

PARTIE 2 : ÉTUDE GÉOTECHNIQUE

**RAPPORT L-05-1086
ÉTUDE DE STABILITÉ
SITE D'ENFOUISSEMENT SANITAIRE
MAGOG, QUÉBEC
7 septembre 2005
pour
Envir-Eau Inc.**

PRESENTED TO:

**Envir-Eau Inc.
160, boul. de l'Hôpital
Bureau 204
Gatineau (Québec) J8T 8J1**

Attention: M. André D'Astous

TABLE DES MATIÈRES

1.0	INTRODUCTION.....	1
2.0	DESCRIPTION DES TRAVAUX.....	1
3.0	DESCRIPTION DES SOLS.....	2
3.1	Till.....	2
3.2	Roc.....	3
4.0	nappe phréatique	3
5.0	ANALYSE ENVironnementALE	4
6.0	ANALYSES EN LABORATOIRE.....	4
7.0	CONCLUSION	5
7.1	Capacité portante et analyse de tassement	5
7.2	Liquéfaction.....	5
7.3	Analyse de soulèvement par pression hydrostatique.....	5
7.4	Analyse de stabilité	6

ANNEXE 1 Plan de localisation

ANNEXE 2 Rapports de forage et des puits d'exploration

ANNEXE 3 Essais en laboratoire

ANNEXE 4 Analyses de stabilité

1.0 INTRODUCTION

À l'intérieur du projet du nouveau site d'enfouissement sanitaire pour la compagnie Intersan à Magog, Québec, Journeaux, Bédard & Assoc. Inc. a été mandaté par Envir-Eau Inc. pour effectuer une étude géotechnique. L'étude avait pour but d'établir la stabilité à court terme et long terme du dépotoir.

Le nouveau site d'enfouissement se trouve au sud-est du dépotoir existant. Le terrain est généralement en pente de l'est à l'élévation 292.5 m vers à l'élévation 275 m. La moitié ouest de l'empreinte est un boisé. L'empreinte du site est d'environ 350 m x 290 à 350 m avec une élévation maximum de 314 m, soit 20 à 31 mètres au-dessus du terrain existant.

2.0 DESCRIPTION DES TRAVAUX

Une série de six (6) forages a été effectuée à l'aide d'une foreuse de type CME 75 montée sur chenilles qui utilise des tarières évidées de 4 pouces de diamètre intérieur. Les forages ont été effectués sur le périmètre du nouveau site et ils ont été descendus jusqu'au refus de la tarière.

Les dépôts meubles ont été échantillonnés avec une cuillère fendue de 38 mm de diamètre intérieur.

2.0 DESCRIPTION DES TRAVAUX (suite)

La détermination de la nappe d'eau souterraine ne faisait pas partie de notre mandat. Envir-Eau a installé eux-mêmes des puits d'observation dans plusieurs de leurs forages.

Tous les forages ont été arpentés par Envir-Eau et les résultats sont indiqués sur notre plan de localisation No. L1086-1 présenté à l'Annexe 1.

Une série de sept (7) puits d'exploration ont également été creusés sur le périmètre du site pour établir la densité en place des sols. Les mesures de densité ont été effectuées avec une jauge portative nucléaire de type Troxler 3440. Ces puits ont été excavés avec une rétro-excavatrice CAT 335.

3.0 DESCRIPTION DES SOLS

Les sols en place sont généralement les mêmes sur tout le site, soit une mince couche (150 à 300 mm) de matériau organique suivie d'un till silteux, sablonneux jusqu'au roc, soit à 2 à 10 mètres de profondeur (Annexe 2).

3.1 Till

Une couche de till a été identifiée de la surface jusqu'à 2 à 10 mètres de profondeur.

3.0 DESCRIPTION DES SOLS (suite)

3.1 Till (suite)

Ce dépôt de till est gris, silteux, sablonneux, contenant certaines zones argileuses, avec gravier, cailloux et blocs.

Le dépôt de till a une teneur en eau variant de 8.5 à 16%. La couche est généralement compacte dans la partie supérieure (zone de gel) (indices de pénétration standard N de 10 à 23 coups par pieds d'enfoncement) mais devient très dense en profondeur (indices de pénétration standard N de 25 à 100 coups par pied).

3.2 Roc

Le till repose directement sur le roc composé de formation d'ardoise avec fort pendage. Le roc est à 2 mètres de profondeur dans la partie sud-ouest du site et la surface remonte vers le nord-est où on retrouve le roc à l'élévation 280 m sous une profondeur de 16 mètres de till.

4.0 NAPPE PHRÉATIQUE

Une nappe perchée a été trouvée dans la couche organique lors des travaux de chantier. La nappe phréatique se situe en proximité du changement de couleur de brune à grise du sol, soit à 1.5 à 3 mètres sous la surface du terrain existant.

5.0 ANALYSE ENVIRONNEMENTALE

Notre mandat n'incluait pas une analyse environnementale afin de vérifier la présence de contamination selon le protocole du MENV. Par contre, lors des travaux, aucune contamination visuelle ou par odeur n'a été détectée.

6.0 ANALYSES EN LABORATOIRE

À l'intérieur du projet, des teneurs en eau et des analyses granulométriques ont été effectuées sur le till in-situ. Les résultats sont présentés à l'Annexe 3. Dans le but d'établir la densité relative du dépôt in-situ, ces résultats ont été comparés avec un essai de compacité (genre Proctor modifié x 2 - 4 couches à 100 coups) pour obtenir un estimé de la densité humide maximale du till. Une densité humide de $2,260 \text{ kg/m}^3$ a été obtenue. Le tableau suivant présente les résultats des essais de densité in-situ en pourcentage de la densité maximum effectuée au laboratoire.

MESURES DE DENSITÉ						
PUITS	DENSITÉ HUMIDE IN-SITU (kg/m^3)			TENEUR EN EAU (%)		
	3'-4'	6'-7'	8'-9'	3'-4'	6'-7'	8'-9'
TP-1	2119 (94%*)			24.1		
TP-2						
TP-3	2226 (98%)	2259 (100%)	2255 (100%)	14.9	10.4	10.6
TP-4			2125 (94%)			11.6
TP-5	2090 (92%)			27.3		
TP-6	2111 (93%)	2157 (95%)		20.6	25.8	
TP-7	2065 (91%)		2139 (95%)	15.8		12.4

*Pourcentage de la densité humide maximum ($2,260 \text{ kg/m}^3$)

6.0 ANALYSES EN LABORATOIRE (suite)

Ces résultats confirment bien la densité très élevée du dépôt surtout en profondeur.

7.0 CONCLUSION

7.1 Capacité portante et analyse de tassement

La capacité portante n'est pas considérée un problème étant donné que le remplissage sera fait très lentement (10 à 15 ans) et que le remblai sera supporté sur une mince couche de till très dense suivie d'un roc incompressible. La charge de conception prévue à pleine hauteur des déchets sera d'environ 650 kPa. Donc des tassements à long terme de l'ordre de 50 à 75 mm sont à prévoir dans le till.

7.2 Liquéfaction

Le till dense est considéré un matériau non susceptible au potentiel de liquéfaction donc le risque est négligeable.

7.3 Analyse de soulèvement par pression hydrostatique

Le till est un matériau peu perméable et dense donc le soulèvement par pression hydrostatique est faible.

Dans le cas d'un roc fissuré et fracturé, le niveau de surpression dans le pire cas peut atteindre un niveau égal à celui dans la partie surélevée du site, soit environ 10 à 15 mètres.

7.0 CONCLUSIONS (suite)

7.3 Analyse de soulèvement par pression hydrostatique (suite)

Seul un drainage du roc au pied de la pente des déchets pourrait abaisser ce niveau. Un système de drainage doit être prévu durant la construction.

Naturellement, le comportement avec les pentes actuelles, surtout au pied du talus, est une indication de la sévérité de ce problème.

7.4 Analyse de stabilité

Des analyses de stabilité ont été effectuées sur la section C (la plus haute) générée par les plans de construction fournis pour l'étude (voir Annexe 4). Les paramètres utilisés pour la stabilité sont les suivants :

	POIDS UNITAIRE HUMIDE (kN/m³)	Ø (degré)	Cu (kPa)
Nouveaux déchets	9.5	15	15
Vieux déchets	15.5	22	18
Till	22.0	35	0
Natte bentonitique non hydratée ¹	15.7	18.4	117.4
Natte bentonitique Hydratée ¹	15.7	3.1	28.9
Interface géomembrane coté lisse / géotextile ²	15.7	30	0
Interface géomembrane coté travaillé / géotextile ²	15.7	23	0

¹ GCL Alternative Liner and Critical Slope Stability – Unique Case History Involving Encapsulated Design Approach, R. Thiel and R. Erickson, Proceedings Sardinia 2001, Tenth International Landfill Symposium, Italy.

² PGI Technical Bulletin, December 1999

7.0 CONCLUSIONS (suite)

7.4 Analyse de stabilité (suite)

Les analyses ont été effectuées avec le logiciel SLOPE/W en utilisant la méthode Price-Morgenstern pour une série de ruptures peu profondes dans les déchets et une série de ruptures profondes dans le till sous-jacent.

Pour la série peu profonde, trois (3) préférentielles de rupture ont été choisies pour représenter une rupture typique des déchets.

L'analyse a été faite pour des conditions drainées et a été répétée en considérant un niveau d'eau à 10 et 15 mètres au-dessus du niveau piézométrique des dépôts meubles pour le pire cas.

Tous les cas ont été évalués pour des conditions statiques et dynamiques en utilisant une charge sismique de 0.20 g établie pour la région selon le Code national du bâtiment.

Le tableau suivant indique les résultats de ces analyses ainsi que les graphiques à l'Annexe 4. Ceux-ci rencontrent les exigences établies par plusieurs organisations gouvernementales et professionnelles au Canada et aux États-unis.

7.0 CONCLUSIONS (suite)

7.4 Analyse de stabilité (suite)

ANALYSE (Section-C Nord)	CHARGE SÉISMIQUE	FACTEUR DE SÉCURITÉ			MINIMUM EXIGÉ SELON L'ÉTAT D'OHIO, É.U.		
		Drainé	En considérant une surpression du niveau piézométrique des dépôts meubles				
À TRAVERS LES REBUTS							
<u>Sans séisme</u>	0 g	3.65	15 mètres	10 mètres	1.5		
Cercle 1 - peu profond			3.31	3.65			
Cercle 2 - profond			4.01	4.88			
Cercle 3 – profondeur moyenne			4.45	4.55			
<u>Avec séisme</u>	0.2 g	1.58	1.44	1.58	1.0		
Cercle 1 - peu profond						1.79	1.77
Cercle 2 - profond						1.70	1.66
Cercle 3 – profondeur moyenne						1.70	1.70
À TRAVERS LE TILL AU NIVEAU DU ROC							
			15 mètres	10 mètres			
Au niveau du roc, sans séisme	0 g	3.60	2.04	2.62	1.5		
Au niveau du roc, avec séisme	0.2 g	1.89	1.14	1.42	1.0		
À TRAVERS LA NATTE BENTONITIQUE							
<u>Non hydratée, sans séisme</u>	0 g	3.66	15 mètres	10 mètres	1.5		
Cercle 1			2.91	3.27			
Cercle 2			3.80	4.19			
Cercle 3			4.57	5.02			
<u>Non hydratée, avec séisme</u>	0.2 g	1.73	1.39	1.56	1.0		
Cercle 1						2.04	1.81
Cercle 2						2.23	1.97
Cercle 3						2.23	1.97
<u>Hydratée, sans séisme</u>	0 g	2.43	1.99	2.24	1.5		
Cercle 1						1.96	1.80
Cercle 2						1.92	1.75
Cercle 3						1.92	1.75
<u>Hydratée, avec séisme</u>	0.2 g	1.15	0.91	1.01	1.0		
Cercle 1						0.81	0.75
Cercle 2						0.71	0.64
Cercle 3						0.71	0.64

7.0 CONCLUSIONS (suite)

7.4 Analyse de stabilité (suite)

ANALYSE	CHARGE SÉISMIQUE	FACTEUR DE SÉCURITÉ			MINIMUM EXIGÉ SELON L'ÉTAT D'OHIO, É.U.
		Drainé	En considérant une supression du niveau piézométrique des dépôts meubles		
INTERFACE GÉOMEMBRANE CÔTÉ LISSE – GÉOTEXTILE					
<u>Sans séisme</u>	0 g		15 mètres	10 mètres	
Cercle 1			2.00	2.48	
Cercle 2			2.45	3.05	
Cercle 3			2.96	3.67	
<u>Avec séisme</u>	0.2 g				
Cercle 1			0.95	1.24	
Cercle 2			1.18	1.41	
Cercle 3			1.30	1.56	
INTERFACE GÉOMEMBRANE CÔTÉ TRAVAILLÉ – GÉOTEXTILE					
<u>Sans séisme</u>	0 g		15 mètres	10 mètres	
Cercle 1			1.91	2.33	
Cercle 2			2.06	2.54	
Cercle 3			2.38	2.93	
<u>Avec séisme</u>	0.2 g				
Cercle 1			0.91	1.15	
Cercle 2			0.97	1.15	
Cercle 3			1.02	1.22	

Pour augmenter le facteur de sécurité pour le cas avec séisme, un drain de pied creusé au roc ou des forages inclinés portés à 20 mètres sous le pied de la pile sont suggérés.

Il est suggéré de protéger la natte bentonitique avec une géomembrane des deux (2) côtés afin d'empêcher l'hydratation de la natte bentonitique durant la construction et de maintenir la stabilité de la pente.

7.0 CONCLUSIONS (suite)

7.4 Analyse de stabilité (suite)

Une natte bentonitique hydratée (teneur en eau de plus de 40 à 50%) résultera en une réduction dramatique de la résistance au cisaillement³. Il est démontré dans la littérature que, sous une tête d'eau continue, l'hydratation d'une natte bentonitique intercalée entre des géomembranes et placée au-dessus une couche de pierre détectrice de fuite réduit le risque d'hydratation à long terme de la natte bentonitique à des niveaux acceptables.

Il est aussi démontré dans la littérature que des membranes géosynthétiques d'argile encapsulées améliorent considérablement la protection environnementale et la stabilité des pentes.

Basé sur un grand nombre d'essais de cisaillement direct, il a été démontré que l'interface de résistance au cisaillement entre les géomembranes et les géotextiles est plus importante du côté lisse de la géomembrane que du côté travaillé (PGI Technical Bulletin, December 1999).

Des bonnes méthodes de construction et un suivi étroit de la construction sont nécessaires pour s'assurer que l'ensemble du projet est mené à bien tel que conçu.

³ GCL Alternative Liner and Critical Slope Stability – Unique Case History Involving Encapsulated Design Approach, R. Thiel and R. Erickson, Proceedings Sardinia 2001, Tenth International Landfill Symposium, Italy.

Nous espérons que ce rapport répond à toutes vos questions. N'hésitez pas à nous contacter pour tout commentaire ou informations supplémentaires.

LAB JOURNEAUX, BÉDARD INC.

Noël L. Journeaux, ing., M.S.C.E., F ASCE

NLJ/cl

\\data-LAB\data\1050\1086\rapport1086.doc