niveau de la nappe aquifère. Selon la Loi sur la santé et la sécurité en milieu de travail et les Règlements régissant des projets de construction, le sol constituant la surface sous-jacente est considéré comme étant essentiellement composé de sol de types 2 et 3.

Il ne faudrait pas empiler directement le sol excavé sur la partie supérieure des excavations et l'on se devrait de garder l'équipement lourd à distance sûre ou sécuritaire des limites des excavations.

Les pentes de plus de 3 mètres en hauteur devraient être assujetties à des inspections périodiques de la part du Consultant géotechnicien et ce, afin de détecter si elles présentent des signes de détresse ou de dommages importants.

Contrôle des eaux souterraines

Afin d'empêcher de déranger les produits constituant l'assise des fondations, l'Entrepreneur se devrait d'être prêt à éloigner l'eau de toutes les surfaces d'appui et de tous les ouvrages en sous-sol et ce, peu importe d'où l'eau provient.

Si l'on tient compte du niveau d'assise anticipé, le taux d'infiltration d'eau souterraine dans l'excavation par voie du terrain de recouvrement devrait être de faible valeur. L'on s'attend à ce qu'un pompage assuré par des puisards de type ouvert sera suffisant pour contrôler l'influx d'eau souterraine depuis les parties latérales des excavations.

S'il fallait pomper une quantité d'eau supérieure à 50 000 litres par jour au cours de la phase de construction, un permis temporaire du Ministère de l'environnement sera alors requis pour le pompage de l'eau, ce permis de prise d'eau étant identifié comme suit :- Permis de prélèvement d'eau.

Travaux de construction en hiver

Des précautions nécessaires advenant le besoin de réaliser les présents travaux en hiver doivent être tenues en compte.

Aux endroits où il faut réaliser des travaux d'excavation à proximité de structures existantes qui pourraient être dérangées de façon négative par suite de conditions de gel, des prescriptions dans le document du contrat pour ainsi protéger les parois des excavations contre l'action du gel et ce, selon la pertinence, devraient être établies.

Advenant la réalisation de travaux de construction lorsque les températures ambiantes se trouvent en valeur négative ou en dessous de zéro degré, la strate d'assise devrait être protégée contre le gel et ce, en se servant de paille, d'éléments chauffants au gaz propane et de toiles protectrices ou de tout autre moyen approprié. L'assise proprement dite des excavations devrait être isolée contre des températures négatives et ce, immédiatement après leur exposition et jusqu'au moment de l'apport de chauffage adéquat jusqu'au bâtiment et de la protection adéquate des empattements (semelles) et ce, par l'apport d'un recouvrement de sol suffisant pour empêcher la congélation du niveau constituant l'assise.

Le creusage de tranchées et la construction de chaussées s'avèrent difficiles à réaliser par temps de gel et ce, sans introduire de gel dans le sous-sol ni dans les murs ni dans les ouvrages constituant le fond des excavations. Les mesures de précaution nécessaires lors de la réalisation d'activités de la sorte par temps de gel devraient être prises. D'autres renseignements pourraient être prévus à ce sujet, le cas échéant.

4.0 Recommendations

Un programme de services d'essai et d'observation des matériaux constitue une exigence pour que soient en mesure d'être appliquées les fiches techniques de conception des fondations. Et les aspects ci-après du programme devraient relever du Consultant en géotechnique et ce, selon ce qui suit :

- ☐ Observation de toutes les surfaces d'appui avant le coulage du béton.
- ☐ Échantillonnage et épreuve du béton et des matériaux de remblayage.
- ☐ Dans la mesure d'une pertinence, observation périodique de l'état des pentes latérales d'excavation qui ne comportent aucun support et dont la hauteur est supérieure à 3 mètres.
- ☐ Observation de tous les ouvrages en sous-sol avant les opérations de remblayage après excavation.
- ☐ Essais de densité à mener sur place, pour ainsi déterminer le niveau de damage ou de compaction atteint.

Sur demande, il se peut qu'un rapport confirmant la réalisation des travaux en conformité avec les recommandations soit émis pour faire suite à la réalisation de l'épreuve des matériaux et à un programme d'observation relevant du Consultant en géotechnique.

5.0 Énoncé en matière de restrictions

Les recommandations dans le présent rapport sont conformes à ce que la société Paterson croit comprendre de ce qui est demandé pour le projet en cours. Et ces recommandations devraient être passées en revue une fois le devis et les dessins du projet terminés.

La présente enquête géotechnique correspond à un échantillonnage limité du site. À la rencontre de toute condition sur place qui diffère de celles aux points d'essais, la société Paterson exige qu'on l'avertisse immédiatement, afin de lui permettre d'évaluer ses recommandations à nouveau.

Le présent rapport ne s'applique qu'au projet décrit dans ce document. L'utilisation de ce rapport à des fins autres que celles décrites ici-même ou par une personne ou des personnes autres que celles de la société Robertson Martin ou de personnes la représentant n'est pas autorisée sans que la présente société (la société Paterson) n'examine l'applicabilité de nos recommandations en rapport avec l'emploi modifié du rapport.

Votre tout dévoué,

Paterson Group Inc.



Joe Forsyth, P.Eng



David J. Gilbert, P.Eng

Pièces jointes

- ☐ Feuilles donnant le profil du sol et des fiches techniques d'essai
- ☐ Symboles et modalités
- ☐ Photographies de puits d'essai et de noyaux dans le roc
- ☐ Figure 1 – Plan clé
- ☐ Dessin PG3172-1 – Plan donnant l'emplacement des puits d'essai

SOIL PROFILE AND TEST DATA

**Geotechnical Investigation
Proposed North Perimeter Wall Rehabilitation Phase 3
Parliament Hill, Ottawa, Ontario**

FILE NO. PG3172

HOLE NO. BH 1

DATE April 24, 2014

SOIL DESCRIPTION	STRATA PLOT	SAMPLE				DEPTH (m)	ELEV. (m)	Pen. Resist. Blows/0.3m ● 50 mm Dia. Cone				Piezometer Construction
		TYPE	NUMBER	RECOVERY %	N VALUE or RQD			○ Water Content %				
								20	40	60	80	
GROUND SURFACE						0	86.75					
Asphaltic concrete	0.05											
FILL: Dark brown silty sand with stone dust	0.60	SS	1	53	50+							
End of Borehole												
Practical refusal to augering at 0.60m depth												
(BH dry upon completion)												

20 40 60 80 100

Shear Strength (kPa)

▲ Undisturbed △ Remoulded

SOIL PROFILE AND TEST DATA

**Geotechnical Investigation
Proposed North Perimeter Wall Rehabilitation Phase 3
Parliament Hill, Ottawa, Ontario**

DATUM	Ground surface elevations at the test hole locations were surveyed by Paterson Group personnel and referenced to a geodetic datum based on topographical information
REMARKS	supplied by Adam Kasprzak Surveying.

FILE NO. PG3172

HOLE NO. **BH 2**

BORINGS BY CME 55 Power Auger

DATE April 25, 2014

SOIL DESCRIPTION	STRATA PLOT	SAMPLE				DEPTH (m)	ELEV. (m)	Pen. Resist. Blows/0.3m ● 50 mm Dia. Cone				Piezometer Construction
		TYPE	NUMBER	RECOVERY %	N VALUE or RQD			○ Water Content %				
								20	40	60	80	
GROUND SURFACE						0	87.05					
25mm Asphaltic concrete over crushed stone												
0.23												
FILL: Brown silty sand with gravel, trace clay		AU	1									
0.63												
		RC	1	83	39	1	86.05					
BEDROCK: Grey limestone with shale partings throughout												
- upper 0.9m noted to be weathered												
		RC	2	100	97	2	85.05					
2.92												
End of Borehole (BH dry upon completion)												

20 40 60 80 100

Shear Strength (kPa)

▲ Undisturbed △ Remoulded

SOIL PROFILE AND TEST DATA

**Geotechnical Investigation
Proposed North Perimeter Wall Rehabilitation Phase 3
Parliament Hill, Ottawa, Ontario**

FILE NO. PG3172

HOLE NO. **BH 3**

DATE April 24, 2014

[illegible]

SOIL PROFILE AND TEST DATA

**Geotechnical Investigation
Proposed North Perimeter Wall Rehabilitation Phase 3
Parliament Hill, Ottawa, Ontario**

FILE NO. PG3172

HOLE NO. **BH 4**

DATE April 24, 2014

SOIL DESCRIPTION	STRATA PLOT	SAMPLE				DEPTH (m)	ELEV. (m)	Pen. Resist. Blows/0.3m ● 50 mm Dia. Cone				Piezometer Construction
		TYPE	NUMBER	RECOVERY %	N VALUE or RQD			○ Water Content %				
								20	40	60	80	
GROUND SURFACE												
25mm Asphaltic concrete over crushed stone mixed with silty sand	0.20	AU	1			0	87.18					
FILL: Loose to compact, brown silty sand with gravel, trace cobbles		SS	2	42	8							
		SS	3	35	50+	1	86.18					
End of Borehole	1.42											
Practical refusal to augering at 1.42m depth (BH dry upon completion)												

20 40 60 80 100

Shear Strength (kPa)

▲ Undisturbed △ Remoulded

SOIL PROFILE AND TEST DATA

**Geotechnical Investigation
Proposed North Perimeter Wall Rehabilitation Phase 3
Parliament Hill, Ottawa, Ontario**

FILE NO. PG3172

HOLE NO. **BH 5**

DATE April 25, 2014

SOIL DESCRIPTION	STRATA PLOT	SAMPLE				DEPTH (m)	ELEV. (m)	Pen. Resist. Blows/0.3m ● 50 mm Dia. Cone				Piezometer Construction
		TYPE	NUMBER	RECOVERY %	N VALUE or RQD			○ Water Content %				
								20	40	60	80	
GROUND SURFACE												
Asphaltic concrete	0.05					0	87.32					
FILL: Crushed stone	0.23											
FILL: Brown silty sand with gravel, trace clay and cobbles	0.76	AU	1									
						1	86.32					
		RC	1	97	15							
BEDROCK: Grey limestone with shale partings and occasional calcite in-filled fractures						2	85.32					
		RC	2	100	100							
						3	84.32					
End of Borehole (BH dry upon completion)	3.12											

20 40 60 80 100

Shear Strength (kPa)

▲ Undisturbed △ Remoulded

SOIL PROFILE AND TEST DATA

**Geotechnical Investigation
Proposed North Perimeter Wall Rehabilitation Phase 3
Parliament Hill, Ottawa, Ontario**

FILE NO. PG3172

HOLE NO. **BH 6**

DATE April 24, 2014

[illegible]

SOIL PROFILE AND TEST DATA

**Geotechnical Investigation
Proposed North Perimeter Wall Rehabilitation Phase 3
Parliament Hill, Ottawa, Ontario**

DATUM	Ground surface elevations at the test hole locations were surveyed by Paterson Group personnel and referenced to a geodetic datum based on topographical information
REMARKS	supplied by Adam Kasprzak Surveying.

FILE NO. PG3172

HOLE NO. **BH 7**

BORINGS BY CME 55 Power Auger

DATE April 25, 2014

[illegible]

SOIL PROFILE AND TEST DATA

**Geotechnical Investigation
Proposed North Perimeter Wall Rehabilitation Phase 3
Parliament Hill, Ottawa, Ontario**

FILE NO. PG3172

HOLE NO. **BH 8**

DATE April 24, 2014

[illegible]

SOIL PROFILE AND TEST DATA

**Geotechnical Investigation
Proposed North Perimeter Wall Rehabilitation Phase 3
Parliament Hill, Ottawa, Ontario**

FILE NO. PG3172

HOLE NO. **BH 9**

DATE April 24, 2014

SOIL DESCRIPTION	STRATA PLOT	SAMPLE				DEPTH (m)	ELEV. (m)	Pen. Resist. Blows/0.3m ● 50 mm Dia. Cone				Piezometer Construction
		TYPE	NUMBER	RECOVERY %	N VALUE or RQD			○ Water Content %				
								20	40	60	80	
GROUND SURFACE						0	87.78					
Asphaltic concrete 0.05		AU	1									
FILL: Crushed stone with silty sand 0.20												
		SS	2	42	35							
FILL: Dense, brown silty sand with gravel and cobbles												
		SS	3	75	50+							
0.91												
End of Borehole												
Practical refusal to augering at 0.91m depth												
(BH dry upon completion)												

20 40 60 80 100

Shear Strength (kPa)

▲ Undisturbed △ Remoulded

SOIL PROFILE AND TEST DATA

**Geotechnical Investigation
Proposed North Perimeter Wall Rehabilitation Phase 3
Parliament Hill, Ottawa, Ontario**

DATUM	Ground surface elevations at the test hole locations were surveyed by Paterson Group personnel and referenced to a geodetic datum based on topographical information
REMARKS	supplied by Adam Kasprzak Surveying.

FILE NO. PG3172

HOLE NO. **BH10**

BORINGS BY CME 55 Power Auger

DATE April 25, 2014

SOIL DESCRIPTION	STRATA PLOT	SAMPLE				DEPTH (m)	ELEV. (m)	Pen. Resist. Blows/0.3m ● 50 mm Dia. Cone				Piezometer Construction
		TYPE	NUMBER	% RECOVERY	N VALUE or RQD			○ Water Content %				
								20	40	60	80	
GROUND SURFACE												
25mm Asphaltic concrete over crushed stone	[Pattern]	AU	1			0	-87.69					
FILL: Brown silty sand with gravel, trace cobbles	[Pattern]	AU	2									
BEDROCK: Grey limestone with shale partings throughout - upper 1 m noted to be weathered with occasional mud seams	[Pattern]	RC	1	92	22	1	-86.69					
	[Pattern]	RC	2	100	72	2	-85.69					
End of Borehole (BH dry upon completion)						3	-84.69					

20 40 60 80 100

Shear Strength (kPa)

▲ Undisturbed △ Remoulded

SOIL PROFILE AND TEST DATA

**Geotechnical Investigation
Proposed North Perimeter Wall Rehabilitation Phase 3
Parliament Hill, Ottawa, Ontario**

FILE NO. PG3172

HOLE NO. BH11

DATE April 24, 2014

[illegible]

SOIL PROFILE AND TEST DATA

**Geotechnical Investigation
Proposed North Perimeter Wall Rehabilitation Phase 3
Parliament Hill, Ottawa, Ontario**

FILE NO. PG3172

HOLE NO. **BH12**

DATE April 24, 2014

SOIL DESCRIPTION	STRATA PLOT	SAMPLE				DEPTH (m)	ELEV. (m)	Pen. Resist. Blows/0.3m ● 50 mm Dia. Cone				Piezometer Construction
		TYPE	NUMBER	RECOVERY %	N VALUE or RQD			○ Water Content %				
								20	40	60	80	
GROUND SURFACE						0	87.61					
25mm Asphaltic concrete over crushed stone with silty sand	0.13	AU	1									
FILL: Brown silty sand with gravel, some clay, trace cobbles		AU	2									
	0.63											
End of Borehole												
Practical refusal to augering at 0.63m depth (BH dry upon completion)												

20 40 60 80 100

Shear Strength (kPa)

▲ Undisturbed △ Remoulded

SOIL PROFILE AND TEST DATA

**Geotechnical Investigation
Proposed North Perimeter Wall Rehabilitation Phase 3
Parliament Hill, Ottawa, Ontario**

FILE NO. PG3172

HOLE NO. **BH13**

DATE April 24, 2014

[illegible]

SOIL PROFILE AND TEST DATA

**Geotechnical Investigation
Proposed North Perimeter Wall Rehabilitation Phase 3
Parliament Hill, Ottawa, Ontario**

FILE NO. PG3172

HOLE NO. **TP 1A**

DATE April 16, 2014

[illegible]

SOIL PROFILE AND TEST DATA

Geotechnical Investigation
Proposed North Perimeter Wall Rehabilitation Phase 3
Parliament Hill, Ottawa, Ontario



DATUM Ground surface elevations at the test hole locations were surveyed by Paterson Group personnel and referenced to a geodetic datum based on topographical information
REMARKS supplied by Adam Kasprzak Surveying.

FILE NO.
PG3172

HOLE NO.
TP 2A

BORINGS BY Backhoe

DATE April 16, 2014

SOIL DESCRIPTION	STRATA PLOT	SAMPLE				DEPTH (m)	ELEV. (m)	Pen. Resist. Blows/0.3m ● 50 mm Dia. Cone				Piezometer Construction
		TYPE	NUMBER	RECOVERY %	N VALUE or RQD			○ Water Content %				
								20	40	60	80	
GROUND SURFACE						0	86.86					
FILL: Crushed stone with silty sand												
0.20												
FILL: Brown silty sand with gravel and cobbles, some organics												
0.65												
End of Test Pit												
TP terminated on bedrock surface at 0.65m depth												
(TP dry upon completion)												

SOIL PROFILE AND TEST DATA

**Geotechnical Investigation
Proposed North Perimeter Wall Rehabilitation Phase 3
Parliament Hill, Ottawa, Ontario**

FILE NO. PG3172

HOLE NO. TP 3B

DATE April 16, 2014

SOIL DESCRIPTION	STRATA PLOT	SAMPLE				DEPTH (m)	ELEV. (m)	Pen. Resist. Blows/0.3m ● 50 mm Dia. Cone				Piezometer Construction
		TYPE	NUMBER	% RECOVERY	N VALUE or RQD			○ Water Content %				
								20	40	60	80	
GROUND SURFACE						0	86.99					
Asphaltic concrete	0.05											
FILL: Crushed stone	0.13											
FILL: Brown silty sand with gravel, trace cobbles												
	0.51											
End of Test Pit												
TP terminated on bedrock surface at 0.51m depth												
Stone block pavers were encountered at ground surface along east side of test pit												
(TP dry upon completion)												

20 40 60 80 100

Shear Strength (kPa)

▲ Undisturbed △ Remoulded

SOIL PROFILE AND TEST DATA

**Geotechnical Investigation
Proposed North Perimeter Wall Rehabilitation Phase 3
Parliament Hill, Ottawa, Ontario**

FILE NO. PG3172

HOLE NO. **TP 4A**

DATE April 16, 2014

[illegible]

SOIL PROFILE AND TEST DATA

**Geotechnical Investigation
Proposed North Perimeter Wall Rehabilitation Phase 3
Parliament Hill, Ottawa, Ontario**

FILE NO. PG3172

HOLE NO. **TP 5B**

DATE April 16, 2014

[illegible]

SOIL PROFILE AND TEST DATA

**Geotechnical Investigation
Proposed North Perimeter Wall Rehabilitation Phase 3
Parliament Hill, Ottawa, Ontario**

DATUM	Ground surface elevations at the test hole locations were surveyed by Paterson Group personnel and referenced to a geodetic datum based on topographical information
REMARKS	supplied by Adam Kasprzak Surveying.

FILE NO. PG3172

HOLE NO. TP 6A

BORINGS BY Backhoe

DATE April 16, 2014

[illegible]

SOIL PROFILE AND TEST DATA

**Geotechnical Investigation
Proposed North Perimeter Wall Rehabilitation Phase 3
Parliament Hill, Ottawa, Ontario**

FILE NO. PG3172

HOLE NO. **TP 7B**

DATE April 16, 2014

SOIL DESCRIPTION	STRATA PLOT	SAMPLE				DEPTH (m)	ELEV. (m)	Pen. Resist. Blows/0.3m ● 50 mm Dia. Cone				Piezometer Construction
		TYPE	NUMBER	RECOVERY %	N VALUE or RQD			○ Water Content %				
GROUND SURFACE								20	40	60	80	
25mm Asphaltic concrete over crushed stone						0	87.67					
0.13												
FILL: Brown silty sand with gravel, trace cobbles												
0.71												
End of Test Pit												
TP terminated on weathered bedrock surface at 0.71m depth (TP dry upon completion)												

20406080100

Shear Strength (kPa)

▲ Undisturbed △ Remoulded

SOIL PROFILE AND TEST DATA

**Geotechnical Investigation
Proposed North Perimeter Wall Rehabilitation Phase 3
Parliament Hill, Ottawa, Ontario**

DATUM	Ground surface elevations at the test hole locations were surveyed by Paterson Group personnel and referenced to a geodetic datum based on topographical information
REMARKS	supplied by Adam Kasprzak Surveying.

FILE NO. PG3172

HOLE NO. **TP 8A**

BORINGS BY Backhoe

DATE April 16, 2014

SOIL DESCRIPTION	STRATA PLOT	SAMPLE				DEPTH (m)	ELEV. (m)	Pen. Resist. Blows/0.3m ● 50 mm Dia. Cone				Piezometer Construction
		TYPE	NUMBER	RECOVERY %	N VALUE or RQD			○ Water Content %				
GROUND SURFACE								20	40	60	80	
25mm Asphaltic concrete over crushed stone - rootlets noted throughout	0.25					0	87.78					
FILL: Brown silty sand with gravel, cobbles, trace clay	0.76											
End of Test Pit												
TP terminated on bedrock surface at 0.76m depth (TP dry upon completion)												

20406080100

Shear Strength (kPa)

▲ Undisturbed △ Remoulded

SOIL PROFILE AND TEST DATA

**Geotechnical Investigation
Proposed North Perimeter Wall Rehabilitation Phase 3
Parliament Hill, Ottawa, Ontario**

FILE NO. PG3172

HOLE NO. **TP 9C**

DATE April 16, 2014

[illegible]

SOIL PROFILE AND TEST DATA

Geotechnical Investigation
Proposed North Perimeter Wall Rehabilitation Phase 3
Parliament Hill, Ottawa, Ontario

DATUM Ground surface elevations at the test hole locations were surveyed by Paterson Group personnel and referenced to a geodetic datum based on topographical information
REMARKS supplied by Adam Kasprzak Surveying.

FILE NO.
PG3172

HOLE NO.
TP10B

BORINGS BY Backhoe

DATE April 16, 2014

SOIL DESCRIPTION	STRATA PLOT	SAMPLE				DEPTH (m)	ELEV. (m)	Pen. Resist. Blows/0.3m ● 50 mm Dia. Cone				Piezometer Construction
		TYPE	NUMBER	RECOVERY %	N VALUE or RQD			○ Water Content %				
								20	40	60	80	
GROUND SURFACE						0	87.83					
Asphaltic concrete	0.05											
FILL: Crushed stone with silty sand	0.18											
FILL: Brown silty sand with gravel												

SOIL PROFILE AND TEST DATA

Geotechnical Investigation
Proposed North Perimeter Wall Rehabilitation Phase 3
Parliament Hill, Ottawa, Ontario

DATUM Ground surface elevations at the test hole locations were surveyed by Paterson Group personnel and referenced to a geodetic datum based on topographical information
REMARKS supplied by Adam Kasprzak Surveying.

FILE NO.
PG3172

HOLE NO.
TP11A

BORINGS BY Backhoe

DATE April 16, 2014

SOIL DESCRIPTION	STRATA PLOT	SAMPLE				DEPTH (m)	ELEV. (m)	Pen. Resist. Blows/0.3m ● 50 mm Dia. Cone				Piezometer Construction
		TYPE	NUMBER	RECOVERY %	N VALUE or RQD			○ Water Content %				
								20	40	60	80	
GROUND SURFACE						0	87.87					
Asphaltic concrete	0.05											
FILL: Crushed stone with silty sand												
	0.18											

SOIL PROFILE AND TEST DATA

Geotechnical Investigation
Proposed North Perimeter Wall Rehabilitation Phase 3
Parliament Hill, Ottawa, Ontario

DATUM Ground surface elevations at the test hole locations were surveyed by Paterson Group personnel and referenced to a geodetic datum based on topographical information
REMARKS supplied by Adam Kasprzak Surveying.

FILE NO.
PG3172

HOLE NO.
TP12D

BORINGS BY Backhoe

DATE April 16, 2014

SOIL DESCRIPTION	STRATA PLOT	SAMPLE				DEPTH (m)	ELEV. (m)	Pen. Resist. Blows/0.3m ● 50 mm Dia. Cone				Piezometer Construction
		TYPE	NUMBER	RECOVERY %	N VALUE or RQD			○ Water Content %				
								20	40	60	80	
GROUND SURFACE						0	87.84					
Asphaltic concrete	0.05											
FILL: Crushed stone with silty sand												
	0.53											
FILL: Brown silty sand with gravel, cobbles, trace clay												
	1.12					1	86.84					
End of Test Pit												
TP terminated on bedrock surface at 1.12m depth												
A portion of the existing tunnel is exposed within the east side of test pit at 300mm depth												
(TP dry upon completion)												
								20	40	60	80	100
								Shear Strength (kPa)				
								▲ Undisturbed △ Remoulded				

SOIL PROFILE AND TEST DATA

**Geotechnical Investigation
Proposed North Perimeter Wall Rehabilitation Phase 3
Parliament Hill, Ottawa, Ontario**

FILE NO. PG3172

HOLE NO. **TP13B**

DATE April 16, 2014

SOIL DESCRIPTION	STRATA PLOT	SAMPLE				DEPTH (m)	ELEV. (m)	Pen. Resist. Blows/0.3m ● 50 mm Dia. Cone				Piezometer Construction
		TYPE	NUMBER	RECOVERY %	N VALUE or RQD			○ Water Content %				
								20	40	60	80	
GROUND SURFACE						0	87.71					
25mm Asphaltic concrete over crushed stone with silty sand												
----- 0.18												
FILL: Brown silty sand with gravel, trace clay and cobbles												
----- 0.59												
End of Test Pit												
TP terminated on bedrock surface at 0.59m depth												
(TP dry upon completion)												

20406080100

Shear Strength (kPa)

▲ Undisturbed △ Remoulded

SOIL PROFILE AND TEST DATA

**Geotechnical Investigation
Proposed North Perimeter Wall Rehabilitation Phase 3
Parliament Hill, Ottawa, Ontario**

FILE NO. PG3172

HOLE NO. **TP14C**

DATE April 16, 2014

SOIL DESCRIPTION	STRATA PLOT	SAMPLE				DEPTH (m)	ELEV. (m)	Pen. Resist. Blows/0.3m ● 50 mm Dia. Cone				Piezometer Construction
		TYPE	NUMBER	RECOVERY %	N VALUE or RQD			○ Water Content %				
GROUND SURFACE								20	40	60	80	
25mm Asphaltic concrete over crushed stone with silty sand						0	87.70					
----- 0.18												
FILL: Brown silty sand with gravel, cobbles, trace clay												
----- 0.91												
End of Test Pit												
TP terminated on top of concrete tunnel at 0.91m depth (TP dry upon completion)												

20 40 60 80 100

Shear Strength (kPa)

▲ Undisturbed △ Remoulded

SOIL PROFILE AND TEST DATA

**Geotechnical Investigation
Proposed North Perimeter Wall Rehabilitation Phase 3
Parliament Hill, Ottawa, Ontario**

FILE NO. PG3172

HOLE NO. **TP15B**

DATE April 16, 2014

[illegible]

SOIL PROFILE AND TEST DATA

**Geotechnical Investigation
Proposed North Perimeter Wall Rehabilitation Phase 3
Parliament Hill, Ottawa, Ontario**

FILE NO. PG3172

HOLE NO. **TP16E**

DATE April 16, 2014

[illegible]

SOIL PROFILE AND TEST DATA

Geotechnical Investigation
Proposed North Perimeter Wall Rehabilitation Phase 3
Parliament Hill, Ottawa, Ontario

DATUM Ground surface elevations at the test hole locations were surveyed by Paterson Group personnel and referenced to a geodetic datum based on topographical information
REMARKS supplied by Adam Kasprzak Surveying.

FILE NO.
PG3172

HOLE NO.
TP19A

BORINGS BY Backhoe

DATE April 16, 2014

SOIL DESCRIPTION	STRATA PLOT	SAMPLE				DEPTH (m)	ELEV. (m)	Pen. Resist. Blows/0.3m ● 50 mm Dia. Cone				Piezometer Construction	
		TYPE	NUMBER	RECOVERY %	N VALUE or RQD			○ Water Content %					
								20	40	60	80		
GROUND SURFACE						0	88.65						
Asphaltic concrete	0.05												
FILL: Crushed stone with silty sand	0.20												
FILL: Brown silty sand with gravel, trace clay and cobbles	0.58												
End of Test Pit													
TP terminated on bedrock surface at 0.58m depth (TP dry upon completion)													
								20	40	60	80	100	
								Shear Strength (kPa)					
								▲ Undisturbed △ Remoulded					

SOIL PROFILE AND TEST DATA

Geotechnical Investigation
Proposed North Perimeter Wall Rehabilitation Phase 3
Parliament Hill, Ottawa, Ontario

DATUM Ground surface elevations at the test hole locations were surveyed by Paterson Group personnel and referenced to a geodetic datum based on topographical information
REMARKS supplied by Adam Kasprzak Surveying.

FILE NO.
PG3172

HOLE NO.
TP20B

BORINGS BY Backhoe

DATE April 16, 2014

SOIL DESCRIPTION	STRATA PLOT	SAMPLE				DEPTH (m)	ELEV. (m)	Pen. Resist. Blows/0.3m ● 50 mm Dia. Cone				Piezometer Construction
		TYPE	NUMBER	RECOVERY %	N VALUE or RQD			○ Water Content %				
								20	40	60	80	
GROUND SURFACE						0	87.76					
Asphaltic concrete	0.05											
FILL: Crushed stone	0.20											
FILL: Brown silty sand	0.38											
FILL: Brown silty sand with gravel and roots	0.71											
End of Test Pit												
TP terminated on bedrock surface at 0.71m depth (TP dry upon completion)												

SYMBOLES ET TERMINOLOGIE

DESCRIPTION DES SOLS

Les propriétés du comportement, comme la structure et la résistance, ont préséance sur la granulométrie des particules lorsqu'on décrit les sols. Voici la terminologie qui décrit la structure des sols :

Desséché	-	présentant des signes visibles de météorisation par l'oxydation des minéraux argileux, des fissures de retrait, etc.
Fissuré	-	présentant des fissures et, donc, une structure polyédrique
Varvé	-	composé de couches alternantes régulières de limon et d'argile
Stratifié	-	composé de couches alternantes de différents types de sol, p. ex., du limon et du sable ou du limon et de l'argile
Bien gradué	-	possédant une gamme étendue de calibres de grain et des quantités importantes de tous les calibres intermédiaires de particules (voir « Granulométrie »).
À granulométrie uniforme	-	possédant surtout des grains d'un seul calibre (voir « Granulométrie »).

Le terme normalisé pour décrire la résistance des sols pulvérulents est « densité relative ». On déduit habituellement celle-ci à partir du coefficient N obtenu lors de l'essai de pénétration normalisé, dont l'acronyme anglais est SPT. Le coefficient N du SPT correspond au nombre de coups d'un mouton de 63,5 kg tombant de 760 mm qui sont nécessaires pour enfoncer un échantillonneur à cuillère à fente d'un diamètre extérieur de 51 mm 300 mm dans le sol après une pénétration initiale de 150 mm.

Densité relative	Coefficient N	Densité relative (%)
Très meuble	< 4	< 15
Meuble	4-10	15-35
Compact	10-30	35-65
Dense	30-50	65-85
Très dense	> 50	> 85

Le terme normalisé pour décrire la résistance des sols cohérents est « consistance », qui repose sur la résistance au cisaillement sans consolidation à l'état non perturbé, mesurée par des essais au scissomètre sur place ou en laboratoire, des essais au pénétromètre, des essais de compression non confinée ou, occasionnellement, des essais de pénétration normalisés.

Consistance	Résistance au cisaillement sans consolidation (kPa)	Coefficient N
Très meuble	< 12	< 2
Meuble	12-25	2-4
Ferme	25-50	4-8
Glaizeux	50-100	8-15
Très glaiseux	100-200	15-30
Dur	> 200	> 30

SYMBOLES ET TERMINOLOGIE (suite)

DESCRIPTION DES SOLS (suite)

On peut aussi classifier les sols cohérents en fonction de leur « sensibilité ». Il s'agit du rapport entre la résistance au cisaillement sans consolidation du sol à l'état non perturbé et la résistance au cisaillement sans consolidation à l'état remanié.

La terminologie employée pour la description des strates de sol en fonction de la texture ou de la proportion des calibres de particule présents dans le sol se trouve dans le tableau de classification texturale des sols qui se situe à la fin de la trousse de renseignements.

DESCRIPTION DES ROCHES

La description structurale de la masse du substratum rocheux repose sur la désignation de la qualité de la roche, dont l'acronyme anglais est « RQD ».

La classification RQD repose sur le pourcentage de récupération d'une carotte modifiée dans laquelle tous les morceaux de carotte saine d'une longueur supérieure à 100 mm sont comptés comme étant de la récupération. On considère que les morceaux plus petits résultent de discontinuités très proches (engendrées par le cisaillement, la fissuration, la formation de failles ou la météorisation) dans la masse rocheuse. Ils ne sont pas comptés. Idéalement, la RQD est déterminée à partir d'une carotte de calibre NXL. Cependant, on peut y faire appel pour des carottes de plus petit calibre, comme BX, si la plus grande partie des fractures causées par les pressions de forage (appelées « ruptures mécaniques ») se distinguent facilement des fractures normales sur place.

RQD (%)	QUALITÉ DE LA ROCHE
90-100	Excellente, intacte, très saine
75-90	Bonne, massive, modérément fissurée ou saine
50-75	Passable, polyédrique et veinée, fracturée
25-50	Mauvaise, fragmentée et très veinée ou polyédrique, gravement fracturée
0-25	Très mauvaise, écrasée, très gravement fracturée

TYPES D'ÉCHANTILLONS

SS	-	Échantillon prélevé avec une cuillère à fente (obtenu lors de l'exécution de l'essai de pénétration normalisé [SPT])
TW	-	Échantillon prélevé avec un tube à paroi mince ou tube de Shelby
PS	-	Échantillon prélevé avec un piston
AU	-	Échantillon prélevé avec une tarière ou échantillon en vrac
WS	-	Échantillon prélevé par lavage
RC	-	Carotte rocheuse (carotte de calibre AXT, BXL, etc.). On obtient les carottes rocheuses à l'aide de couronnes à diamants normalisées.

SYMBOLES ET TERMINOLOGIE (suite)

GRANULOMÉTRIE

MC %	-	Teneur en humidité naturelle ou en eau de l'échantillon (%)
LL	-	Limite liquide (%) (teneur en eau au-dessus de laquelle le sol se comporte comme un liquide)
PL	-	Limite de plasticité (%) (teneur en eau au-dessus de laquelle le sol adopte un comportement plastique)
PI	-	Indice de plasticité (%) (différence entre la LL et la PL)
Dxx	-	Calibre de grain lorsque xx % du sol est constitué, selon le poids, de grains de calibres plus fins. On n'utilise pas ces descriptions de calibres de grains à un calibre inférieur à 0,075 mm
D10	-	Calibre de grain lorsque 10 % du sol est constitué de grains plus fins (calibre réel du grain)
D60	-	Calibre de grain lorsque 60 % du sol est constitué de grains plus fins
Cc	-	Coefficient de concavité = $(D_{30})^2 / (D_{10} \times D_{60})$
Cu	-	Coefficient d'uniformité = D_{60} / D_{10}

Le Cc et le Cu servent à évaluer le calibre des sables et des graviers.

Cc et Cu des graviers bien calibrés : $1 < Cc < 3$ et $Cu > 4$

Cc et Cu des sables bien calibrés : $1 < Cc < 3$ et $Cu > 6$

Les sables et les graviers qui ne respectent pas les exigences ci-dessus sont mal calibrés ou calibrés uniformément.

Les coefficients Cc et Cu ne peuvent pas servir à la description des sols qui renferment plus de 10 % de limon et d'argile (plus de 10 % de grains d'un calibre plus fin que 0,075 mm ou que celui d'un tamis n° 200)

ESSAI DE CONSOLIDATION

p'_o	-	Contrainte géostatique réelle à la profondeur de l'échantillon
p'_c	-	Contrainte de préconsolidation de (la pression antérieure maximale sur) l'échantillon
Ccr	-	Indice de recompression (aux pressions inférieures à p'_c)
Cc	-	Indice de compression (aux pressions supérieures à p'_c)
Indice SC		Indice de surconsolidation = p'_c / p'_o
Indice des vides		Indice des vides initial de l'échantillon = volume des vides / volume des solides
Wo	-	Teneur en eau initiale (au début de l'essai de consolidation)

ESSAI DE PERMÉABILITÉ

k	-	Le coefficient de perméabilité ou de conductivité hydraulique est une mesure de la capacité de l'eau à couler à travers l'échantillon. La valeur k est mesurée à un poids unitaire précis pour les échantillons de sol pulvérulent (remanié), parce qu'elle varie avec le poids unitaire ou la densité de l'échantillon durant l'essai.
---	---	---

SYMBOLS AND TERMS (continued)

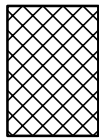
STRATA PLOT



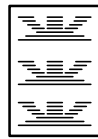
Topsoil



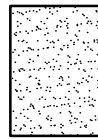
Asphalt



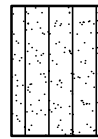
Fill



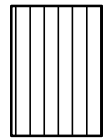
Peat



Sand



Silty Sand



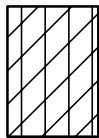
Silt



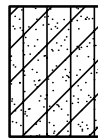
Sandy Silt



Clay



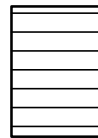
Silty Clay



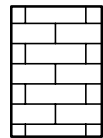
Clayey Silty Sand



Glacial Till



Shale



Bedrock

MONITORING WELL AND PIEZOMETER CONSTRUCTION

MONITORING WELL CONSTRUCTION



PIEZOMETER CONSTRUCTION



Test Pit and Rock Core Photographs - NPW Rehabilitation - Phase 3



Photo 1 – Silty sand fill at base of test pit along with the existing perimeter wall foundation exposed at TP 1A.



Photo 2 – Existing foundation of monument structure exposed along east side of test pit at TP 3B.

Test Pit and Rock Core Photographs - NPW Rehabilitation - Phase 3



Photo 3 - Soil profile along north side of test pit and existing wall foundation exposed at TP 7A.



Photo 4 - Exposed foundation wall and top of tunnel at TP 9C.

Test Pit and Rock Core Photographs - NPW Rehabilitation - Phase 3



Photo 5 - Exposed corner of existing tunnel within east portion of TP 12D.



Photo 6 - Excavated sidewall at TP 14C.

Test Pit and Rock Core Photographs - NPW Rehabilitation - Phase 3



Photo 7 - Grey limestone bedrock cored between 0.6 to 2.9 m depth at BH 2.



Photo 8 - Grey limestone bedrock cored between 0.8 to 3.1 m depth at BH 5.

Test Pit and Rock Core Photographs - NPW Rehabilitation - Phase 3



Photo 9 - Grey limestone bedrock cored between 0.9 to 3.1 m depth at BH 7.



Photo 10 - Grey limestone bedrock cored between 0.6 to 3.0 m depth at BH 10.

Test Pit and Rock Core Photographs - NPW Rehabilitation - Phase 3



Photo 11 - Grey limestone bedrock cored between 1.1 to 3.2 m depth at BH 13.

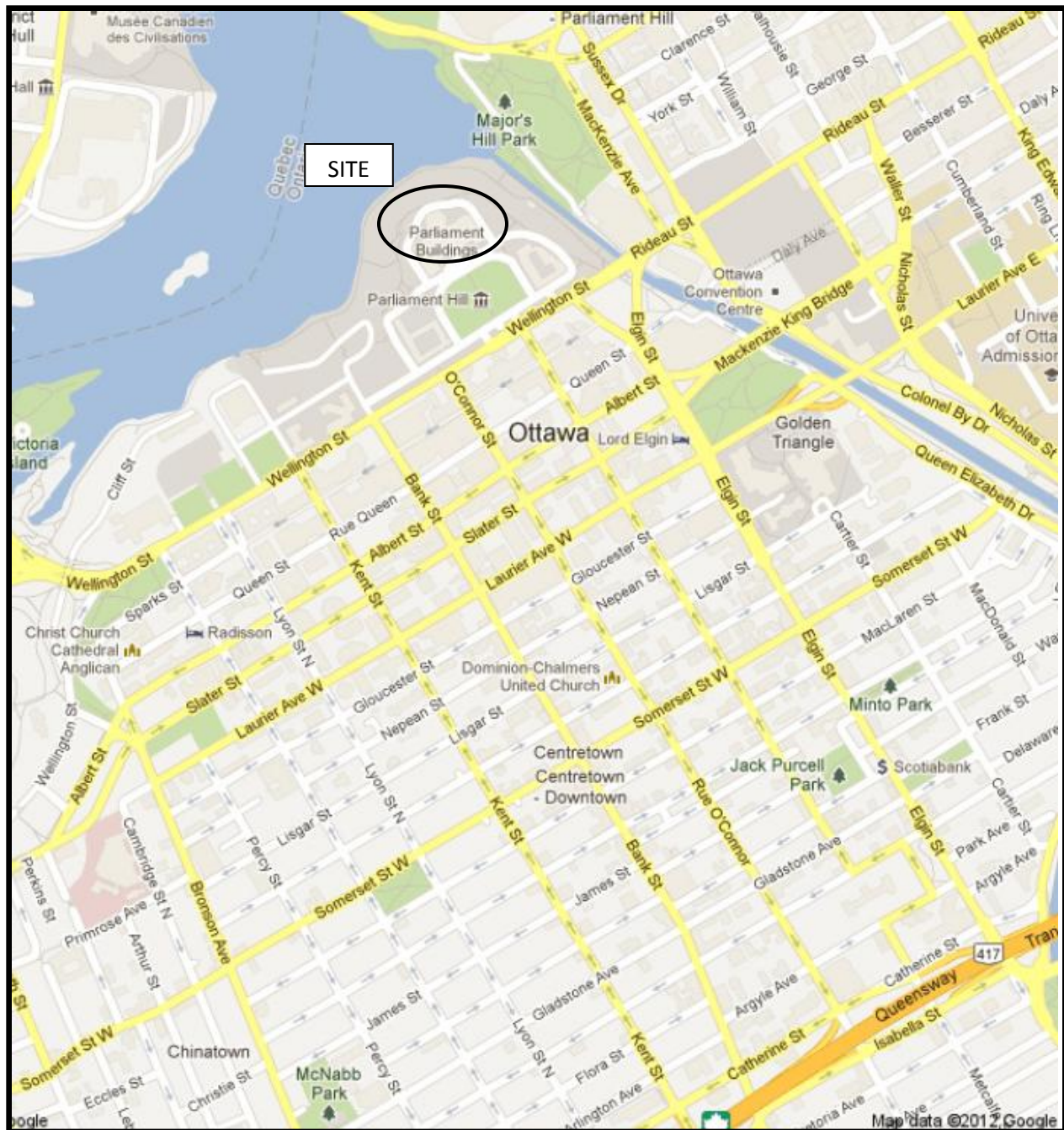


FIGURE 1
KEY PLAN

