

Rapport final

## Projet d'agrandissement du lieu d'enfouissement sanitaire de Saint-Thomas

Cellule d'enfouissement  
Étude d'ingénierie détaillée



Août 2003

*Rapport final - 05-01241*

---

## **Projet d'agrandissement du lieu d'enfouissement sanitaire de Saint-Thomas**

**Cellule d'enfouissement  
Étude d'ingénierie détaillée**

*Août 2003*

---

CE RAPPORT A ÉTÉ PRÉPARÉ PAR LE PERSONNEL DE  
TECSULT INC. AVEC LA COLLABORATION PARTICULIÈRE  
DES PROFESSIONNELS SUIVANTS :

RÉDACTION :



Luc Demers, ing., M. Sc. A.



Claude Robitaille, ing., M. Ing.



RÉVISION ET APPROBATION :



Ronald Anderson, ing., M. Sc.



	page
1 INTRODUCTION .....	1-1
1.1 Mandat.....	1-1
1.2 Objet du rapport.....	1-1
1.3 Contexte réglementaire.....	1-2
1.4 Localisation et caractéristiques générales du site .....	1-4
1.5 Stratigraphie des sols au site .....	1-5
1.6 Conditions hydrogéologiques au site.....	1-7
2 EXPLOITATION DU LIEU D'ENFOUISSEMENT TECHNIQUE .....	2-1
2.1 Phase d'exploitation provisoire.....	2-1
2.2 Phase d'exploitation principale.....	2-4
3 EXCAVATION DE LA CELLULE .....	3-1
3.1 Général.....	3-1
3.2 Fond d'excavation .....	3-1
3.3 Assèchement des excavations.....	3-4
3.3.1 Pentes périphériques nord et ouest et pente intermédiaire sud .....	3-6
3.3.2 Pente intermédiaire est.....	3-8
3.3.3 Gestion des eaux de pompage .....	3-10
3.4 Pentes d'excavation .....	3-10
3.4.1 Pentes périphériques.....	3-12
3.4.1.1 Conditions piézométriques .....	3-12
3.4.1.2 Résultats .....	3-13
3.4.2 Pentes intermédiaires.....	3-14
3.4.2.1 Propriétés géotechniques des déchets.....	3-15
3.4.2.2 Conditions piézométriques .....	3-16
3.4.2.3 Résultats .....	3-16
3.5 Gestion des sols excavés .....	3-17
4 MISE EN PLACE DES DÉCHETS .....	4-1
4.1 Pente de mise en place des déchets.....	4-1
4.1.1 Propriétés géotechniques des déchets .....	4-2
4.1.2 Conditions piézométriques .....	4-2
4.1.3 Résultats .....	4-3
4.2 Tassements des sols constituant la fondation .....	4-3
4.3 Tassements des déchets .....	4-5
5 CONTRÔLE DES APPORTS EN EAU.....	5-1
5.1 Drainage du fond des sous-cellules .....	5-1
5.1.1 Système temporaire .....	5-2
5.1.2 Système permanent .....	5-3
5.2 Système de drainage des pentes.....	5-4

	page
6	RECOUVREMENT FINAL ET DRAINAGE DE SURFACE ..... 6-1
6.1	Recouvrement final de la cellule ..... 6-1
6.1.1	Profil du recouvrement final ..... 6-1
6.1.2	Caractéristiques du recouvrement final..... 6-1
6.1.3	Mise en place du recouvrement final ..... 6-3
6.1.4	Vérification de la stabilité du recouvrement final ..... 6-4
6.1.5	Vérification de la stabilité globale des pentes de la cellule d'enfouissement ..... 6-5
6.1.5.1	Conditions piézométriques ..... 6-6
6.1.5.2	Analyse dynamique ..... 6-6
6.1.5.3	Résultats ..... 6-7
6.2	Drainage de surface..... 6-7
7	INSTRUMENTATION..... 7-1
7.1	Niveau de la nappe d'eau souterraine à l'intérieur de l'écran périphérique d'étanchéité ..... 7-1
7.2	Niveaux piézométriques dans l'argile silteuse ..... 7-2
7.3	Qualité des eaux souterraines..... 7-3
7.4	Tassements des déchets ..... 7-4
8	PROGRAMME DE SURVEILLANCE ..... 8-1
8.1	Programme de surveillance environnementale de la cellule ..... 8-1
8.2	Suivi des niveaux piézométriques dans l'argile silteuse ..... 8-3
8.3	Suivi des niveaux d'eau dans l'aquifère supérieur..... 8-3
8.4	Suivi des tassements des déchets ..... 8-4
9	RÉFÉRENCES ..... 9-1

ANNEXE A Figures et plans

ANNEXE B Analyses de stabilité des pentes

ANNEXE C Régimes d'écoulement des eaux souterraines

## **1 INTRODUCTION**

### **1.1 Mandat**

Dépôt Rive-Nord Inc. (DRN), exploite un lieu d'enfouissement sanitaire (L.E.S.), dénommé L.E.S. de Saint-Thomas, à Saint-Thomas dans la région de Lanaudière. Le L.E.S. est exploité depuis près de 25 ans et est composé de quatre cellules complétées (cellules C-1, C-2A, C-2B et C-2C) et d'une cellule en exploitation (cellule C-3). Dépôt Rive-Nord Inc. souhaite procéder à l'agrandissement du site actuel et cet agrandissement diffèrera de la façon dont le site a été exploité jusqu'à maintenant. En effet, DRN vise une exploitation «en excavation» et «en surélévation» du site alors que ce dernier a jusqu'à présent été exploité essentiellement «en surélévation» selon le principe d'atténuation naturelle autorisé par le *Règlement sur les déchets solides*. Ce mode d'exploitation est justifié par la présence, en profondeur, d'une couche d'argile imperméable de 40 mètres d'épaisseur environ. La future cellule d'enfouissement nécessitera toutefois un écran périphérique d'étanchéité sur son périmètre compte tenu de la perméabilité relativement élevée du dépôt granulaire sus-jacent à l'argile.

Les services de TECSULT INC. ont donc été retenus par DRN pour effectuer une étude de faisabilité technique visant la sélection du type d'écran périphérique d'étanchéité, déterminer les conditions géotechniques, hydrogéologiques et environnementales du site et, finalement, réaliser l'étude d'ingénierie détaillée de l'écran et de la cellule du projet d'agrandissement du L.E.S. de Saint-Thomas.

### **1.2 Objet du rapport**

Le présent document constitue le rapport de l'étude d'ingénierie détaillée pour l'aménagement de la cellule d'enfouissement. Ce rapport, fait suite au rapport de l'étude géotechnique, hydrogéologique et environnementale du site (TECSULT, août 2003) et au rapport de l'étude d'ingénierie détaillée de l'écran périphérique d'étanchéité (TECSULT, août 2003). Il regroupe toutes les informations pertinentes à la conception et à la réalisation de la cellule d'enfouissement

à l'exception des données et informations reliées au captage et au traitement du lixiviat<sup>1</sup> et du biogaz qui sont présentées dans d'autres rapports.

Ce rapport est divisé en neuf (9) sections dont la présente (section 1) qui introduit le cadre et l'objet du rapport, le contexte réglementaire, la localisation et les caractéristiques générales du site, la stratigraphie ainsi que les conditions hydrogéologiques du site. La section 2 présente la description du scénario d'exploitation prévu pour la nouvelle cellule. La section 3 traite des travaux d'excavation de la cellule alors que la section 4 présente les aspects géotechniques reliés à la mise en place des déchets. Les mesures prévues pour le contrôle des apports en eaux à l'intérieur de la cellule sont décrites à la section 5. La description du recouvrement final et du système de drainage de surface est présentée à la section 6 alors que l'instrumentation du site et le programme de surveillance de la cellule sont respectivement décrits aux sections 7 et 8. La liste complète des références consultées est finalement incluse à la neuvième et dernière section de ce rapport.

### 1.3 Contexte réglementaire

Les opérations actuelles du L.E.S. ont été approuvées en vertu du *Règlement sur les déchets solides* (Q-2, r.3.2). Le site est exploité essentiellement «en surélévation» à cause du niveau relativement élevé de la nappe d'eau souterraine qui limite le niveau d'excavation à proximité de la surface. Considérant la faible vitesse d'écoulement des eaux souterraines et le fait que les eaux de lixiviation sont atténuées de façon naturelle par leur passage dans les couches de sol naturel, aucun système de confinement n'est présentement requis pour le site. Cependant, la poursuite de l'exploitation du site selon la technique actuelle limitera la durée de vie du L.E.S. à moins de deux années supplémentaires. De plus, le projet de *Règlement sur l'élimination des matières résiduelles* (Gazette officielle du Québec, 2000), ci-après appelé Projet de Règlement, est susceptible de remplacer prochainement le *Règlement sur les déchets solides*. Il est clair que

---

<sup>1</sup> Voir rapport « Étude d'ingénierie sommaire – Collecte, traitement et disposition du lixiviat » (TECSULT, août 2003)

le projet d'agrandissement du L.E.S. de Saint-Thomas doit respecter les futures exigences associées à ce Projet de Règlement. Dans le contexte de cette nouvelle réglementation environnementale, la notion de L.E.S. (lieu d'enfouissement sanitaire) est abandonnée au profit du concept de lieu d'enfouissement technique (L.E.T.). Cette modification est accompagnée de nouvelles exigences d'étanchéité pour les horizons sous-jacents aux déchets, soit la présence d'une couche de dépôts meubles imperméables. L'épaisseur de cette couche imperméable, dont la conductivité hydraulique est égale ou inférieure à  $1 \times 10^{-6}$  cm/s, doit être d'au moins 6,0 m. L'article 19 du Projet de Règlement permet cependant l'aménagement d'un écran périphérique d'étanchéité pour compléter l'imperméabilisation d'un L.E.T. lorsque la couche imperméable n'est présente qu'en profondeur. Les caractéristiques principales requises pour cet écran périphérique d'étanchéité sont les suivantes :

- conductivité hydraulique égale ou inférieure à  $1 \times 10^{-6}$  cm/s;
- sommet à la surface du sol;
- largeur minimale d'un mètre;
- ancrage d'au moins un mètre dans la couche imperméable.

L'article 19 permet aussi au promoteur de proposer tout autre système comportant un écran périphérique assurant une efficacité au moins équivalente au système prévu ci-haut. L'article 17 stipule que l'aménagement d'un L.E.T. doit tenir compte des contraintes géotechniques inhérentes aux matériaux naturels et géosynthétiques ainsi que des conditions hydrogéologiques. Pour sa part, l'article 20 définit les conditions dans lesquelles l'imperméabilisation d'un L.E.T. peut être assurée par un système d'imperméabilisation à double niveau de protection (couche d'argile compactée ou géomembrane). Pour un tel système d'imperméabilisation installé dans des dépôts meubles ayant une conductivité hydraulique supérieure à  $5 \times 10^{-5}$  cm/s, tels que ceux présents à la surface du site de DRN, le fond du L.E.T. doit être au-dessus du niveau des eaux souterraines ce qui diminue radicalement la capacité de l'agrandissement du L.E.S. de Saint-Thomas par rapport à la variante avec écran périphérique d'étanchéité étant donné la perte du volume d'enfouissement situé sous ce niveau.

À part ces articles qui traitent de l'étanchéité des L.E.T., il y a un autre article qui est important pour la conception de ces lieux, il s'agit de l'article 24 relatif au captage et traitement des lixiviats.



En effet, l'article 24 prescrit, dans le cas d'un L.E.T. pourvu d'un écran périphérique d'étanchéité, que la hauteur du liquide (lixiviat) susceptible de s'accumuler au fond du lieu ne puisse atteindre le niveau des matières résiduelles enfouies. Ceci impose des conditions très strictes en matière de système de captage et pompage du lixiviat du L.E.T. D'autre part, l'article 28 stipule que les L.E.T. doivent être aménagés de manière à empêcher que les eaux de surface ne soient contaminées par les matières résiduelles ou ne pénètrent dans les zones où celles-ci sont déposées.

Les exigences liées au recouvrement final du L.E.T. sont, quant à elles, définies aux articles 42 et 43 du Projet de Règlement.

Enfin, l'article 78 permet au promoteur une certaine latitude dans la conception de l'aménagement au niveau des matériaux ou des éléments prescrits. Des matériaux ou éléments équivalents peuvent être proposés si la demande est accompagnée d'une attestation démontrant (rapport, étude, analyse, résultat d'analyse) sans équivoque l'efficacité du matériau ou de l'élément proposé. Cette attestation doit être signée par un professionnel qualifié.

#### **1.4 Localisation et caractéristiques générales du site**

Le site de l'agrandissement projeté (aire délimitée par le futur écran périphérique d'étanchéité) est situé sur le lot 389 ainsi que sur une partie des lots 376, 388, 390 et 391 à la limite nord du cadastre de la paroisse Saint-Thomas au nord du rang Saint-Joseph. La localisation et l'état du site de l'agrandissement sont montrés à la figure 1.1<sup>2</sup>.

La partie est du site d'agrandissement est occupée par la cellule 3 actuellement en exploitation. La crête de la cellule 3, déjà remplie dans la partie sud, atteint le niveau 34 m. La partie nord de la cellule 3 non remplie a déjà été excavée jusqu'à environ 1 m au-dessus de la nappe d'eau souterraine et se situe actuellement au niveau 21 m environ.

---

<sup>2</sup> Les figures et les plans sont regroupés à l'annexe A.

Les parties centrale et nord du site sont partiellement exploitées comme sablière. Le centre de compostage est présent au nord-ouest du site d'agrandissement. Le reste du site est soit boisé, soit en friche.

### **1.5 Stratigraphie des sols au site**

Les travaux réalisés dans le cadre de la campagne d'investigation géotechnique, hydrogéologique et environnementale (TECSULT, août 2003), de même que ceux réalisés lors de campagnes antérieures, ont permis de préciser la nature et les propriétés géotechniques des différents matériaux rencontrés sur le site.

Selon les informations tirées de ces campagnes, quatre unités stratigraphiques de dépôts meubles sont présentes sur le site. Pour l'ensemble du site, la séquence stratigraphique à partir de la surface se présente comme suit :

- dépôts deltaïques constitués d'alluvions sableuses et silteuses en surface;
- dépôts de transition constitués d'une alternance de lits d'argile, de silt et de sable;
- dépôts marins constitués d'argile silteuse;
- dépôts glaciaires recouverts par endroit de dépôts fluvio-glaciaires;
- socle rocheux.

Les matériaux d'origine deltaïque au sommet de la séquence stratigraphique sont constitués principalement de sable fin, puis de sable et de silt à partir de 5 à 10 m de profondeur. L'épaisseur de cette couche supérieure, déterminée à partir des descriptions d'échantillons, varie de 17,0 m à 29,0 m sur le site. L'ensemble des analyses granulométriques effectuées sur ces derniers révèlent que les matériaux situés dans la partie supérieure du dépôt correspondent à un sable fin uniforme contenant peu de particules inférieures à 0,08 mm (<12%) pouvant être classé « SP » à « SP-SM » selon le système de classification unifié (USCS). Dans la partie inférieure, le pourcentage plus important de matériaux fins (>12%) permet de classer les sols parmi les sables silteux « SM ».

La couche de transition située entre les dépôts marins en profondeur et les dépôts deltaïques en surface, est constituée d'une alternance de lits de sable, de silt et d'argile d'épaisseur variable. L'épaisseur de cette couche varie entre 6 m et 15 m sur l'ensemble du site. Les résultats des sondages au piézocône jumelés aux résultats d'essais d'identification en laboratoire et aux descriptions visuelles des échantillons prélevés, ont permis de constater que, malgré l'hétérogénéité verticale de cette zone, la partie supérieure de cette dernière pouvait être considérée globalement comme étant un silt sableux « ML » alors que la partie inférieure correspond plutôt à une argile inorganique de plasticité faible à moyenne « CL ».

Les dépôts marins sont constitués d'argile silteuse typique de la mer de Champlain. Il s'agit d'une argile très homogène. Le sommet de cette couche a été localisé à partir des descriptions visuelles et des essais d'identification (limites d'Atterberg, teneurs en eau naturelle et analyses granulométriques) réalisés sur les échantillons prélevés de même qu'avec les résultats des sondages au piézocône réalisés sur le site. Selon ces données, le niveau supérieur de la couche d'argile se situe entre 27 m et 39 m de profondeur sur l'ensemble du site et présente une inclinaison générale du point haut situé au nord-ouest du site vers le point bas situé au sud-est. Le niveau inférieur de cette couche, localisé à partir des observations effectuées lors de la réalisation de forages profonds, varie de 66 m à 82 m de profondeur. Selon le système de classification unifié, la couche de dépôts marins est généralement constituée d'argile inorganique de plasticité élevée « CH ». Seule la partie supérieure de l'argile, en contact avec les dépôts de transition stratifiés, se classe par endroits comme une argile de plasticité moyenne « CL ».

Sous la couche d'argile silteuse, des matériaux d'origine glaciaire ou fluvio-glaciaire complètent la séquence stratigraphique jusqu'au roc. Quelques données tirées de forages profonds jumelées aux levés de sismique réfraction et de sismique réflexion effectués sur le site, indiquent que le toit du roc se situe entre 70 m et 94 m de profondeur pour l'ensemble du site. Son inclinaison est semblable à celle de la couche d'argile, c'est-à-dire orientée vers un point bas situé dans la partie sud-est du site.

Une description détaillée des caractéristiques et des propriétés des matériaux présents sur le site est donnée dans le rapport de l'Étude géotechnique, hydrogéologique et environnementale (TECSULT, août 2003).

## 1.6 Conditions hydrogéologiques au site

Les nombreux sondages réalisés sur le site ont permis de confirmer la présence de trois unités hydrogéologiques distinctes : un aquifère supérieur à nappe libre (nappe phréatique), un aquitard et un aquifère profond sous-jacent (nappe captive).

L'aquifère supérieur correspond aux alluvions deltaïques de surface, composées de sable et de silt ainsi qu'aux dépôts de transition composés de silt argileux, de silt et de sable silteux. Il s'agit d'un aquifère à nappe libre qui se prolonge en profondeur jusqu'aux dépôts marins et dont l'épaisseur d'environ 35 m varie en fonction des fluctuations saisonnières du niveau de la nappe, alimenté directement par l'infiltration venant de la surface. Le suivi piézométrique effectué de l'automne 2001 à l'été 2002 indique que le niveau de la nappe se situe près de la surface du sol et varie généralement entre 1,3 m et 4,8 m de profondeur selon la topographie du terrain. La direction générale d'écoulement des eaux dans l'aquifère supérieur est orientée de l'ouest vers l'est avec un gradient hydraulique horizontal de l'ordre 0,002 à 0,005. Dans la partie supérieure de cet aquifère, la conductivité hydraulique mesurée est de l'ordre de  $7 \times 10^{-3}$  cm/s alors que dans sa partie inférieure elle varie entre  $2 \times 10^{-6}$  et  $1 \times 10^{-4}$  cm/s.

En dessous, les dépôts marins composés d'argile silteuse représentent un horizon imperméable que l'on peut qualifier d'aquitard. La conductivité hydraulique de cet horizon, d'environ 40 m d'épaisseur, est inférieure à  $4 \times 10^{-7}$  cm/s.

Sous ces dépôts marins, les matériaux glaciaires et fluvio-glaciaires ainsi que la partie supérieure du roc, relativement fracturée, constituent un aquifère captif dont l'épaisseur peut être supérieure à 13 m à certains endroits. Les niveaux piézométriques observés dans cet aquifère durant l'été 2002 indiquent que ceux-ci se situent entre 5 m et 7 m de profondeur sous la surface du terrain.

Une description détaillée des conditions hydrogéologiques rencontrées sur le site est présentée dans le rapport de l'Étude géotechnique, hydrogéologique et environnementale (TECSULT, août 2003).

## 2 EXPLOITATION DU LIEU D'ENFOUISSEMENT TECHNIQUE

L'exploitation du futur L.E.T. de Saint-Thomas prévoit l'enfouissement de déchets à l'intérieur d'une cellule d'environ 65,8 ha de superficie. Celle-ci sera aménagée à l'intérieur d'un écran périphérique d'étanchéité dont l'extrémité inférieure sera ancrée dans une couche d'argile imperméable située en profondeur<sup>3</sup>. La cellule d'enfouissement comportera une portion «en excavation» (de 23 à 28 m de profondeur) et une portion «en surélévation» qui s'élèvera de 15 à 23 m au-dessus du terrain naturel (niveau maximum de 46 m). Il s'agit d'une cellule d'enfouissement ayant une capacité d'environ 21,2 millions de m<sup>3</sup> qui sera exploitée à partir de janvier 2005 (sous réserve de l'obtention des autorisations dans les délais prévus) sur une période de près de 29 ans. Il est à noter que la cellule d'enfouissement C-3, actuellement en exploitation, est située à l'intérieur de la zone prévue pour l'aménagement de la future cellule d'enfouissement (voir figure 1.1). Afin de tenir compte de cette particularité, l'exploitation de la nouvelle cellule d'enfouissement a été établie en deux phases; une phase provisoire et une phase principale, lesquelles sont décrites sommairement aux sections suivantes<sup>4</sup>.

### 2.1 Phase d'exploitation provisoire

En raison de la courte durée de vie résiduelle de la cellule d'enfouissement C-3 (fin d'exploitation prévue en décembre 2004), du temps requis pour la construction de l'écran périphérique d'étanchéité, l'assèchement et l'excavation initiale des sols et l'aménagement des systèmes de récupération et de traitement des eaux de lixiviation de la nouvelle cellule d'enfouissement, une phase d'exploitation provisoire est requise pour permettre la continuité des services offerts par DRN. Il s'agit d'une phase d'exploitation au cours de laquelle environ

---

<sup>3</sup> Le rapport de «Étude d'ingénierie détaillée – Écran d'étanchéité périphérique» (TECSULT, août 2003) présente tous les détails concernant l'aménagement de l'écran périphérique d'étanchéité.

<sup>4</sup> Les détails concernant les différentes phases d'exploitation sont présentés dans le rapport «Modalités d'exploitation» (TECSULT, août 2003).

1 000 000 m<sup>3</sup> de déchets additionnels (au-delà du niveau d'aménagement prévu au certificat d'autorisation déjà émis) seront provisoirement enfouis sur le dessus de la cellule d'enfouissement C-3 à raison d'une couche uniforme de 4 à 5 m d'épaisseur. La durée prévue de cette phase d'exploitation est d'environ 1 an et demi. Elle correspond à la période comprise entre la fin de l'exploitation prévue pour la cellule C-3 et le début possible de l'enfouissement dans la nouvelle cellule.

L'enfouissement prévu dans le cadre de la phase provisoire d'exploitation du projet d'agrandissement sera effectué en respectant la totalité des exigences prévues au Projet de Règlement. Pour ce faire, un écran d'étanchéité devra être aménagé au périmètre de la cellule d'enfouissement C-3 et le niveau des eaux à l'intérieur de cette enceinte devra être maintenu sous les déchets (base située au niveau 20 m environ) dès qu'il y aura enfouissement au-delà du niveau d'aménagement prévu au certificat d'autorisation déjà émis. Afin de permettre le respect de ces exigences dès janvier 2005, c'est-à-dire pour permettre la continuité des services d'enfouissement offerts par DRN, des travaux sont prévus en 2004. Ces travaux concernent la construction d'un écran d'étanchéité au périmètre immédiat de la cellule d'enfouissement C-3 et l'installation d'un système de puits de pompage à l'intérieur de l'enceinte ainsi créée afin de permettre le maintien du niveau de l'eau sous les déchets. Ces travaux ne sont pas décrits dans le présent rapport. Ceux-ci feront l'objet d'une demande de certificat d'autorisation (C.A.) pour la modification du lieu d'élimination que représente la cellule d'enfouissement C-3 au cours de l'été 2003. La figure 2.1 présente une vue en plan de l'écran d'étanchéité et du système de puits de pompage qui seront aménagés en vertu de cette demande de C.A.

Il est à souligner que l'écran d'étanchéité montré à cette figure et dont la construction est prévue en 2004 sera conforme aux exigences de l'article 19 du Projet de Règlement. Il s'agit d'un écran d'étanchéité en sol-bentonite qui sera construit en accord avec les prescriptions présentées au rapport «Étude d'ingénierie détaillée – Écran périphérique d'étanchéité» (TECSULT, août 2003). Durant la phase d'exploitation provisoire, soit à partir de janvier 2005, l'eau souterraine qui sera pompée à l'aide du système de puits de pompage montrés à la figure 2.1 sera gérée conformément aux exigences du Projet de Règlement. Selon la

caractérisation des eaux souterraines effectuée au droit de la cellule d'enfouissement C-3 (voir Étude géotechnique, hydrogéologique et environnementale, TECSULT, août 2003) et les modèles d'écoulement et de migration de contaminants élaborés, il est prévu que l'eau qui sera pompée respecte les normes de rejet du Projet de Règlement et puisse être acheminée à la rivière La Chaloupe. Un suivi de la qualité de ces eaux sera mis en place afin d'assurer le respect des normes de rejet<sup>5</sup>.

En plus de l'avantage qu'ils représentent pour la continuité des opérations d'exploitation du site, les travaux de confinement de la cellule C-3 permettront de rendre conforme les conditions d'enfouissement de cette cellule par rapport aux exigences du Projet de Règlement. Il est à noter que puisque l'ensemble des déchets de la cellule C-3 sera graduellement déplacé dans la nouvelle cellule d'enfouissement durant la phase d'exploitation principale (section 2.2) et que la hauteur maximale d'enfouissement autorisée pour celle-ci n'y sera pas atteinte, la phase d'exploitation provisoire sera recouverte, à terme, d'un recouvrement similaire au recouvrement final actuellement présent sur les cellules existantes et dont l'efficacité a été démontrée jusqu'à présent. De plus, les conduites perforées du système de captage de biogaz déjà en place à l'endroit de la cellule C-3 seront rehaussées afin de contrôler les émissions atmosphériques et de récupérer efficacement le biogaz dans les déchets provisoirement enfouis sur le dessus de cette cellule durant la phase d'exploitation provisoire.

Les détails concernant le confinement de la cellule d'enfouissement C-3 au moyen d'un écran d'étanchéité avec l'aménagement d'un système de puits de pompage sont présentés dans la demande de C.A. pour la modification de la cellule d'enfouissement C-3 (été 2003).

---

<sup>5</sup> Les détails concernant l'évaluation et le suivi de la qualité des rejets à la rivière La Chaloupe sont présentés aux rapports «Gestion des matériaux et des apports en eau», (TECSULT, août 2003) et «Étude d'ingénierie sommaire – Collecte, traitement et disposition des eaux de lixiviation» (TECSULT, août 2003).

## **2.2 Phase d'exploitation principale**

L'exploitation de la nouvelle cellule d'enfouissement à proprement dit est essentiellement réalisée durant la phase principale. Durant cette phase, 20 sous-cellules seront exploitées séquentiellement selon le plan d'aménagement présenté à la figure 2.2. Les sections nord, est et sud de l'écran d'étanchéité construit préalablement à la phase d'exploitation provisoire au périmètre immédiat de la cellule d'enfouissement C-3 feront partie intégrante de l'écran périphérique d'étanchéité qui ceinturera la totalité de la nouvelle cellule d'enfouissement. Cet écran périphérique d'étanchéité sera complété avant l'exploitation de la phase principale (construction durant la phase provisoire). La section ouest de l'écran d'étanchéité qui sera construit en 2004 au périmètre de la cellule d'enfouissement C-3 constituera un écran d'étanchéité provisoire puisqu'il sera partiellement détruit lors de l'excavation graduelle des sols requise pour l'aménagement des sous-cellules. Durant les premières années d'exploitation de la nouvelle cellule d'enfouissement, la conservation de cette section d'écran d'étanchéité permettra la ségrégation des eaux souterraines qui seront pompées.

Les déchets déjà enfouis dans la cellule d'enfouissement C-3 de même que ceux qui y seront enfouis durant la phase d'exploitation provisoire seront déplacés graduellement vers les sous-cellules nouvellement aménagées, au fur et à mesure de l'évolution des travaux d'agrandissement.

La séquence complète de réalisation des travaux d'aménagement ainsi que les volumes d'excavation et d'enfouissement qui seront impliqués dans chacune des phases d'exploitation sont présentés en détails dans le rapport «Modalités d'exploitation» (TECSULT, août 2003).



### **3 EXCAVATION DE LA CELLULE**

#### **3.1 Général**

L'aménagement de la portion de la cellule située sous le niveau du terrain naturel nécessitera la réalisation de travaux d'excavation d'une partie des sols situés à l'intérieur de l'écran périphérique d'étanchéité. Afin de préserver l'intégrité de l'écran périphérique d'étanchéité, il est prévu de laisser en place une bande de protection de 7,5 m de sols entre celui-ci et la crête d'excavation.

L'évaluation de la stabilité du fond et des parois de l'excavation de même que des considérations d'ordres pratiques et réglementaires ont permis d'établir la profondeur et les pentes d'excavation qui devront être respectées tout au long des travaux.

Notons que ces travaux seront réalisés de façon à suivre le scénario d'exploitation présenté à la section 2. Il est également à souligner que pour des raisons pratiques concernant l'assèchement des sols (section 3.3), il a été considéré que les travaux d'excavation seraient réalisés en levés successives de 5 m d'épaisseur maximum, jusqu'aux niveaux d'excavation désirés.

#### **3.2 Fond d'excavation**

Il a été démontré dans l'étude d'investigation hydrogéologique, géotechnique et environnementale (TECSULT, août 2003) que le niveau piézométrique dans l'aquifère confiné sous la couche d'argile imperméable se situe entre 5 et 7 m de profondeur sous la surface du terrain naturel.

Toute excavation réalisée au-dessus de la base de la couche d'argile tend à diminuer la charge agissant vers le bas et ainsi à déséquilibrer le fond de l'excavation étant donné que le niveau piézométrique dans l'aquifère confiné demeure constant.

De façon à éviter tout risque de soulèvement du fond de l'excavation suite au déchargement d'une partie des sols situés au-dessus de la couche imperméable, il est nécessaire de limiter la profondeur des excavations à un niveau sécuritaire.

À cet effet, Leonards (1968) a proposé une méthode qui permet de déterminer la position sécuritaire du fond de l'excavation. Cette méthode, basée sur la comparaison des charges agissant à la base de la couche d'argile imperméable, stipule que la portion située au-dessus du fond de l'excavation de la charge hydraulique mesurée sous la base de la couche imperméable, ne doit pas excéder 80 % de la charge exercée par le poids des sols déjaugés situés au-dessus de la base de cette même couche.

Autrement dit,

$$(h_e \times \gamma_w) \leq 0,80(\gamma' \times D)$$

$$(h_w - D)\gamma_w \leq 0,80(\gamma' \times D)$$

$$D \geq \frac{(h_w \times \gamma_w)}{(0,80\gamma' + \gamma_w)}$$

où, tel que montré à la figure 3.1.

$h_e$  = Portion située au-dessus du fond de l'excavation du niveau piézométrique mesuré sous la base de la couche imperméable (m)

$h_w$  = Hauteur piézométrique mesurée sous la base de la couche imperméable (m)

$Z_a$  = Profondeur de la base de la couche imperméable (m)

$\gamma'$  = Poids volumique des sols déjaugés (kN/m<sup>3</sup>)

$D$  = Épaisseur de sol à maintenir au-dessus de la base de la couche imperméable (m)

$\gamma_w$  = Poids volumique de l'eau (kN/m<sup>3</sup>)

L'utilisation de cette approche revient à appliquer un coefficient de sécurité de 1,25 contre le soulèvement du fond de l'excavation.

$$F = \frac{(\gamma \times D)}{(\gamma_w \times h_e)} = 1,25$$

Or, selon les documents de l'armée américaine (Dewatering control (Army TM-5-818-5, NAVY NAVFAC P-418 et Air Force AFM 88-5, Chap. 6, 1983)), il est recommandé d'utiliser un coefficient de sécurité F contre le soulèvement se situant entre 1,25 et 1,50. En raison de la grande superficie de l'excavation et des profondeurs importantes impliquées, l'emploi d'un coefficient de sécurité de 1,50 a été jugé approprié. L'épaisseur minimale de sol à maintenir au-dessus de la couche imperméable est donnée par la formule suivante :

$$D \geq \frac{(\gamma_w h_w)}{(0,67\gamma' + \gamma_w)}$$

Cette dernière approche a donc été retenue pour déterminer le niveau inférieur de l'excavation à respecter pour éviter son soulèvement, à partir des conditions géotechniques et hydrogéologiques observées sur le site (TECSULT, août 2003). Il est à noter, à cet effet, qu'une majoration de 1 m a été apportée aux niveaux piézométriques mesurés sous la couche d'argile au printemps et à l'été 2002 et que les profondeurs de la base de la couche d'argile imperméable ont été diminuées de 5 % de façon à tenir compte de la variation et de l'imprécision pouvant exister sur les mesures effectuées.

De même, de façon à se situer du côté sécuritaire, le poids volumique de l'argile utilisé dans les calculs a été évalué à  $\gamma = 16,7 \text{ kN/m}^3$  en considérant la teneur en eau naturelle maximale mesurée sur le site, soit  $w = 55 \%$ , et une densité relative de  $D_R = 2,76$ . Le poids volumique des sols déjaugés correspondant est  $\gamma' = 6,9 \text{ kN/m}^3$ .

Les conditions utilisées pour le positionnement du fond de l'excavation au droit des forages F-8 à F-12 ainsi que les niveaux calculés à chacun de ceux-ci sont résumés au tableau suivant :

**Tableau 3.1 Niveaux considérés pour le positionnement du fond d'excavation**

Forage	Niveau mesuré de la base de la couche d'argile (m)	Niveau piézométrique mesuré (m)	Niveau corrigé de la base de la couche d'argile (m)	Niveau piézométrique corrigé (m)	Niveau du fond de l'excavation (m)
F-8	-59,76	16,79	-55,76	17,79	-5,7
F-9	-59,00	15,76	-55,00	16,76	-6,1
F-10	-51,02	16,43	-47,39	17,43	-3,2
F-11	-44,70	17,20	-41,29	18,20	-0,7
F-12	-49,55	16,37	-45,97	17,37	-2,8

Les niveaux inférieurs d'excavation calculés au droit de chacun des forages profonds (F-8 à F-12) sont également présentés à la figure 3.2.

Ces niveaux minimums ont permis de diriger et d'optimiser les travaux d'aménagement du fond de la cellule d'enfouissement<sup>6</sup>. La figure 3.3 présente les niveaux moyens des fonds de chacune de ces sous-cellules qui seront aménagées à l'intérieur de la cellule d'enfouissement. Ces niveaux correspondent au niveau moyen de la base du système de drainage permanent qui sera aménagé au fond de chacune des sous-cellules (section 5.1.2).

### 3.3 Assèchement des excavations

Lors des travaux d'excavation des sols pour l'aménagement de la partie souterraine de la cellule d'enfouissement, le niveau des eaux souterraines devra être rabattu suffisamment sous le niveau supérieur de chacune des levées à excaver afin que celui-ci constitue une surface de

<sup>6</sup> Les détails concernant l'aménagement du fond de la cellule d'enfouissement sont présentés dans le rapport « Étude d'ingénierie sommaire – Collecte, traitement et disposition des eaux de lixiviation » (TECSULT, août 2003).

travail suffisamment stable pour permettre la circulation de pelles mécaniques, de camions ou de tout autre équipement lourd.

En raison du scénario d'excavation préconisé, c'est-à-dire l'excavation de chacune des sous-cellules en levées successives de 5 m d'épaisseur, et de la superficie importante des excavations à réaliser qui s'échelonnent sur plusieurs mois, il serait avantageux de débiter chacune des levées par la réalisation d'une tranchée périphérique, à l'intérieur de laquelle l'eau souterraine contenue dans les sols adjacents sera drainée et récupérée au moyen de pompes installées au fond de la tranchée.

De façon à permettre l'excavation de cette tranchée au moyen de pelles mécaniques et d'équipements lourds, un système d'assèchement devra être mis en place afin de rabattre initialement le niveau des eaux souterraines à au moins 1 m en dessous de la surface de travail, et ce, sur une bande d'au moins 30 m de largeur située en périphérie de chacune des levées à excaver (figure 3.4). L'établissement de ces conditions devra avoir été atteint avant le début de l'excavation de la tranchée périphérique.

Par la suite, une fois la tranchée périphérique complétée, l'excavation des sols de chacune des levées se fera en débutant par la périphérie et en progressant vers le chemin (figure 3.5). Au besoin, une couche de matériau granulaire sera placée sur la surface de la levée pour permettre la circulation du matériel d'excavation et de transport.

Le système d'assèchement proposé pour l'excavation de la sous-cellule 1 est présenté aux plans 1241-3080-105-1 à 3 (annexe A). Ce système se divise en deux parties, d'une part, le système d'assèchement des pentes périphériques nord et ouest et de la pente intermédiaire sud et, d'autre part, le système d'assèchement de la pente intermédiaire est. Il est à noter que ce système est proposé pour la sous-cellule 1 seulement. Les principes de ce système seront toutefois appliqués aux autres sous-cellules et adaptés en fonction des conditions propres à chacune de celles-ci et des résultats obtenus précédemment. Notons également que ce système n'est proposé qu'à titre indicatif et ne saurait être considéré comme étant imposé.

Tout autre système équivalent pourra être proposé et sera évalué en fonction de son efficacité et de sa capacité à rencontrer les conditions d'assèchement requises.

### 3.3.1 Pentes périphériques nord et ouest et pente intermédiaire sud

Les travaux d'excavation de la cellule seront réalisés à l'intérieur du périmètre délimité par l'écran périphérique d'étanchéité, dont la faible conductivité hydraulique ( $k \leq 4 \times 10^{-7}$  cm/s) constitue une entrave à l'écoulement des eaux souterraines vers l'intérieur de celle-ci. Par conséquent, seul un système d'assèchement à rayon d'action limité est nécessaire pour l'aménagement des pentes situées à proximité de l'écran. Dans le cas de la sous-cellule 1, les pentes périphériques nord et ouest ainsi que la pente intermédiaire sud correspondent à cette situation.

Le système d'assèchement proposé pour ces pentes est donc constitué de rangées de pointes filtrantes installées en bordure de chacune des levées à excaver. Chacune des rangées comportera des pointes espacées de 1 m à 1,5 m de distance.

Ce type de système, très répandu et très bien documenté, a l'avantage d'être efficace aussi bien dans les sables que dans les silts, tout en permettant de s'ajuster à différentes configurations et séquences d'excavation.

Selon la représentation des conditions observées sur le terrain par modèle numérique (SEEP/W), il a été possible d'évaluer plusieurs scénarios et d'établir la configuration nécessaire pour chacune des levées à excaver. Ainsi, pour les trois (3) premières levées de la sous-cellule 1, c'est-à-dire des niveaux 23,5 m à 18,5 m, de 18,5 m à 13,5 m et de 13,5 m à 8,5 m, seule une rangée de pointes enfoncées jusqu'à au moins 1 m sous le niveau inférieur de chacune des levées à excaver est nécessaire. Chacune des rangées sera installée successivement en bordure de l'excavation, à l'endroit où la surface de la levée à excaver intercepte la pente d'excavation.

Une première rangée de pointes enfoncées jusqu'au niveau 17,5 m sera donc installée le long de la limite supérieure de la pente d'excavation, avant le début de l'excavation de la première levée.

Ensuite, une fois les sols de la première levée dégagés sur une distance suffisante de la pente de l'excavation, la rangée de pointes pourra aussitôt être retirée et déplacée vers le fond de l'excavation, en bordure de la pente d'excavation, où elles seront enfoncées jusqu'au niveau 12,5 m. L'assèchement de la deuxième levée pourra ainsi débuter durant les travaux d'excavation de la première levée.

La même procédure sera ensuite répétée pour l'assèchement de la troisième levée. La rangée de pointes filtrantes sera dans ce cas enfoncée jusqu'au niveau 7,5 m.

Pour les deux (2) levées suivantes, c'est-à-dire la 4<sup>e</sup>, entre les niveaux 8,5 m et 3,5 m, et la 5<sup>e</sup>, entre les niveaux 3,5 m et -1,5 m, l'emploi de deux (2) niveaux de pointes sera probablement nécessaire en raison de la faible conductivité hydraulique des sols en présence. Dans le cas de la 4<sup>e</sup> levée, il s'agira de conserver la rangée de pointes installée au niveau 7,5 m et d'ajouter une deuxième rangée au niveau 2,5 m, dès que la surface de la 4<sup>e</sup> levée sera accessible. La même opération sera répétée pour la 5<sup>e</sup> levée en conservant la rangée de pointes installée au niveau 2,5 m et en déplaçant la rangée de pointes installée au niveau 7,5 m vers la surface de la 5<sup>e</sup> levée où elles seront enfoncées jusqu'au niveau -2,5 m.

Le temps de pompage nécessaire pour rabattre les eaux souterraines au niveau requis varie selon la nature des sols à assécher. Ainsi, pour les deux premières levées situées dans des sols sableux, le temps de pompage est estimé à environ 2 semaines alors que plus en profondeur, dans les sols moins perméables, le temps de pompage pourrait être beaucoup plus long, d'où l'intérêt de débuter le pompage le plus tôt possible. À cet effet, il est possible que des chemins d'accès en matériaux granulaires soient nécessaires pour permettre la circulation de la machinerie requise et l'excavation des dernières levées à l'intérieur des délais établis.

Chacune des rangées de pointes utilisées pour l'assèchement des levées devra être conçue de façon à pouvoir extraire un débit minimum de l'ordre de  $5,0 \times 10^{-2}$  l/s par pointe.

### 3.3.2 Pente intermédiaire est

Dû à la grande distance séparant la pente intermédiaire est de l'écran d'étanchéité, les eaux souterraines comprises entre ces derniers représentent un très grand volume en plus d'être constamment alimentées par une très grande surface de recharge.

Ces conditions favorisent l'infiltration d'un débit important et soutenu d'eau à l'intérieur d'une excavation d'envergure, réduisant ainsi l'efficacité d'un système d'assèchement à capacité d'action limitée, tel que celui constitué de pointes filtrantes. En effet, ce type de système est efficace dans les sols fins, mais la capacité d'action est limitée lorsque de grands débits d'apport sont impliqués.

De façon à couper l'apport continu d'eau provenant de la partie est de la cellule et d'améliorer le rendement d'un système d'assèchement par pointes filtrantes, un rideau de puits profonds sera mis en place à 20 m à l'est de la crête de la pente intermédiaire est. Ce rideau sera constitué de puits installés à intervalles de 25 m jusqu'au niveau supérieur de la couche de transition (jusqu'à 17 à 29 m de profondeur). Chacun des puits de 125 mm de diamètre comportera une crépine pour la totalité de la portion située en deçà de 1,5 m de profondeur. Chacun de ces puits devra être conçu de façon à pouvoir extraire un débit de l'ordre de 7 l/s.

Selon la représentation de ces conditions par modèle numérique (SEEP/W), il a été possible d'établir que l'utilisation de ce rideau de puits permettrait à lui seul de rabattre le niveau de la nappe d'eau souterraine suffisamment pour permettre l'excavation des deux premières levées, situées dans des sols plus perméables. Ainsi, aucune pointe filtrante ne sera nécessaire pour ces deux premières levées. Le rideau de puits pourra être abandonné lorsque les travaux d'excavation atteindront ce dernier ou même avant, si les conditions de rabattement de la nappe le permettent.



Une fois les sols de la deuxième levée dégagés sur une distance suffisante de la paroi d'excavation, c'est-à-dire lorsque le fond d'excavation situé au niveau 13,5 m sera accessible, une rangée de pointes filtrantes enfoncées jusqu'au niveau 7,5 m sera mise en place le long de la paroi d'excavation. L'assèchement de la troisième levée pourra ainsi débuter durant les travaux d'excavation de la deuxième levée.

Tout comme pour les pentes périphériques nord et ouest et la pente intermédiaire sud, les deux (2) levées suivantes, c'est-à-dire la 4<sup>e</sup>, entre les niveaux 8,5 m et 3,5 m, et la 5<sup>e</sup>, entre les niveaux 3,5 m et -1,5 m, nécessiteront l'emploi de deux (2) niveaux de pointes en raison de la faible conductivité hydraulique des sols en présence qui réduit l'efficacité des systèmes d'assèchement. Dans le cas de la 4<sup>e</sup> levée, il s'agira de conserver la rangée de pointes installées au niveau 7,5 m et d'ajouter une deuxième rangée au niveau 2,5 m, dès que la surface de la 4<sup>e</sup> levée sera accessible. La même opération sera répétée pour la 5<sup>e</sup> levée en conservant la rangée de pointes installées au niveau 2,5 m et en déplaçant la rangée de pointes installées au niveau 7,5 m vers la surface de la 5<sup>e</sup> levée, où elles seront enfoncées jusqu'au niveau -2,5 m.

Les temps de pompage nécessaires pour rabattre les eaux souterraines au niveau requis correspondent à peu près à ceux établis pour les trois autres pentes (section 3.3.1), soit environ 2 semaines pour les deux premières levées et plus longtemps pour les levées suivantes. Tel que mentionné précédemment, des chemins d'accès en matériaux granulaires devront peut-être être aménagés afin de permettre la circulation de la machinerie et l'excavation des dernières levées à l'intérieur des délais établis.

Chacune des rangées de pointes installées pour l'assèchement des levées devra être conçue de façon à pouvoir extraire un débit minimum de l'ordre de  $5,0 \times 10^{-2}$  l/s par pointe.

### 3.3.3 Gestion des eaux de pompage

Les eaux de drainage et d'assèchement récupérées par les différents systèmes présentés aux sections 3.3.1 et 3.3.2 seront acheminées à la rivière La Chaloupe via une conduite de rejet localisée au nord de la nouvelle cellule d'enfouissement<sup>7</sup>.

### 3.4 **Pentes d'excavation**

Afin de déterminer avec quelle pente les excavations pourront être exécutées de façon sécuritaire, des analyses de stabilités ont été effectuées. Celles-ci ont été réalisées pour deux types de pentes; pour les pentes dites périphériques, soit celles adjacentes à l'écran d'étanchéité et pour les pentes intermédiaires où des excavations adjacentes subséquentes sont prévues dans le scénario d'exploitation. Des pentes moyennes de 4H : 1V ont été considérées. Pour des raisons pratiques (accès aux éléments du système d'assèchement), il est cependant préférable d'aménager ces pentes avec des paliers. Ainsi, des pentes de 3H : 1V sur des levées d'au maximum 5 m de hauteur avec des paliers quasi-horizontaux (pente de 4 %) de 5 m de largeur à la base de chacune de ces levées sont prévues.

Les données stratigraphiques et hydrogéologiques tirées de l'étude géotechnique, hydrogéologique et environnementale (TECSULT, août 2003), laquelle reprend les informations pertinentes présentées dans les études antérieures effectuées sur le site, ont été utilisées pour les analyses de stabilité. Les résultats d'essais *in situ* et en laboratoire présentés dans cette étude ont également permis de déterminer les propriétés géotechniques à considérer (poids volumique, angle de friction effectif, résistance au cisaillement non drainé)<sup>8</sup> pour la réalisation

---

<sup>7</sup> Les détails concernant l'évaluation et le suivi de la qualité des rejets à la rivière La Chaloupe sont présentés aux rapports «Gestion des matériaux et des apports en eau», (TECSULT, août 2003) et «Étude d'ingénierie sommaire - Collecte, traitement et disposition des eaux de lixiviation» (TECSULT, août 2003).

<sup>8</sup> Les valeurs des propriétés géotechniques considérées sont indiquées aux figures incluses à l'annexe C qui présentent les résultats des analyses de stabilité.

de ces analyses. Notons que les faibles valeurs de résistance au cisaillement non drainé obtenues au scissomètre Nilcon au forage F-1 ont été rejetées puisqu'il a été clairement démontré qu'elles n'étaient pas consistantes avec l'ensemble des propriétés géotechniques observées sur le site pour les dépôts argileux.

De façon à tenir compte de la variation et de l'imprécision pouvant exister sur le niveau estimé de la base du dépôt argileux à partir des informations obtenues lors des travaux de reconnaissance (TECSULT, août 2003), le niveau considéré pour la limite inférieure de cette unité stratigraphique a été majoré de 3 m pour les analyses de stabilité des pentes d'excavation.

Les analyses de stabilité ont été effectuées par la méthode de Morgenstern-Price à l'aide du logiciel SLOPE/W, version 5, développé par Geo-Slope International. Pour les coupes étudiées, des surfaces de rupture potentielle de forme circulaire sont appropriées. La profondeur minimale de ces surfaces a été fixée à 1 m.

Bien que toutes les pentes d'excavation soient temporaires, le coefficient de sécurité ( $F$ ) requis a été fixé à 1,5 autant pour les pentes périphériques que pour les pentes intermédiaires, conformément aux recommandations du Manuel Canadien d'Ingénierie des Fondations (MCIF, 1994), étant donné les conséquences très importantes qu'aurait une rupture de talus.

Puisque les pentes d'excavation seront exposées pour des périodes relativement longues (1 à 7 années), les analyses de stabilité ont été effectuées pour les conditions en contraintes totales (représentant des conditions à court terme prévalant dans les dépôts argileux) ainsi que pour les conditions en contraintes effectives (représentant des conditions à long terme prévalant dans les dépôts argileux).

Les sections suivantes présentent sommairement les analyses de stabilité effectuées. Les résultats de toutes les analyses sont présentés à l'annexe B sous forme de figures. Ces figures présentent la géométrie des coupes étudiées, les conditions piézométriques retenues, les

propriétés géotechniques considérées ainsi que les coefficients de sécurité obtenus pour chaque analyse.

### 3.4.1 Pentes périphériques

Étant donné les variations stratigraphiques à travers le site (propriétés géotechniques et niveaux des contacts stratigraphiques) et le niveau variable des fonds des sous-cellules, la stabilité des pentes périphériques a été analysée pour quatre coupes. Il s'agit de coupes perpendiculaires aux pentes d'excavation situées à vis-à-vis les sites de forage F-4 à F-7 où une partie importante des propriétés géotechniques des sols du site ont été obtenues.

#### 3.4.1.1 Conditions piézométriques

Les conditions piézométriques ont une incidence importante sur la stabilité des pentes d'excavation. Évidemment, la construction de l'écran périphérique d'étanchéité, les opérations d'excavation et d'assèchement prévues modifieront le régime d'écoulement des eaux souterraines par rapport aux conditions observées antérieurement au site. À partir des données hydrogéologiques disponibles, des régimes d'écoulement ont été modélisés, à l'aide du logiciel SEEP/W, spécifiquement pour les analyses de stabilité de chacune des quatre coupes étudiées. Tous les détails des propriétés hydrogéologiques considérées sont présentés à l'annexe C. Pour les régimes d'écoulement dont il est ici question, les principales hypothèses considérées sont les suivantes :

- en fond de cellule, le niveau de la nappe d'eau souterraine est en coïncidence avec la base de la couche de 1 m de sable qui sera placée en fin d'excavation (voir sous-section 5.1.1);
- à l'extérieur de l'enceinte formée par l'écran périphérique d'étanchéité, le niveau de la nappe d'eau souterraine demeure inchangé par rapport aux conditions initiales;
- les niveaux piézométriques à la base du dépôt argileux correspondent aux niveaux d'eau observés dans les dépôts glaciaires ou fluvio-glaciaires sous-jacents, majorés de 1 m;
- la conductivité hydraulique de l'écran périphérique d'étanchéité est de  $1 \times 10^{-6}$  cm/s;

les deux dernières rangées de pointes filtrantes (du côté de la pente périphérique étudiée) mises en place pour l'assèchement des excavations sont maintenues en fonction jusqu'à ce qu'une première levée de déchets (au moins 2 m) soit enfouie dans la sous-cellule.

Ces hypothèses ont été posées de façon à bien considérer les conditions jugées les plus critiques. Les régimes d'écoulement établis pour chacune des coupes sont présentés à l'annexe C.

Afin d'évaluer dans quelle mesure le coefficient de sécurité augmente si la conductivité hydraulique de l'écran périphérique d'étanchéité est plutôt de  $2 \times 10^{-7}$  cm/s, tel qu'anticipé<sup>9</sup>, des analyses de stabilité (en contraintes totales et effectives) ont été effectuées en utilisant le régime d'écoulement modélisé dans ce cas pour la coupe associée au site de forage F-6 (c'est-à-dire la coupe pour laquelle le coefficient de sécurité minimum a été obtenu en contraintes effectives en considérant un écran périphérique d'étanchéité à  $1 \times 10^{-6}$  cm/s). La diminution de la conductivité hydraulique de l'écran périphérique d'étanchéité se traduit par un rabattement plus prononcé de la nappe d'eau souterraine à l'intérieur du périmètre formé par l'écran, augmentant du même coup la stabilité des pentes périphériques. Les résultats des analyses de stabilité obtenues pour les différentes conditions piézométriques considérées sont discutés à la section suivante.

#### 3.4.1.2 Résultats

Les coefficients de sécurité obtenus pour les analyses de stabilité effectuées en considérant les contraintes totales (en  $\phi = 0$  pour les dépôts argileux) représentatives des conditions à court terme sont de 1,77; 1,77; 1,62 et 1,57 pour les coupes associées aux sites de forage F-4 à F-7 respectivement. Pour les analyses de stabilité effectuées en considérant les contraintes effectives (en  $\phi'$  et  $c'$ ) représentatives des conditions à long terme, les coefficients de sécurité obtenus sont de 1,69; 1,63; 1,53 et 1,61 pour les coupes associées aux sites de forage F-4 à

---

<sup>9</sup> Voir Étude d'ingénierie détaillée – Écran périphérique d'étanchéité, TECSULT, août 2003.

F-7 respectivement. Il s'agit de coefficients de sécurité obtenus pour des pentes moyennes de 4H : 1V en considérant que la conductivité hydraulique de l'écran périphérique d'étanchéité est de  $1 \times 10^{-6}$  cm/s. Pour de telles conditions, le coefficient de sécurité requis de 1,5 est donc respecté autant à court qu'à long terme.

Tel que mentionné précédemment, des analyses de stabilité ont également été effectuées pour la coupe associée au site de forage F-6 en considérant que la conductivité hydraulique de l'écran périphérique d'étanchéité serait de  $2 \times 10^{-7}$  cm/s. Pour les conditions piézométriques modélisées dans ce cas, le coefficient de sécurité obtenu pour une analyse en contraintes effectives est 1,79. Ceci indique l'ordre de grandeur des coefficients de sécurité les plus probables compte tenu que l'écran périphérique d'étanchéité est conçu pour que sa conductivité hydraulique soit d'au plus  $2 \times 10^{-7}$  cm/s.

En résumé, l'excavation des pentes périphériques à, en moyenne, 4H : 1V est sécuritaire dans les conditions prévues. Un suivi du niveau de la nappe d'eau souterraine à l'intérieur de l'enceinte formée par l'écran périphérique d'étanchéité devra toutefois être effectué afin de s'assurer que des conditions piézométriques prévues sont effectivement rencontrées (section 8). Les détails de l'instrumentation nécessaire à ce suivi sont discutés à la section 7.

#### 3.4.2 Pentes intermédiaires

Deux pentes représentatives ont été analysées afin de vérifier la stabilité des pentes intermédiaires. Il s'agit de la pente intermédiaire est de la sous-cellule 1 et de la pente intermédiaire est de la sous-cellule 6. À noter que la cellule d'enfouissement est aménagée avec un fond ayant généralement une légère pente orientée vers l'est du site et que les contacts stratigraphiques des dépôts meubles sont orientés de la même façon. Ainsi, les proportions des différents éléments de la géométrie des pentes intermédiaires demeurent plutôt constantes. D'ailleurs, les coefficients de sécurité obtenus pour les pentes périphériques varient peu pour les quatre coupes étudiées. Lorsque l'excavation de la sous-cellule 6 sera réalisée, des déchets de la cellule C-3 existante sont susceptibles d'être encore en place à proximité de la crête de la pente est de cette sous-cellule. Ces derniers doivent être considérés

dans l'analyse de la stabilité de cette pente. Pour cette analyse, présentée aux paragraphes suivants, il a été considéré qu'en crête de l'excavation, les déchets de la cellule C-3 existante seraient toujours en place avec une pente de 3H : 1V jusqu'au niveau 39 m et que la pente de cette cellule serait par la suite d'environ 5 % jusqu'au niveau 44 m tel que prévu au scénario d'exploitation projeté.

#### 3.4.2.1 Propriétés géotechniques des déchets

L'hétérogénéité des déchets rend difficile la détermination de propriétés géotechniques représentatives pour ceux-ci. En l'absence de résultats de caractérisation spécifiques aux déchets du site de DRN, une revue de la littérature a été effectuée afin de sélectionner les paramètres requis pour les analyses de stabilité qui sont sécuritaires et représentatifs. Les paramètres de résistance au cisaillement établis par Kavazanjian et al., 1995 à la suite d'une analyse critique de valeurs citées dans la littérature ont été retenues. Il s'agit d'une enveloppe de résistance bi-linéaire définie par une cohésion ( $c'$ ) de 24 kPa pour des contraintes effectives normales inférieures à 30 kPa et d'un angle de friction effectif ( $\phi'$ ) de 33° pour des contraintes effectives normales supérieures à 30 kPa. À noter que cette enveloppe de résistance est à toutes fins pratiques la même que celle recommandée par Van Impe, 1998 et qu'elle peut être considérée comme définissant la limite inférieure de la résistance au cisaillement des déchets. Elle est basée sur des analyses à rebours d'un essai de chargement réalisé à un lieu d'enfouissement, sur l'observation de pentes de déchets abruptes, mais stables à quatre lieux d'enfouissement différents ainsi que sur des résultats d'essais de cisaillement direct réalisés en laboratoire et sur le terrain.

Selon DRN, le poids volumique des déchets enfouis sur le site est de l'ordre de 10 kN/m<sup>3</sup>. Cette valeur concorde avec les valeurs fréquemment mentionnées dans la littérature (Kavazanjian et al., 1995, Van Impe, 1998, Bagchi, 1990, Brink et al., 1999, Landva et al., 1992, Machado et al., 2002, Manassera et al., 1996, Mazzucato et al., 1999, Sharma, 1994) et a donc été retenue pour les analyses de stabilité de la pente intermédiaire située du côté est de la sous-cellule 6.

### 3.4.2.2 Conditions piézométriques

Les conditions piézométriques à considérer pour les analyses de stabilité des pentes intermédiaires sont contrôlées par les opérations d'assèchement des excavations. Pour l'analyse de la stabilité de la pente intermédiaire est de la sous-cellule 1, ces conditions piézométriques ont été considérées au moyen d'un régime d'écoulement modélisé à l'aide du logiciel SEEP/W. Pour la pente intermédiaire est de la sous-cellule 6, le réseau d'écoulement a été représenté à partir de lignes d'égale pression. Dans les deux cas, les principales hypothèses considérées sont les suivantes :

- en fond de cellule, le niveau de la nappe d'eau souterraine est en coïncidence avec la base de la couche de 1 m de sable qui sera placée en fin d'excavation (voir sous-section 5.1.1);
- les systèmes d'assèchement permettent de rabattre la nappe d'eau souterraine dans la pente à au moins 3,5 m sous la surface alors qu'à environ 130 m de la crête d'excavation, le niveau de la nappe d'eau souterraine se situe au niveau 16 m;
- les niveaux piézométriques à la base du dépôt argileux correspondent aux niveaux d'eau observés dans les dépôts glaciaires ou fluvio-glaciaires sous-jacents, majorés de 1 m;
- des conditions piézométriques hydrostatiques ( $u_w = \gamma_w \times h_w$ ) prévalent dans les dépôts deltaïques sus-jacents aux dépôts de transition, c'est-à-dire approximativement jusqu'au niveau inférieur d'excavation.

Les modèles d'écoulement effectués à l'aide du logiciel SEEP/W ont permis de valider la représentation des conditions piézométriques utilisées pour la pente intermédiaire est de la sous-cellule 6.

### 3.4.2.3 Résultats

Les coefficients de sécurité obtenus pour les analyses de stabilité effectuées en considérant les contraintes totales (en  $\phi = 0$  pour les dépôts argileux) représentatives des conditions à court terme sont de 1,85 et 1,55 pour les pentes intermédiaires est des sous-cellules 1 et 6 respectivement. Pour les analyses de stabilité effectuées en considérant les contraintes effectives (en  $c'$  et  $\phi'$ ) représentatives des conditions à long terme, des coefficients de sécurité



de 1,69 et 1,51 ont été obtenus pour les pentes intermédiaires est des sous-cellules 1 et 6 respectivement. Il s'agit de coefficients de sécurité obtenus pour des pentes moyennes d'excavation de 4H : 1V et, dans le cas de la pente est de la sous-cellule 6, en présence de déchets laissés en place immédiatement en crête d'excavation avec une pente de 3H : 1V. Pour les conditions piézométriques associées aux opérations d'assèchement considérées, le coefficient de sécurité requis de 1,5 est donc respecté à court et à long terme.

Les analyses de stabilité effectuées montrent que les excavations nécessaires au développement du site peuvent être réalisées sécuritairement avec des pentes moyennes de 4H : 1V. Toutefois, un suivi du niveau de la nappe d'eau souterraine à proximité des pentes intermédiaires devra être effectué afin de vérifier que les opérations d'assèchement de l'excavation permettent d'atteindre les conditions piézométriques prévues (voir section 8). Les détails de l'instrumentation nécessaire à ce suivi sont discutés à la section 7.

### **3.5 Gestion des sols excavés**

Les travaux d'excavation de la cellule d'enfouissement génèreront des volumes de déblais de l'ordre de 12 millions de mètres cubes qui seront gérés en fonction de leur qualité environnementale et de leurs propriétés géotechniques.

Dans le premier cas, selon la nature et l'historique des activités s'étant déroulées au droit de la future cellule d'enfouissement, il appert que seules les activités reliées à l'enfouissement des déchets à l'endroit de la cellule C-3 sont susceptibles d'avoir affecté la qualité environnementale des sols du site. Plus particulièrement, le lixiviat généré par les déchets mis en place depuis mai 2000 à la cellule C-3 pourrait avoir affecté la qualité environnementale des sols sous-jacents.

Les résultats des analyses environnementales effectuées sur les sols prélevés sous la cellule C-3<sup>10</sup> n'indiquent cependant aucun dépassement du critère générique A du MENV, correspondant généralement à la teneur de fond pour les paramètres inorganiques ou à la limite de quantification pour les paramètres organiques.

Ces résultats démontrent donc, qu'en juin 2002, il n'y avait pas d'impact significatif des activités reliées à l'exploitation de la cellule C-3 sur la qualité environnementale des sols sous-jacents. Par conséquent, selon ces résultats, les sols qui seront excavés lors des travaux d'aménagement des sous-cellules d'enfouissement pourront être utilisés sans aucune restriction d'un point de vue environnemental. Toutefois, à la suite du déplacement des déchets de la cellule C-3 vers la cellule C-4, et préalablement à leur excavation, une caractérisation plus exhaustive des sols situés sous la cellule C-3 est prévue de façon à contrôler leur qualité environnementale et à dicter leur gestion.

Pour plus de détails concernant les utilisations prévues pour les sols qui seront excavés lors de l'aménagement de la cellule, les rapports «Gestion des matériaux et des apports en eau» (TECSULT, août 2003) et «Modalités d'exploitation» (TECSULT, août 2003) peuvent être consultés.

---

<sup>10</sup> Étude géotechnique, hydrogéologique et environnementale (TECSULT, août 2003)

## **4 MISE EN PLACE DES DÉCHETS**

Conformément aux dispositions de l'article 17 du Projet de Règlement, les contraintes géotechniques inhérentes aux sols naturels et aux matériaux géosynthétiques ainsi que les conditions hydrogéologiques doivent être prises en compte pour l'aménagement d'un lieu d'enfouissement technique. Celles qui concernent les conditions de mise en place des déchets sont abordées dans la présente section.

### **4.1 Pente de mise en place des déchets**

DRN prévoit placer les déchets dans la nouvelle cellule d'enfouissement avec des pentes de 3H : 1V, soit avec des pentes identiques à celles utilisées pour l'exploitation des cellules existantes. Cependant, il est nécessaire de s'assurer de la stabilité de ces pentes en considérant les propriétés géotechniques des sols de fondation.

Des analyses de stabilité ont été effectuées pour la pente de mise en place des déchets jugée la plus critique, soit la pente ouest des déchets enfouis dans la sous-cellule 12. Il s'agit de la pente de déchets pour laquelle le niveau maximal d'enfouissement prévu est atteint en crête (niveau 46 m) et pour laquelle le niveau du fond de la sous-cellule adjacente (#13) est très près du niveau inférieur prévu pour l'ensemble de la cellule.

Tel que décrit précédemment ces analyses de stabilité ont été effectuées par la méthode de Morgenstern-Price à l'aide du logiciel SLOPE/W, version 5, développé par Geo-Slope International. Des surfaces de rupture potentielle de forme circulaire d'une profondeur minimale de 1 m ont été considérées.

Étant donné les conséquences importantes qu'aurait une rupture de talus, le coefficient de sécurité requis a été fixé à 1,5 pour les pentes de mise en place des déchets, conformément aux recommandations du Manuel Canadien d'Ingénierie des Fondations (MCIF, 1994) même s'il s'agit de pentes temporaires. Puisque certaines pentes de déchets seront exposées pour

quelques années, les analyses de stabilité ont été effectuées pour les conditions en contraintes totales et effectives.

#### 4.1.1 Propriétés géotechniques des déchets

L'enveloppe de résistance des déchets proposée par Kavazanjian et al., 1995 et présentée à la sous-section 3.4.2.1 a été retenue pour les analyses de stabilité effectuées pour les pentes de mise en place des déchets. Pour le poids volumique de déchets, il a été considéré que celui-ci était de  $10 \text{ kN/m}^3$  pour les 20 mètres supérieurs de déchets enfouis conformément aux observations effectuées jusqu'à maintenant par DRN pour l'exploitation des cellules d'enfouissement sur le site. Une augmentation du poids volumique avec la profondeur des déchets a ensuite été considérée selon le profil proposé par Kavazanjian et al., 1995 à cet effet. Ainsi, il a été considéré que le poids volumique augmente graduellement à 10,5; 11 et  $12,3 \text{ kN/m}^3$  pour des couches de déchets pouvant atteindre 10 m de hauteur chacune.

#### 4.1.2 Conditions piézométriques

En supposant que les déchets sont entièrement drainés en l'absence de recirculation du lixiviat, les conditions piézométriques à considérer pour l'analyse de stabilité de la pente de mise en place des déchets peuvent être simplement définies comme suit :

- en fond d'excavation, le niveau de la nappe d'eau souterraine est en coïncidence avec l'interface entre la couche de pierre nette et la couche de sable pour les sous-cellules où des déchets ont été enfouis alors que le niveau la nappe d'eau souterraine se situe à la base de la couche de 1 m de sable qui sera placée en fin d'excavation (voir sous-section 5.1.1) pour les sous-cellules encore non exploitées;
- les niveaux piézométriques à la base du dépôt argileux correspondent aux niveaux d'eau observés dans les dépôts glaciaires ou fluvio-glaciaires sous-jacents majorés de 1 m.

### 4.1.3 Résultats

Le coefficient de sécurité obtenu pour l'analyse de stabilité de la pente de mise en place des déchets en considérant les contraintes totales (en  $\phi = 0$  pour les dépôts argileux) représentatives des conditions à court terme est de 1,84. Pour l'analyse de stabilité de la pente de mise en place des déchets en considérant les contraintes effectives (en  $c'$  et  $\phi'$ ) représentatives des conditions à long terme, le coefficient de sécurité obtenu est de 1,87. Il s'agit de coefficients de sécurité obtenus pour la pente de déchets ouest de la sous-cellule 12 de 3H : 1V. En considérant que les déchets sont drainés, le coefficient de sécurité requis de 1,5 est donc respecté à court terme et à long terme.

En résumé, selon les propriétés considérées, les analyses de stabilité effectuées pour les pentes de déchets indiquent que ceux-ci peuvent être enfouis sécuritairement avec une pente de 3H : 1V. À noter que pour les propriétés retenues des déchets, la stabilité intrinsèque des pentes, c'est-à-dire pour des cercles de ruptures entièrement compris dans la masse de déchets, est vérifiée ( $F > 1,5$ ) en accord avec l'expérience obtenue par DRN au cours des années d'exploitation des cellules d'enfouissement existantes. Mentionnons, en terminant, qu'il a été observé que des pentes de déchets de 1,9 à 2,5 H : 1V, pour des hauteurs d'enfouissement comprises entre 30 et 120 m, sont demeurées stables même pour des périodes d'exposition pouvant atteindre 15 ans (Kavazanjian et al., 1995). Ces cas confirment que des pentes de déchets de 3H : 1V telles que prévues pour le projet d'agrandissement du site de DRN sont stables.

## 4.2 Tassements des sols constituant la fondation

Le rabattement de la nappe d'eau souterraine à l'intérieur de l'enceinte formée par l'écran d'étanchéité et l'enfouissement de déchets jusqu'au niveau 46 m causera une augmentation du niveau de contraintes effectives dans les sols sous-jacents aux déchets. Cette augmentation du niveau contrainte effective induira des tassements de la fondation de la cellule d'enfouissement. Or, ces tassements sont susceptibles d'affecter les systèmes de captage du lixiviat aménagés en fond de cellule. Afin d'en tenir compte adéquatement et de façon à assurer la pérennité de

l'efficacité de ces systèmes, les tassements des sols de fondation sous la charge des déchets ont été estimés. Puisque ces tassements ne sont pas susceptibles d'affecter l'efficacité du drainage des eaux sur les pentes d'aménagement de la cellule d'enfouissement, les tassements ont été évalués seulement pour le fond de la cellule.

Pour l'estimation de ces tassements, les données géotechniques et hydrogéologiques tirées de l'étude géotechnique, hydrogéologique et environnementale (TECSULT, août 2003) ont été considérées. Principalement, les éléments suivants ont été retenus pour les calculs :

- sous les déchets, trois unités stratigraphiques pour lesquels les tassements doivent être considérés; une couche de 2 à 4 m d'épaisseur de silt sableux, une couche de 3 à 5 m d'épaisseur d'argile silteuse avec lits de silt et de sable et finalement la couche d'argile silteuse homogène ayant entre 37 et 47 m d'épaisseur;
- la pression de préconsolidation des deux couches de sols argileux ( $\sigma'_p$ ) excède la contrainte verticale effective initiale en place ( $\sigma'_{vo}$ ) d'environ 170 kPa;
- pour la couche de silt sableux, le module tangent est d'au moins 20 MPa. Le module tangent ( $M_t$ ) est défini par le MCIF comme étant le ratio de l'incrément de contrainte effective sur l'incrément de déformation;
- pour la couche d'argile silteuse avec lits de sable et de silt, l'indice des vides initial ( $e_0$ ) est de 1,0, l'indice de recompression ( $C_r$ ) est de 0,02 et l'indice de compression ( $C_c$ ) est de 0,5;
- pour la couche d'argile silteuse homogène, l'indice des vides initial ( $e_0$ ) est de 1,4, l'indice de recompression ( $C_r$ ) est de 0,01 et l'indice de compression ( $C_c$ ) est de 1,0;
- les tassements de consolidation secondaire dans la couche d'argile silteuse avec lits de sable et de silt ainsi que dans la couche d'argile silteuse homogène débutent après que les tassements de consolidation primaire sont complétés, soit après 50 ans. Les tassements secondaires ont été calculés jusqu'à 50 ans après la fin des tassements de consolidation primaire, soit approximativement à la fin de la période pour laquelle les systèmes de captage du lixiviat ont été conçus;
- le taux de consolidation secondaire ( $C_\alpha$ ) est égal à  $0,04 \times C_c / (1 + e_0)$  tel que recommandé dans le MCIF, 1994;
- pour la détermination de la contrainte verticale effective initiale en place ( $\sigma'_{vo}$ ), la piézométrie de surface observée en 2002 par TECSULT a été considérée;
- à la suite des opérations d'assèchement et d'excavation, le niveau de la nappe d'eau souterraine est en coïncidence avec l'interface entre la couche de pierre nette et la couche de sable et la piézométrie dans l'aquifère captif (sous-jacent au dépôt d'argile

silteuse homogène) demeure inchangée par rapport aux niveaux observés en 2002 par TECSULT;

le poids volumique des déchets ( $\gamma$ ) varie en fonction de la hauteur de déchets sus-jacents. Pour les 20 m supérieurs de déchets, le poids volumique de déchets enfouis dans le passé au site de DRN pour des cellules existantes pouvant atteindre cette hauteur de déchets est retenu. Il s'agit d'une valeur en place estimée à  $10 \text{ kN/m}^3$ . Pour l'estimation du poids volumique des déchets sous-jacents, le profil de  $\gamma$  en fonction de la hauteur de déchet présenté par Kavazanjian et al., 1995 a été retenu. Sous les 20 m supérieurs de déchets, le poids volumique des déchets augmente donc graduellement à 10,5; 11,5 et  $12,3 \text{ kN/m}^3$  pour chaque couche de 10 m de déchets supplémentaires.

Les tassements finaux (après 100 ans) de la fondation de la cellule ont été estimés pour chaque nœud du réseau de conduites du système de captage du lixiviat projeté. De façon à tenir compte de ces tassements, les pentes de tous les éléments des systèmes de captage des lixiviats ont été accentuées afin d'assurer l'efficacité de ces systèmes même à long terme. La figure 4.1 montre les tassements finaux estimés pour les sols sous-jacents aux déchets.

Pour le calcul des tassements, il a été considéré que la totalité du poids des déchets (incluant le recouvrement final de ceux-ci) était transmise aux sols de fondation jusqu'à la base du dépôt d'argile silteuse.

### **4.3 Tassements des déchets**

Afin de permettre l'aménagement du recouvrement final de façon convenable, les tassements des sols de fondation (voir section précédente) et des déchets eux-mêmes doivent être considérés. Les tassements des déchets sont cependant encore plus difficiles à estimer avec précision que ceux des sols de fondation. Les tassements des déchets sont fonction des caractéristiques des déchets (lesquelles sont variables), de la charge sus-jacente et des conditions de mise en place (compactage).

L'expérience de DRN acquise au cours des années passées constitue l'une des meilleures sources de renseignement afin de prédire les tassements des déchets. Pour les cellules exploitées jusqu'à maintenant, il a été observé par DRN que les tassements sont de l'ordre de

1 m sur 8 m de déchets la première année et que le taux de tassement est par la suite très faible. En raison de l'importante hauteur de déchets prévue, les tassements de ces derniers sont susceptibles de se manifester différemment pour la nouvelle cellule d'enfouissement. Par exemple, il est possible qu'ils se produisent plus lentement. Tel que discuté aux sections 7 et 8, des repères de tassements et un suivi du niveau de ces derniers sont prévus pour les premières sous-cellules afin d'évaluer les tassements des déchets et d'en tenir compte lors de la mise en place du recouvrement final des sous-cellules subséquentes.

Afin de faciliter l'aménagement du recouvrement final de façon adéquate (respect des niveaux et des pentes avec un drainage efficace), il est suggéré de ne pas atteindre tout à fait le niveau d'enfouissement final prévu dès que possible et de mettre en place immédiatement le recouvrement final mais plutôt d'attendre un an avant de compléter l'enfouissement jusqu'au niveau d'enfouissement maximal prévu. Ce délai permettra d'allouer un minimum de temps pour que les tassements des déchets se produisent sans favoriser indûment la production de lixiviat avant la mise en place du recouvrement final.



## 5 CONTRÔLE DES APPORTS EN EAU

Une fois l'excavation et l'aménagement des sous-cellules complétées, les systèmes d'assèchement utilisés sur les pentes périphériques et le fond d'excavation seront retirés ou abandonnés. L'aménagement de chacune des sous-cellules devra donc comprendre des éléments permettant de contrôler les infiltrations d'eaux souterraines ainsi que les eaux de précipitation. À cet effet, il est prévu de mettre en place un système de drainage sur le fond et les pentes d'excavation.

### 5.1 Drainage du fond des sous-cellules

Pour les besoins de captage du lixiviat, le fond de chacune des sous-cellules comportera un ensemble de surfaces inclinées selon différentes directions et pentes d'écoulement, aménagées de façon à collecter et diriger le lixiviat vers un point de récupération. Pendant la période d'exploitation de chacune des sous-cellules, ce point de récupération correspondra à un bassin temporaire ceinturant l'aire d'enfouissement des déchets. Notons qu'une digue située le long du côté extérieur de ce bassin permettra de séparer les eaux potentiellement contaminées provenant de l'aire d'enfouissement, des eaux de ruissellement provenant des pentes intermédiaires. Ces eaux de ruissellement non contaminées seront récupérées à l'intérieur d'un autre bassin situé du côté extérieur de la digue de séparation. Chacun de ces aménagements sera remblayé ou excavé lors de l'aménagement des sous-cellules adjacentes et sera remplacé par le système de captage permanent qui acheminera les eaux de lixiviation à des stations de pompage par l'entremise d'un réseau de conduites<sup>11</sup>.

En plus des débits de lixiviat qui seront générés par les déchets sus-jacents, le fond des sous-cellules sera aménagé de façon à également prendre en charge les débits d'infiltration d'eau

---

<sup>11</sup> Les détails concernant l'aménagement du fond des sous-cellules sont présentés dans le rapport « Étude d'ingénierie sommaire – Collecte, traitement et disposition des eaux de lixiviation » (TECSULT, août 2003).

souterraine provenant des sols sous-jacents, aussi bien durant la phase d'aménagement que durant la phase d'exploitation des sous-cellules.

Le système qui sera mis en place au fond des sous-cellules comportera donc deux étapes :

- un premier système dit temporaire sera mis en place immédiatement après que l'excavation de la cellule aura été complétée, de façon à maintenir à sec la surface de travail et à assurer la stabilité du fond lors des travaux d'aménagement du fond de la cellule;
- un deuxième système dit permanent sera mis en place avant l'exploitation de la cellule et prendra en charge le contrôle des apports en eau souterraine et en eau de précipitation ainsi que du lixiviat provenant des déchets sus-jacents.

Ces deux systèmes sont détaillés ci-après.

#### 5.1.1 Système temporaire

Au droit de l'aire d'enfouissement des déchets, le système temporaire sera constitué d'une couche de sable de 1 m d'épaisseur provenant de la surface du site et dont la conductivité hydraulique, évaluée à environ  $7 \times 10^{-3}$  cm/s, permettra un drainage adéquat des infiltrations d'eau. Cette couche sera mise en place directement sous le niveau prévu pour l'aménagement du système de drainage permanent (section 5.1.2). Autrement dit, les sols peu perméables (silt argileux) situés au fond de la cellule seront surexcavés de 1 m et remplacés aussitôt par la couche de sable drainant selon le profil et les niveaux du fond prévu (plan 1241-3080-104).

Un drain perforé de type Soleno TXS 10/F100 de 100 mm de diamètre sera également mis en place à la base de cette couche le long du "thalweg" situé au centre du fond de la sous-cellule 1 selon un axe ouest-est de façon à accélérer le drainage de la couche de sable vers le bassin de récupération des eaux potentiellement contaminées. Les pentes d'écoulement permettront ainsi de drainer les eaux vers le bassin temporaire de récupération situé le long des côtés sud et est du fond et de maintenir à sec la couche de sable. Il est à noter qu'au droit des bassins de récupération et de séparation du lixiviat des eaux de précipitation, une couche de sable sera également mise en place sur le fond et les pentes (du fond jusqu'au palier situé au niveau

13,5 m) de ces derniers afin d'assurer une protection adéquate contre l'érosion. L'épaisseur de cette couche ne sera que de 0,30 m puisque la circulation y sera limitée. Seule la crête de la digue temporaire séparant les bassins de récupération du lixiviat et des eaux de précipitation sera munie d'une couche de roulement de 0,45 m d'épaisseur et de 4 m de largeur en pierre concassée MG56. Cette couche permettra la circulation de camions et autre équipement.

Basés sur des hypothèses sécuritaires, les calculs effectués prévoient que le débit provenant de l'infiltration d'eau souterraine par le fond de l'excavation soit d'environ  $5 \times 10^{-7}$  l/s par  $m^2$  et que le débit provenant de précipitation par la surface soit d'environ  $3 \times 10^{-5}$  l/s par  $m^2$ .

Les eaux de précipitation accumulées à l'intérieur du bassin par ce système seront ensuite pompées dans une conduite d'évacuation qui les acheminera vers la rivière La Chaloupe<sup>12</sup>.

#### 5.1.2 Système permanent

Dans le cas du système permanent<sup>13</sup>, une couche de pierre nette 14-28 mm de 0,50 m d'épaisseur sera mise en place au-dessus de la couche de sable. Afin d'assurer une bonne séparation entre les deux couches de matériaux, un géotextile non tissé de type TEXEL 7612 sera mis en place entre ces dernières. Un réseau de drains et de conduites installés à l'intérieur de cette couche de pierre permettra de drainer et récupérer les infiltrations d'eau souterraine à travers le fond de la cellule de même que les infiltrations en eau de précipitation et de lixiviat provenant de la surface. Il est à noter qu'un géotextile de type FILTEX de TEXEL sera mis en place à l'intérieur de la couche de pierre nette, à 150 mm de la surface, afin de minimiser les risques de colmatage de la portion inférieure de la couche de pierre nette. Ce

---

<sup>12</sup> Les détails concernant l'évaluation et le suivi de la qualité des rejets à la rivière La Chaloupe sont présentés aux rapports « Gestion des matériaux et des apports en eau », (TECSULT, août 2003) et « Collecte, traitement et disposition du lixiviat » (TECSULT, août 2003).

<sup>13</sup> Les détails concernant ce système sont présentés dans le rapport « Étude d'ingénierie sommaire – Collecte, traitement et disposition des eaux de lixiviation » (TECSULT, août 2003).

géotextile, constitué de fibres de polypropylène traitées chimiquement, possède des ouvertures de filtration (F.O.S.) comprises entre 450 et 900  $\mu\text{m}$  et est donc spécialement conçu pour minimiser les risques de colmatage biologique. Une attention particulière sera également apportée quant à la nature de la pierre nette qui sera utilisée de façon à réduire les risques de réaction avec le lixiviat. Celle-ci ne devra pas être calcaire.

## 5.2 Système de drainage des pentes

Afin de maintenir à sec les déchets, un système de drainage des pentes périphériques a été prévu. Il s'agit d'un système qui permettra le drainage des eaux de précipitation en cours de remplissage des sous-cellules, le drainage du lixiviat qui atteindra les pentes et le drainage des eaux souterraines qui s'infiltreront à travers l'écran périphérique d'étanchéité une fois les systèmes d'assèchement des excavations désactivés.

Ce système de drainage sera simplement constitué d'une couche de pierre nette 14-28 mm de 0,50 m d'épaisseur qui se raccordera avec la couche de pierre nette de même épaisseur prévue en fond de cellule. Tout comme pour le fond de la cellule, un géotextile de type TEXEL 7612 sera installé sous cette couche de pierre de façon à séparer ce matériau des sols naturels sous-jacents, mais surtout afin d'agir à titre de filtre dans la partie inférieure de la pente où il y aura une infiltration d'eau souterraine. Un géotextile de type TEXEL FILTEX sera mis en place à l'intérieur de la couche de pierre nette à 150 mm de la surface. Ce géotextile, spécialement développé pour être utilisé pour le drainage des lieux d'enfouissement, permettra de minimiser les risques de colmatage biologique de la partie inférieure de la couche de pierre nette. Par ailleurs, cette pierre ne devra pas être calcaire afin de réduire les risques de réaction avec le lixiviat.

En raison du rabattement de la nappe d'eau souterraine à l'intérieur de l'écran périphérique d'étanchéité (occasionné par les travaux d'assèchement et de drainage), il y aura un écoulement d'eau souterraine dirigé vers le bas des pentes périphériques de la cellule. En considérant que la conductivité hydraulique de l'écran périphérique d'étanchéité est de l'ordre de  $2 \times 10^{-7}$  cm/s, la différence de charge entre l'intérieur et l'extérieur de l'écran a été évaluée à

environ 12 m par modélisation numérique (SEEP/W). Le débit d'infiltration résultant de ces conditions a, quant à lui, été évalué à environ  $7 \times 10^{-4}$  l/s (valeur arrondie à  $1 \times 10^{-3}$  l/s pour fin de conception) par mètre linéaire d'écran périphérique d'étanchéité. Selon les résultats des modélisations numériques, l'ensemble du débit d'infiltration à travers les pentes d'excavation sera concentré dans les 10 mètres inférieurs.

Il a été vérifié qu'au tout début des opérations d'enfouissement, alors que la totalité de la pente sera à découvert, le système de drainage des pentes prévu sera en mesure d'évacuer le débit d'infiltration des eaux souterraines estimé, combiné au débit d'eau de précipitation susceptible de survenir en cas de forte pluie. Le débit d'infiltration du lixiviat à considérer après l'installation du recouvrement final étant nettement inférieur au débit de précipitation à considérer en début d'exploitation, le système de drainage des pentes sera évidemment en mesure d'acheminer à long terme la totalité des eaux d'infiltration jusqu'au système de captage du lixiviat aménagé en fond de cellule.

La géométrie exacte des pentes périphériques et le système de drainage prévu pour celles-ci sont montrés au plan 1241-3080-108.

À noter que le système de drainage des pentes permettra de protéger les pentes périphériques contre l'érosion durant le remplissage des sous-cellules. Ainsi, il est prévu de le mettre en place graduellement au moment des opérations d'excavation.

## **6 RECOUVREMENT FINAL ET DRAINAGE DE SURFACE**

Le recouvrement final des déchets doit satisfaire aux exigences des articles 42 et 43 du Projet de Règlement. Tel qu'il est implicitement prescrit à l'article 15 du même document, le recouvrement final de la cellule d'enfouissement doit s'intégrer au paysage environnant. Les aspects techniques reliés à ces exigences et au recouvrement final des déchets en général sont abordés dans cette section.

### **6.1 Recouvrement final de la cellule**

#### **6.1.1 Profil du recouvrement final**

La topographie du recouvrement final est montrée au dessin 1241-3080-107. Elle a été établie par URGEL DESLISLE & ASSOCIÉES INC.. Près des limites d'enfouissement, les pentes du recouvrement final sont de 30 % jusqu'au niveau 36 à 38 m (selon l'emplacement). Par la suite, plus au centre et pour la majeure partie du site, des pentes de 2 à 4 % sont prévues jusqu'en crête de cellule (niveau 46 m).

#### **6.1.2 Caractéristiques du recouvrement final**

Afin de répondre aux exigences du Projet de Règlement, il est prévu que le recouvrement final comprenne, de bas en haut :

- une couche de drainage d'au moins 0,60 m d'épaisseur constituée du sable de surface du site;
- une géomembrane de CPV de 1,0 mm d'épaisseur;
- un drain synthétique (géonet de type transnet 220) de 5,6 mm d'épaisseur (pour les pentes de 30% seulement);
- une couche de protection d'au moins 0,45 m d'épaisseur constituée de sable de surface du site;
- une couche de terre végétale d'une épaisseur minimale de 0,15 m.

Rappelons que les essais de perméabilité effectués pour le sable de surface en place sur le site ont montré que la conductivité hydraulique de ce matériau est supérieure à  $1 \times 10^{-3}$  cm/s, indiquant ainsi que celui-ci est adéquat pour être utilisé pour la couche de drainage du recouvrement final.

L'imperméabilité du recouvrement sera assurée par une géomembrane de CPV de 1,0 mm d'épaisseur qui sera mise en place directement sur la couche de sable de drainage. En raison de ses propriétés imperméabilisantes, la mise en place de la géomembrane dans la structure du recouvrement final permettra de répondre aux critères d'imperméabilité de l'article 42 du Projet de règlement en plus de minimiser la quantité de lixiviat qui sera générée suite aux infiltrations d'eau à travers le recouvrement final ainsi que les émissions atmosphériques de biogaz.

Il est à noter à cet effet que les infiltrations d'eau à travers les recouvrements en géomembrane sont principalement dues aux défauts résultant des travaux de mise en place ou pouvant exister aux joints de raccordement, plutôt qu'à la conductivité hydraulique du matériau lui-même (Giroud et Bonaparte, 1989). Afin de réduire le nombre de ces défauts sur la superficie du recouvrement, un contrôle de qualité rigoureux des joints de raccordement et des opérations de mise en place de la géomembrane sera appliqué durant les travaux. Il a été démontré qu'un bon contrôle de qualité des joints de raccordement et des opérations de mise en place permettent de réduire le nombre de défauts à seulement 2 par hectare (Solmers Int., 1998).

Par ailleurs, il est important de souligner que l'utilisation de géomembranes en CPV dans le recouvrement final d'une cellule d'enfouissement de matières résiduelles constitue un choix judicieux en raison non seulement de ses propriétés imperméabilisantes, mais également en raison de sa capacité à supporter les grandes déformations susceptibles de se produire à de tels sites (Badu-Tweneboah et Williams, 1994). Les observations réalisées à l'endroit de lieux d'enfouissement de matières résiduelles sujets à de grandes déformations, indiquent que l'intégrité des géomembranes de PCV utilisées dans le recouvrement final ne semble pas avoir été affectée par les tassements importants des déchets.

De même, les membranes de CPV étant disponibles en panneaux d'au moins 1000 m<sup>2</sup> pré-soudés en usine, c'est-à-dire dans des conditions optimales, le risque de défauts résultants de mauvaises soudures réalisées en chantier est réduit considérablement.

Au-dessus de la géomembrane, la protection de cette dernière sera assurée au moyen d'une couche de sable d'au moins 0,45 m qui permettra également de drainer les eaux de précipitation vers les côtés.

Dans les pentes de 30%, l'ajout d'un drain synthétique (géonet de type transnet 220) de 5,6 mm d'épaisseur directement sur la géomembrane, accentuera le drainage des sols de protection situés au-dessus de la géomembrane et assurera ainsi leur stabilité.

En conformité avec l'article 43 du Projet de Règlement, la couche supérieure du recouvrement final devra être végétalisée, au plus tard un an après sa mise en place, au moyen d'espèces non susceptibles d'endommager la géomembrane située à 0,60 m sous la surface.

Les détails du raccordement du recouvrement final avec l'écran périphérique d'étanchéité et le fossé de drainage des eaux de surface sont montrés au dessin 1241-308-107. Il est à remarquer que le recouvrement est aménagé de façon à protéger du gel la partie supérieure de l'écran d'étanchéité et de manière à acheminer les eaux de drainage à l'extérieur de l'enceinte formée par l'écran dans les fossés de drainage périphériques. Au moment de la mise en place du recouvrement final, la digue temporaire de protection de l'écran périphérique d'étanchéité devra être enlevée.

#### 6.1.3 Mise en place du recouvrement final

Tel que mentionné à la section 4.3, un délai d'environ 1 an après la mise en place des déchets jusqu'à un niveau légèrement inférieur au niveau maximum d'exploitation est prévu avant la mise en place du recouvrement final. Lorsque les conditions climatiques le permettront, les différents matériaux composant le recouvrement final pourront ensuite être placés.



Conformément à l'article 73 du Projet de Règlement, les trous, failles et affaissements qui pourraient se former dans le recouvrement final devront être réparés de manière à éviter que l'eau ne s'accumule sur les différentes couches qui le composent ou s'infilte dans la cellule d'enfouissement. À cet égard, notons que, durant le délai prévu entre la mise en place des déchets jusqu'à un niveau légèrement inférieur au niveau maximum d'exploitation et la mise en place du recouvrement final, une partie importante des tassements des déchets se seront produits. Cette façon de faire diminuera ainsi les risques de défaillances dans le recouvrement final associées aux tassements des déchets.

#### 6.1.4 Vérification de la stabilité du recouvrement final

De façon à s'assurer qu'il n'y a pas de problème de glissement du recouvrement final le long des pentes extérieures de la cellule d'enfouissement, une évaluation de la stabilité des différentes couches de matériaux mis en place à l'intérieur de la structure du recouvrement final a été réalisée.

Dans le cas des pentes situées sur le dessus de la cellule, leur inclinaison de l'ordre de 2 % à 4%, beaucoup plus faible que l'angle de frottement entre les différents matériaux utilisés ou que l'angle de frottement de ces matériaux, assure une très bonne stabilité des différentes couches du recouvrement et ce, même dans des conditions saturées ou durant un séisme. En considérant que l'angle de frottement le plus faible existant dans la structure du recouvrement correspond à celui existant entre les sols de protection et la géomembrane de CPV ( $\delta = 27^\circ$ ), les coefficients de sécurité minimum calculés pour ces derniers cas sont supérieurs à 3.

Dans le cas des pentes latérales de 30% (16,7°), l'inclinaison beaucoup plus prononcée rend nécessaire l'ajout d'un drain synthétique qui permet d'accentuer le drainage des sols de protection situés au-dessus et empêche que ces derniers ne deviennent saturés suite à un événement pluviométrique important. Il est à noter qu'une couche de pierre nette doit également être mise en place dans la portion horizontale située en pied de pente afin de pouvoir évacuer toutes les eaux de drainage véhiculées par le drain synthétique.

Les modélisations numériques effectuées par éléments finis (SEEP/W) indiquent que l'utilisation d'un drain synthétique de 5 mm d'épaisseur sur les pentes de 30% et d'une couche de pierre nette de 0,30 m d'épaisseur dans la partie horizontale située en pied de pente, est suffisante pour drainer adéquatement les matériaux de protection situés au-dessus de la géomembrane durant un événement pluviométrique d'une durée de 24 heures correspondant à une période de retour supérieure à 1/100 ans (précipitation de 100 mm en 24 heures correspondant à l'événement pluviométrique le plus important observé depuis les 90 dernières années).

En évitant ainsi que des pressions interstitielles ne s'établissent dans les matériaux situés au-dessus de la géomembrane, la stabilité en conditions statiques de ces derniers est assurée puisque l'angle de frottement entre les différents matériaux ou l'angle de frottement de ces derniers sont supérieurs à l'inclinaison de la pente. En considérant que l'angle de frottement minimum existant dans la structure du recouvrement correspond à celui existant entre le drain synthétique et la géomembrane de CPV ( $\delta = 23^\circ$ ) et que le géonet se poursuit sur une longueur de 4 m dans la pente de 2 % à 4 %, le coefficient de sécurité minimum contre le glissement calculé pour les conditions présentées précédemment est de 1,5, tel que recommandé par le U.S. Corps of Engineers pour le recouvrement des sites d'enfouissement de matières dangereuses (U.S. Corps of Engineers, 2001).

En cas de séisme, le coefficient de sécurité minimum calculé en conditions pseudo-statiques est de 1,4.

Il est également important de souligner que les risques d'instabilité dus à des sous pressions générées par les biogaz sont négligeables en raison du système de captage de biogaz mis en place à l'intérieur de la cellule. Ce dernier contribuera à éviter l'établissement de pression à l'intérieur de la cellule.

#### 6.1.5 Vérification de la stabilité globale des pentes de la cellule d'enfouissement

Afin de s'assurer de l'intégrité de la cellule d'enfouissement à long terme, des analyses de stabilité ont été effectuées pour les pentes extérieures formées par l'enfouissement des déchets

au-dessus du niveau du terrain naturel. Il s'agit des pentes de 30 % du profil de recouvrement final présentées à la sous-section 6.1.1.

Étant donné la géométrie plutôt constante du recouvrement final et du terrain avoisinant, une seule coupe a été étudiée pour l'évaluation de la stabilité des pentes de la cellule d'enfouissement. Il s'agit d'une coupe localisée à proximité du site de forage F-4 (vis-à-vis CPTU-104). En raison de la faible profondeur des cercles de ruptures critiques (dépôts argileux non atteints), aucune analyse de stabilité en contraintes totales n'a été effectuée pour ces pentes. Seules des analyses en contraintes effectives ont été réalisées.

La méthode d'analyse présentée précédemment (voir sous-section 3.4) a également été employée pour l'analyse de la stabilité des pentes de la cellule d'enfouissement. Puisqu'il s'agit de pentes périphériques, le coefficient de sécurité requis est de 1,5 (MCIF, 1994).

#### 6.1.5.1 Conditions piézométriques

Les conditions piézométriques considérées ont été représentées au moyen de lignes d'égale pression. Ces lignes de pression ont été positionnées en considérant le régime d'écoulement obtenu à l'aide de SEEP/W pour l'analyse de la stabilité de la pente périphérique vis-à-vis le site de forage F-4 (voir sous-section 3.4.1). C'est donc dire qu'il a été considéré que le système de captage de lixiviat est toujours maintenu en fonction et rabat ainsi la nappe d'eau souterraine à l'intérieur de l'écran d'étanchéité.

#### 6.1.5.2 Analyse dynamique

Afin de s'assurer de la pérennité des pentes extérieures formées par la cellule d'enfouissement, l'effet d'un séisme important (période de retour de 1 : 475 ans) a été étudié. Cette analyse a montré que le sable situé sous la nappe d'eau souterraine peut subir une perte importante de résistance à la suite d'un tel séisme. Ainsi, une analyse de stabilité a été effectuée en considérant la résistance résiduelle du sable, ce qui correspond à sa résistance minimale. À l'examen des indices «N» de pénétration standard (SPT) obtenus pour les sols de surface et en considérant les approches proposées par Seed, 1986 et Stark et al., 1992 à cet effet, la

résistance résiduelle de ces dépôts a été évaluée à 10 kPa. La profondeur maximale de sable affectée par le séisme a été considérée égale à 15 m, tel que proposé par Richardson et al., 1994.

#### 6.1.5.3 Résultats

Pour tous les cas étudiés, le coefficient de sécurité obtenu est d'environ 2,3, soit une valeur nettement supérieure aux valeurs requises pour les différents cas de chargement (1,5 et 1,1). Ainsi, les analyses de stabilité effectuées ont permis de constater que même à la suite d'un séisme, les pentes permanentes extérieures projetées pour l'enfouissement des déchets au-dessus du terrain naturel sont stables pour les conditions piézométriques considérées.

## 6.2 Drainage de surface

De façon à éviter toute accumulation d'eaux en périphérie de la cellule et à empêcher que celles-ci ne s'infiltrerent entre la base du recouvrement et le sommet de l'écran d'étanchéité, un système de drainage sera aménagé au pied des pentes du recouvrement final de la cellule, du côté extérieur de l'écran d'étanchéité.

Le système de drainage sera composé de quatre (4) tronçons desservant chacun une portion de la superficie du recouvrement final de la cellule. Chacun de ces tronçons sera conçu de façon à pouvoir drainer de façon sécuritaire les eaux de ruissellement provenant de ces tronçons et de les acheminer vers le réseau de drainage local.

Le système sera constitué de fossés périphériques qui permettront d'acheminer les eaux de ruissellement vers le réseau de drainage local via trois (3) exutoires.

À partir de la méthode rationnelle, il a été possible de déterminer les débits de ruissellement selon la formule suivante :

$$Q = 2,75 * 10^{-3} c_f CiA$$

où  $Q$  = débit en  $m^3/s$

$c_f$  = coefficient de correction pour la fréquence

$C$  = coefficient de ruissellement

$i$  = l'intensité de la précipitation d'un orage dont la durée est égale au temps de concentration du bassin (mm/h)

$A$  = superficie du bassin (ha)

En conformité avec la pratique nord-américaine pour la conception des systèmes de drainage de surface pour les sites d'enfouissement (Bagchi, A., 1990), une pluie exceptionnelle avec une période de retour de 25 ans a été considérée pour le dimensionnement du système de drainage de surface. Les valeurs des éléments composant cette équation ont été choisies ou calculées comme suit :

- selon le U.S. Soil Conservation Office (Robertson et al., 1988), le *coefficient de correction pour la fréquence*,  $c_f$ , a une valeur de 1,10 pour une pluie avec une période de retour de 25 ans;
- deux méthodes ont été utilisées pour calculer le coefficient de ruissellement, soit la méthode de Bernard (Gray, D.M., 1972) et la méthode de Stephenson et du U.S. Department of Transportation (Robertson et al., 1988). Le calcul a pris en considération la présence des pentes variables pour diverses zones du recouvrement final et leurs aires correspondantes. La valeur moyenne du coefficient de ruissellement,  $C$ , ainsi calculé est de 0,35;
- en ce qui a trait au choix de la valeur d'intensité de la précipitation (pluie),  $i$ , celui-ci repose sur les estimés de l'intervalle de récurrence acceptable (dans ce cas,  $T = 25$  ans) utilisée pour le projet et du temps de concentration maximum calculé. Ce dernier a été estimé à environ 48 minutes. À partir de ces données, l'intensité de la pluie,  $i$ , selon un nomogramme préparé par Environnement Canada pour la région de l'aéroport de St-Hubert (Montréal), comparable à la région à l'étude, serait de 41 mm pour une période de 48 heures.

À partir des débits de ruissellement de surface et les plans topographiques du site d'enfouissement, les dimensions et caractéristiques physiques des fossés de drainage ont été déterminées en utilisant la formule du Manning et en tenant compte des restrictions d'emplacement et d'exploitation (localisation, pentes, vitesses maximales admissibles) pour chaque fossé de drainage.

En considérant que la vitesse d'écoulement maximale à l'intérieur du système ne doit pas excéder 0,6 m/s pour éviter l'érosion de celui-ci et que le niveau maximum de l'eau dans le système doit se maintenir à plus de 0,30 m sous le niveau supérieur de l'écran d'étanchéité (afin d'éviter toute infiltration au-dessus ce dernier), il a été possible d'établir les caractéristiques de chacun des tronçons du système (tableau 6.1 et plan 1241-3080-107).

**Tableau 6.1 Caractéristiques du système de drainage de surface**

Tronçon	Type	Section transversale	Longueur (m)	Pente longitudinale	Débit maximum (m <sup>3</sup> /s)
1	Fossé	Trapézoïdale	1172	0,001	1,20
2	Fossé	Trapézoïdale	719	0,001	0,57
3	Fossé	Trapézoïdale	491	0,001	0,17
4A	Fossé	Trapézoïdale	632	0,0005	0,68
4B	Fossé	Trapézoïdale	275	0,001	0,95

## 7 INSTRUMENTATION

De façon à suivre l'évolution des conditions hydrogéologique, géotechnique et environnementale du site durant et après les travaux d'aménagement de la cellule d'enfouissement, un système d'instrumentation sera mis en place sur le site. Ce système, visant principalement à suivre le niveau de la nappe à l'intérieur de l'écran d'étanchéité, les niveaux piézométriques dans l'argile silteuse, la qualité des eaux souterraines en périphérie de l'écran et en amont du système de pompage ainsi que l'évolution des tassements des déchets et du recouvrement final, est présenté au plan d'instrumentation (1241-3080-110).

### 7.1 Niveau de la nappe d'eau souterraine à l'intérieur de l'écran périphérique d'étanchéité

Le suivi du niveau de la nappe d'eau souterraine à l'intérieur de l'écran sera assuré par l'entremise d'un réseau de puits d'observation du côté intérieur de l'écran de même que le long des pentes intermédiaires d'excavation. Le long du côté intérieur de l'écran, les puits d'observation seront mis en place à tous les 120 m, à une distance de 7,5 m de l'écran<sup>14</sup>. Un espacement de 120 m sera également utilisé entre les puits d'observation qui seront mis en place le long des pentes intermédiaires. Ceux-ci seront toutefois situés à 10 m à l'extérieur de la crête de la pente intermédiaire, soit à mi-chemin entre celle-ci et le rideau de puits de pompage (section 3.2.2).

Chacun de ces puits d'observation, constitués d'un tubage de CPV de 50 mm de diamètre, sera installé à l'intérieur de trous de forage de 150 mm de diamètre dont l'extrémité inférieure sera positionnée à l'interface avec le sommet de la couche d'argile de manière à intercepter la totalité de l'aquifère supérieur. Les tubages de CPV seront crépinés à partir de la base du puits

---

<sup>14</sup> Ces distances correspondent aux recommandations de la USEPA (USEPA, 1998) en ce qui concerne la position de puits d'observation dédiés au suivi du niveau des eaux souterraines à proximité d'un écran d'étanchéité.

jusqu'à 2 m de la surface. Toute la partie supérieure du puits (de 2 m de profondeur à l'extrémité supérieure) sera constituée de tubage de CPV plein.

L'espace annulaire entre la crépine et les parois du trou de forage sera comblé au moyen de sable filtrant. Ce dernier ainsi que les crépines seront sélectionnés de façon à empêcher toute infiltration de particules à l'intérieur des puits d'observation. L'espace annulaire de la partie située entre 2 m de profondeur et la surface sera comblé au moyen d'un mélange de ciment-bentonite. Un tubage de protection en acier de 150 mm de diamètre muni d'un couvercle complètera la portion supérieure du puits d'observation de 2,0 m de profondeur à 1 m au-dessus de la surface du terrain naturel.

## **7.2 Niveaux piézométriques dans l'argile silteuse**

Afin de permettre le suivi des conditions piézométriques au fur et à mesure de l'avancement de l'excavation de la sous-cellule 1, l'installation de six (6) piézomètres scellés à corde vibrante est prévue à différents niveaux dans l'argile. Ces piézomètres seront installés dès que le niveau 13,5 m sera atteint, soit après l'excavation de la deuxième levée prévue pour la sous-cellule 1. Ces piézomètres seront regroupés en deux groupes de trois localisés dans la pente périphérique ouest de la sous-cellule 1. Ils seront localisés sur les paliers horizontaux de la pente afin d'en faciliter l'accès.

Chaque piézomètre scellé sera installé à l'intérieur d'un forage de 150 mm de diamètre dont l'extrémité inférieure sera positionnée en fonction du niveau d'installation prévu. La pointe du piézomètre sera installée à 0,3 m du fond du forage dans une lanterne de sable filtrant de 1,5 m de hauteur, laquelle sera scellée par un bouchon de bentonite en boulettes sus-jacent jusqu'au niveau 0,0 m. Des tubes de protection en acier de 150 mm de diamètre muni d'un couvercle cadennassé, ancrés d'au moins 1,5 m dans un mélange de ciment-bentonite, complètent l'installation jusqu'à 1,5 m au-dessus des niveaux d'aménagement finaux prévus (3,5 et 13,5 m). Ces piézomètres seront démantelés lors de la mise en place des déchets.



### 7.3 Qualité des eaux souterraines

À l'extérieur de la cellule d'enfouissement, la qualité des eaux souterraines sera suivie au moyen d'un réseau de puits d'observation environnemental localisé à l'intérieur de la zone tampon située en périphérie de l'écran d'étanchéité, soit à l'intérieur d'une bande de 50 m située autour de ce dernier. Trois puits d'observation déjà existants, les puits F-4A, F-5 et F-2, permettront de suivre la qualité environnementale des eaux souterraines en amont hydraulique<sup>15</sup> du site, soit dans le périmètre situé à l'ouest et au nord de la cellule. Les détails concernant l'installation de chacun de ces puits sont présentés dans le rapport Étude géotechnique, hydrogéologique et environnementale (TECSULT, août 2003).

En aval hydraulique, tel que mentionné à l'article 56 du Projet de Règlement, le réseau de surveillance pour un L.E.T. de 65,8 ha, tel celui de DRN, devra être constitué d'au moins dix (10) puits d'observation environnemental. Ces derniers seront installés à intervalle d'environ 120 m dans le périmètre situé dans la moitié est du site.

Chacun de ces puits, constitué d'un tubage de CPV de 50 mm de diamètre, sera installé à l'intérieur de trous de forage de 150 mm de diamètre dont l'extrémité inférieure sera positionnée à l'interface avec le sommet de la couche d'argile. Les tubages de CPV comporteront une crépine à partir de la base du puits jusqu'à 1,5 m de la surface. Seule la partie supérieure des puits (de 1,5 m de profondeur à l'extrémité supérieure) sera constituée de tubage de CPV plein.

L'espace annulaire entre la crépine et les parois du trou de forage sera comblé au moyen de sable filtrant. Ce dernier ainsi que les crépines seront sélectionnés de façon à empêcher toute infiltration de particules à l'intérieur des puits. L'espace annulaire de la partie située entre 2 m de profondeur et la surface sera comblé au moyen d'un mélange de ciment-bentonite. Un tubage de protection en acier de 150 mm de diamètre muni d'un couvercle complètera la

---

<sup>15</sup> L'amont et l'aval hydrauliques dont il est ici question ont été déterminés selon la piézométrie de l'aquifère supérieur prévalant avant l'aménagement de la nouvelle cellule d'enfouissement.

portion supérieure du puits, de 1,5 m de profondeur à 1 m au-dessus de la surface du terrain naturel.

#### **7.4 Tassements des déchets**

Tel que mentionné à la section 4.3, des repères de tassement sont prévus afin d'être en mesure de suivre l'évolution des tassements des déchets. À priori, un total de 23 repères de tassement est proposé pour le recouvrement final des sous-cellules 1 à 4. Il est recommandé d'installer temporairement ces repères de tassement au sommet des déchets un (1) an avant la mise en place du recouvrement final afin d'être en mesure de suivre l'évolution des tassements des déchets durant la première année suivant leur mise en place. Les repères de tassement devront à ce moment être enfouis d'au moins 1,0 m sous la surface du recouvrement temporaire. Ils pourront ensuite être démantelés et réinstallés de façon permanente lors de la mise en place du recouvrement final. La localisation des repères de tassement ainsi que les détails d'installation (à l'état permanent) sont montrés au dessin 1241-3080-110. Ces repères sont simplement constitués d'une tige d'acier carré de 25 mm x 25 mm et de 750 mm de longueur soudée à une plaque d'acier de 600 mm x 600 mm ayant une épaisseur de 10 mm.

Selon les informations recueillies à partir de ces repères de tassements, d'autres repères pourront être installés au sommet des sous-cellules subséquentes.

## 8 PROGRAMME DE SURVEILLANCE

### 8.1 Programme de surveillance environnementale de la cellule

Tel qu'exigé à l'article 57 du Projet de Règlement, chacun des treize (13) puits d'observation environnementaux (3 en amont et 10 en aval hydraulique) faisant partie du réseau de puits d'observation environnemental (section 7.3) fera l'objet d'un programme d'échantillonnage et d'analyse environnementale à raison d'au moins trois fois par années pour les deux premières années du suivi. Les eaux souterraines prélevées à chacun des puits seront alors analysées pour les paramètres exigés à l'article 49 et évaluées en fonction des valeurs limites établies à cet article, soit :

- azote ammoniacal (exprimé en N) : 0,5 mg/l;
- benzène : 0,005 mg/l;
- bore (B) : 5 mg/l;
- cadmium (Cd) : 0,005 mg/l;
- chlorures (exprimé en Cl<sup>-</sup>) : 250 mg/l;
- chrome (Cr) : 0,05 mg/l;
- coliformes fécaux : 0 U.F.C./100 ml;
- cyanures totaux (exprimé en CN) : 0,2 mg/l;
- éthylbenzène : 0,0024 mg/l;
- fer (Fe) : 0,3 mg/l;
- manganèse (Mn) : 0,05 mg/l;
- mercure (Hg) : 0,001 mg/l;
- nickel (Ni) : 0,013 mg/l;
- nitrates et nitrites (exprimé en N) : 10 mg/l;
- plomb (Pb) : 0,01 mg/l;
- sodium (Na) : 200 mg/l;
- sulfates totaux (SO<sub>4</sub><sup>-2</sup>) : 500 mg/l;
- sulfures totaux (exprimé en S<sup>-2</sup>) : 0,05 mg/l;
- toluène : 0,024 mg/l;
- xylène (O, M, P) : 0,3 mg/l;
- zinc (Zn) : 5 mg/l.

Après une période de suivi de deux années complètes, l'analyse des échantillons prélevés pourra exclure les paramètres dont la concentration mesurée dans le lixiviat avant traitement a toujours été inférieure aux valeurs limites mentionnées précédemment. De plus, pour deux des trois campagnes d'échantillonnage annuelles exigées, l'analyse pourra ne porter que sur les paramètres indicateurs suivants :

- conductivité électrique;
- composés phénoliques (indice phénol);
- demande biochimique en oxygène sur 5 jours (DBO<sub>5</sub>);
- demande chimique en oxygène (DCO);
- fer.

Ces mesures pourront être maintenues jusqu'à ce que l'analyse d'un échantillon montre une fluctuation significative d'un paramètre ou un dépassement d'une valeur limite. Dès lors, tous les échantillons prélevés par la suite dans le puits d'observation en cause feront à nouveau l'objet d'une analyse complète des paramètres exigés pour l'application de l'article 49, et ce, jusqu'à ce que la situation soit corrigée.

Toutes les étapes de prélèvement, de conservation et d'analyses environnementales seront effectuées conformément aux modalités prévues dans la plus récente version du «Guide d'échantillonnage à des fins d'analyses environnementales» publié par le ministère de l'Environnement du Québec. Il est à noter, à cet effet, que seuls les échantillons pour l'analyse des métaux et métalloïdes feront l'objet d'une filtration lors du prélèvement. Dans tous les autres cas, les échantillons ne feront l'objet d'aucune filtration.

Les analyses environnementales seront réalisées par un laboratoire accrédité par le ministère en vertu de l'article 118.6 de la loi sur la qualité de l'environnement. Les rapports d'analyses produits par ce dernier seront conservés pendant cinq ans à compter de sa date de production.

## **8.2 Suivi des niveaux piézométriques dans l'argile silteuse**

Un programme de suivi des niveaux piézométriques dans l'argile silteuse sera réalisé pendant les travaux d'excavation de la sous-cellule 1. À la suite de l'installation des piézomètres scellés, des mesures des niveaux piézométriques y seront effectuées hebdomadairement jusqu'à la fin des travaux d'excavation.

Combinées aux mesures du niveau de la nappe d'eau souterraine effectuées dans les puits d'observation, les mesures des niveaux piézométriques permettront de valider les hypothèses relatives aux conditions piézométriques considérées pour les analyses de stabilité des pentes préalablement à la fin des travaux d'excavation.

## **8.3 Suivi des niveaux d'eau dans l'aquifère supérieur**

Un programme de suivi des niveaux d'eau sur le site sera réalisé pendant et après les travaux d'excavation de la cellule d'enfouissement.

Durant les travaux, des mesures de niveau d'eau souterraine seront réalisées de façon hebdomadaire de part et d'autre de l'écran. À l'extérieur de l'écran d'étanchéité, les mesures de niveau d'eau seront effectuées au moyen du réseau de puits d'observation environnemental. À l'intérieur de l'écran, les niveaux d'eau seront relevés au moyen du réseau de puits d'observation mis en place le long du côté intérieur de celui-ci et en périphérie des pentes d'excavation temporaires.

Une fois les travaux d'aménagement complétés, les mesures de niveau d'eau seront poursuivies dans les puits d'observation de part et d'autre de l'écran d'étanchéité selon une fréquence d'au moins trois fois par année.

#### **8.4 Suivi des tassements des déchets**

Afin de bien suivre l'évolution des tassements des déchets, il est prévu de procéder à un relevé des niveaux des repères de tassement à tous les quatre mois pour les trois années suivant leur installation initiale. Par la suite, la fréquence des relevés de nivellement pourra être réduite selon les observations mais ne devra pas être inférieure à une fois l'an.

À noter que les tassements qui seront observés correspondent en réalité aux tassements des déchets combinés aux tassements des sols de fondation de la cellule d'enfouissement.

Les valeurs de tassements observées pourront avantageusement être utilisées pour la planification des niveaux à atteindre pour la mise en place du recouvrement final des sous-cellules subséquentes.

## 9 RÉFÉRENCES

AUGELLO, A. J., MATASOVIC, N., BRAY, J. D., KAVAZANJIAN, E., SEED, R. B., 1995, Evaluation of solid waste landfill performance during the Northridge earthquake, ASCE, Earthquake design and performance of solid waste landfills, p. 17-50.

BADU, K. et al., "Assessment of a PVC Geomembrane Used in a Landfill Cover System, Fifth International Conference on Geotextiles, Geomembranes and Related Products, Singapore, 5-9 September, 1994.

BAGCHI, A., Design, Construction, and Monitoring of Sanitary Landfill, John Wiley & Sons, New York, 1990.

BRINK, D., DAY, P. W., DU PREEZ, L. Failure and Remediation of Bulbul Drive Landfill : Kwazulu-Natal, South Africa, Proceedings Sardinia 99, Seventh International Waste Management and Landfill Symposium, vol. III Italy, p. 555-562.

CONSEIL NATIONAL de RECHERCHE du CANADA, Code National du Bâtiment du Canada, 1995.

GAZETTE OFFICIELLE DU QUÉBEC, Projet de règlement sur l'élimination des matières résiduelles, octobre 2000, 132<sup>e</sup> année, no 43.

GEO-SLOPE International Ltd, SEEP/W for Finite Element Seepage Analysis, 2001, Version 5, User's Guide, Calgary, Canada.

GEO-SLOPE International Ltd, SLOPE/W for Slope Stability Analysis, 2001, Version 5, User's Guide, Calgary, Canada.

GIROUD, J.P., BONAPARTE, R., "Leakage Through Liners Constructed with Geomembrane, Part I: Geomembrane Liners", Geotextile and Geomembranes, 8, 1: 27-67, 1989.

GRAY, D.M., Manuel des Principes d'Hydrologie, Conseil National de Recherches du Canada, 1972.

KAVAZANJIAN, E., MATASOVIC, N., BONAPARTE, R. and SCHMERTMANN, G. R., Evaluation of MSW Properties for Seismic Analysis, Proceedings, International conference The Geoenvironment 2000, GSP no. 46, New York, 1995.

KRAMER, S. L., Geotechnical Earthquake Engineering, Prentice Hall, 1996.

LANDVA, A., KNOWLES, G.D. Geotechnics of Waste Fills, Theory and Practice, ASTM, 1992.

LeBOEUF, D. et LEFEBVRE, G., Sécurité sismique des digues et des ouvrages en terre, zonation et évaluation, rapport à Hydro-Québec, 1989.

LEONARDS, G. A., Les Fondations (traduit et adapté par un groupe d'ingénieurs des laboratoires des ponts et chaussées), Dunod, Paris, 1968, 1106 p.

LUNNE, T., ROBERTSON, P.K. and POWELL, J.J.M, Cone Penetration Testing in geotechnical practice, 1997, 312 p.

MACHADO, S. L., CARVALHO, M. F. and VILAR, O. M., Constitutive Model for Municipal Solid Waste, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2002, Vol. 128, No. 11, Np. 940-951.

MANASSERA, M., VAN IMPE, W.F. and BOUAZZA, A. Waste disposal and containment, International Congress on Environmental Geotechnics, 1996, p. 1425-1474.

MAZZUCATO, A., SIMONINI, P., COLOMBO, S., Analysis of Block Slide in a MSW Landfill, Proceedings Sardinia 99, Seventh International Waste Management and Landfill Symposium, vol. III, Italy, p. 538-544.

MINISTÈRE DE L'ENVIRONNEMENT DU QUÉBEC, Directive pour la réalisation d'une étude d'impact sur l'environnement d'un projet de lieu d'enfouissement sanitaire. Direction des évaluations environnementales, Version février 1998 (mise à jour de décembre 2000).

RECUEIL DU SYMPOSIUM INTERNATIONAL, PARIS. Exemples majeurs et récents en géotechnique de l'environnement, Presses de l'école nationale des Ponts et chaussées, 1996.

RICHARDSON, et al., RCRA Subtitle D (258) Seismic Design Guidance for Municipal Solid Waste Landfill Facilities, 1994.

ROBERTSON, J.A., CASSIDY, J.J. et CHAUDHRY, M.H., Hydraulic Engineering, Houghton Mifflin Company Inc., Fifth Edition, 1988.

SEED, R. B. and HARDER, L. F., SPT-based analysis of cyclic pore pressure generation and undrained residual strength, in J.M. Duncan ed. Proceedings, H. Bolton Seed Memorial Symposium, University of California, Berkeley, Vol. 2, 1990, pp. 351-376.

SHARMA, H.D., Waste containment systems, waste stabilization, and landfills; Design and evaluation, Wiley, 1994.



SOCIÉTÉ CANADIENNE DE GÉOTECHNIQUE, Manuel Canadien d'Ingénierie des Fondations, 1994, 558 p.

SOLMERS INT., « Geomembrane Leaks Detection by Geo-Electrical Prospecting », Guide, 1998.

STARK, T.D. and MESRI, G, Undrained shear strength of sands for stability analysis, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 118, No. 11, 1992, pp. 1727-1747.

TECSULT, Étude géotechnique, hydrogéologique et environnementale, Projet d'agrandissement du lieu d'enfouissement sanitaire de Saint-Thomas – Écran périphérique d'étanchéité, rapport final, août 2003.

TECSULT, Étude d'ingénierie détaillée – Écran périphérique d'étanchéité, Projet d'agrandissement du lieu d'enfouissement sanitaire de Saint-Thomas, rapport final, août 2003.

TECSULT, Gestion des matériaux et des apports en eau, Projet d'agrandissement du lieu d'enfouissement sanitaire de Saint-Thomas, rapport final, août 2003.

TECSULT, Modalités d'exploitation, Projet d'agrandissement du lieu d'enfouissement sanitaire de Saint-Thomas, rapport final, août 2003.

TECSULT, Étude d'ingénierie sommaire – Collecte, traitement et disposition des eaux de lixiviation, rapport final, août 2003.

U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS (USACE), EM-1110-1904, Settlement Analysis, Engineering and Design, 1990.

U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS (USACE), ETL-1110-1-162, Checklist For Hazardous Waste Landfill Cover Design, 2001.

VAN IMPE, W.F. Environmental Geotechnics – ITC-Reports and Future Goals, 1998, Report of the ISSMFE Tech. Comm. TC5-SC3 on Geot. Eng. Porec, Croatia, p 679-696.