

## ANNEXE 1

### ESTIMATION DE VOLUMES DE LIXIVIAT



## **NOTE TECHNIQUE**

**AGRANDISSEMENT DU SECTEUR NORD  
BFI USINE DE TRIAGE LACHENAIE LTÉE**

**ESTIMATION DES VOLUMES DE LIXIVIAT**

(N/D : 293-2549-153)

Préparée par :

GSI ENVIRONNEMENT INC.  
5227, rue Notre-Dame Est  
Bureau 200  
Montréal (Québec) H1N 3P2  
Tél. (514) 257-7644

22 novembre 2001



## TABLE DES MATIÈRES

1. INTRODUCTION .....	1
2. MÉTHODOLOGIE .....	1
3. MODÈLE HELP .....	1
4. HYPOTHÈSES .....	2
5. CALCULS.....	2
5.1 CELLULE OUVERTE.....	2
5.2 CELLULE COUVERTE .....	3
5.3 VALIDATION AVEC LES VOLUMES ANTÉRIEURS GÉNÉRÉS .....	3
6. PRÉDICTION DES VOLUMES DE LIXIVIAT.....	6

## LISTE DES TABLEAUX

Tableau 5.1	Volumes annuels moyens de lixiviat pour une cellule ouverte de 10 000 m <sup>2</sup> .....	2
Tableau 5.2	Validation de la production annuelle de lixiviat au site de Lachenaie .....	5

## LISTE DES FIGURES

Figure 5.1	Production de lixiviat après fermeture.....	4
Figure 6.1	Volumes de lixiviat (m <sup>3</sup> /an) au site UTL de Lachenaie .....	8



## 1. INTRODUCTION

Le site UTL de Lachenaie utilise, depuis 1985, un système de captage de lixiviat pour les cellules de la partie ouest et pour celles du Secteur Est. Ce lixiviat est traité par cuvée dans trois bassins. Compte tenu du développement du site en partie Nord, il a été jugé nécessaire de faire une estimation des volumes de lixiviat générés par les cellules actuelles et futures. Ceci afin de vérifier si le système de traitement existant aura la capacité suffisante ou non pour assurer ce traitement. La présente annexe détaille la méthode suivie.

## 2. MÉTHODOLOGIE

Le volume de lixiviat généré de 1992 à 2000 est connu. Ceci nous permet d'établir les taux unitaires de production de lixiviat pour les cellules ouvertes et fermées et de faire un calage du modèle de calcul HELP pour les années à venir.

## 3. MODÈLE HELP

Le programme de simulation HELP (Hydrologic Evaluation of Landfill Performance) utilisé est la version 3 qui a été élaboré par le U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station (WES) en relation avec le U.S. Environmental Protection Agency (EPA).

Ce programme d'évaluation hydrologique d'un lieu d'enfouissement technique (HELP) est un modèle en deux dimensions du mouvement des eaux à l'intérieur et à l'extérieur d'un site. Le modèle prend en compte les données climatologiques, les sols, la conception des cellules et utilise une méthode de résolution qui tient compte de l'emménagement de surface, du ruissellement, de l'infiltration, de la percolation, de l'évapotranspiration, de l'humidité des sols et des matières résiduelles et du drainage latéral. Des systèmes d'enfouissement incluant différentes combinaisons de végétation, de sols de couverture, de cellules, de couches drainantes et de membranes d'étanchéités naturelles ou synthétiques peuvent être modélisées. Le programme HELP a été développé pour permettre l'estimation des quantités d'eau de ruissellement, de drainage et les volumes de lixiviat qui peuvent résulter de l'opération d'une large variété de sites d'enfouissement. Le modèle peut être utilisé pour des sites ouverts, partiellement fermés et complètement fermés.

## 4. HYPOTHÈSES

Un lieu d'enfouissement technique est en constante évolution en terme de superficie, surface couverte, surface ouverte, épaisseur de matières résiduelles, etc. Dans le cas du Secteur Nord, les épaisseurs de matières résiduelles qui seront mises en place annuellement varieront de 9 à 15 m environ. Une fois le site rempli, l'épaisseur moyenne de matières résiduelles sera de l'ordre de 30 m. Pour les fins de simulation, les calculs ont donc été réalisés pour une cellule type de 10 000 m<sup>2</sup> ouverte avec 9 m, 12 m et 15 m de matières résiduelles ainsi que pour une cellule couverte avec 30 m de matières résiduelles. Le calcul des volumes totaux de lixiviat est ensuite fonction du nombre de cellules et de l'organisation du remplissage et du recouvrement. Les calculs ont donc été conduits dans deux cas de figure :

- cellule ouverte avec épaisseur variable de matières résiduelles sur cinq ans ;
- cellule avec couvert final sur une période de 18 ans ;
- les données météorologiques, en particulier les précipitations journalières, sont celles de la station météorologique de Rivière-des-Prairies pour la période allant de 1973 à 1990 en données journalières informatisées ainsi que les données statistiques mensuelles de la station météorologique de Mascouche de 1973 à 1999.

Les résultats de ces calculs sont présentés ci-après.

## 5. CALCULS

### 5.1 Cellule ouverte

Les volumes annuels moyens de lixiviat générés pour cinq années par le logiciel HELP sont résumés dans le tableau 5.1. La durée des cinq années correspond à la durée maximale d'ouverture d'une cellule en cours de remplissage.

Tableau 5.1 Volumes annuels moyens de lixiviat pour une cellule ouverte de 10 000 m<sup>2</sup>

Épaisseur matières résiduelles (m)	Volume annuel moyen de lixiviat (m <sup>3</sup> /an)
9	2 946
12	2 763
15	2 563



On constate que :

- Pour une même période, le volume de lixiviat capté d'une cellule est d'autant plus faible que l'épaisseur de matières résiduelles est grande.

Nous retiendrons pour une cellule ouverte de 10 000 m<sup>2</sup> (1 ha.) de superficie, un volume de lixiviat annuel de 3 000 m<sup>3</sup> qui correspond à une hauteur de matières résiduelles de 9 m non couverte pendant une période de cinq années.

## 5.2 CELLULE COUVERTE

La présence du couvert final empêche l'essentiel de l'infiltration des eaux de pluies. Cependant, l'eau contenue dans les matières résiduelles continue de se drainer. Afin d'apprécier l'évolution de cette production en fonction du temps, une simulation a été faite pour une période de 18 ans. La figure 5.1 représente la variation du volume de lixiviat en fonction des années. On constate que 5 ans après la mise en place du couvert final sur une cellule, la production annuelle de lixiviat est inférieure à 1 000 m<sup>3</sup> par hectare. Au bout d'une vingtaine d'années, ce volume est de l'ordre de 200 m<sup>3</sup> par hectare.

## 5.3 VALIDATION AVEC LES VOLUMES ANTÉRIEURS GÉNÉRÉS

Les taux unitaires de production calculés de lixiviat pour une cellule ouverte et fermée ont été appliqués aux surfaces des cellules complétées entre 1992 et 2000. Le tableau 5.2 ci-après en présente les résultats.

Pour la période de 9 ans s'étalant de 1992 à 2000, la moyenne annuelle obtenue avec les taux unitaires établis précédemment est de 95 000 m<sup>3</sup>/an alors que le volume annuel moyen mesuré a été de 86 500 m<sup>3</sup>/an. Le calcul conduit donc à une valeur majorée de 10% par rapport à la situation réelle des dernières années.

Les taux unitaires de production calculés précédemment seront donc utilisés pour l'évaluation des débits des années à venir.

Figure 5.1 Production de lixiviat après fermeture

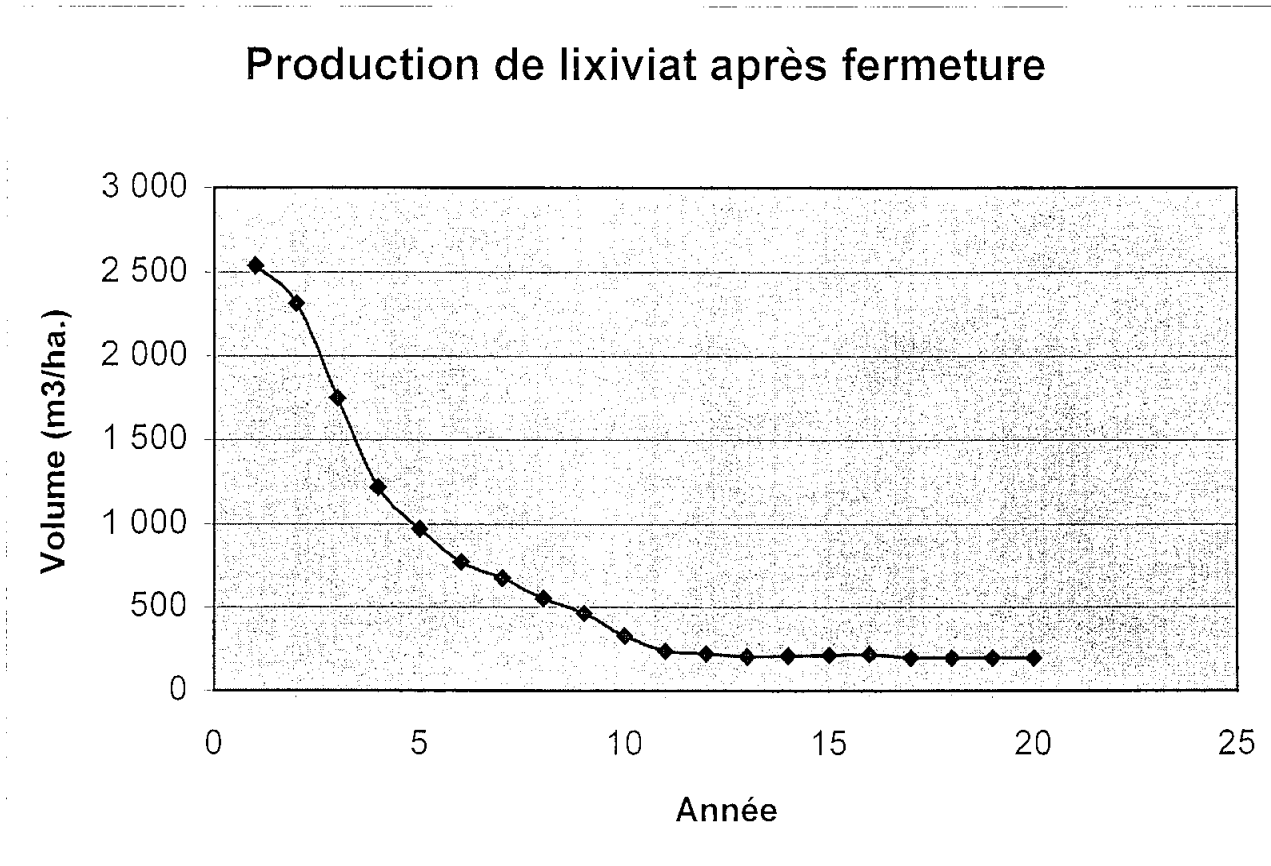


Tableau 5.2 Validation de la production annuelle de lixiviat au site de Lachenaie

Année	Site Actuel				Total site actuel (m <sup>3</sup> )	Plateforme de compostage (m <sup>3</sup> )	Volume calculé (m <sup>3</sup> )	Volume réel mesuré (m <sup>3</sup> )
	Surface ouverte (hectare)	Volume génééré ( m <sup>3</sup> /ha.)	Production cellule fermée* ( m <sup>3</sup> /ha./an)	Surface fermée (hectare)				
		3000						
1986			2 536	0,00	0	0	0	
1987			2 315	3,00	7 608	0	7 608	
1988			1 748	3,00	14 553	0	14 553	
1989			1 216	3,00	19 797	0	19 797	
1990			970	3,00	23 445	0	23 445	
1991			770	3,00	26 355	0	26 355	
1992	17,77	53310	676	3,00	81 975	0	81 975	105000
1993	12,05	36150	553	3,00	66 843	0	66 843	78000
1994	6,25	18750	462	6,00	58 710	0	58 710	84000
1995	12,97	38910	330	9,00	94 809	0	94 809	80000
1996	10,99	32970	240	13,00	112 192	0	112 192	58000
1997	7,93	23790	222	7,00	106 668	0	106 668	69117
1998	9,66	28980	208	4,00	104 576	0	104 576	100070
1999	15,35	46050	211	4,00	114 921	0	114 921	109329
2000	5,61	16830	213	6,00	87 084	27000	114 084	95225

	Sommes	854 778	778741
Moyenne	annuelle	94 975	86 527

\*La colonne "Cellule fermée" représente les quantités de lixiviat produites en m<sup>3</sup>/ha./an après mise en place du couvert final.

## 6. PRÉDICTION DES VOLUMES DE LIXIVIAT

Le volume global d'eau à traiter par les bassins N°1, 2 et 3 du système de traitement sera composé par :

- l'eau de lixiviation provenant des cellules existantes et des futures cellules du secteur Nord ;
- l'eau de consolidation due aux tassements de l'argile ;
- l'eau de la plateforme de compostage.

La méthode d'évaluation des volumes d'eau de lixiviation a été explicitée dans les chapitres précédents. Un élément supplémentaire a été pris en compte lors des calculs, il s'agit des scénarios de remplissage. Deux scénarios ont été retenus pour évaluer leur influence sur la production de lixiviat. Il s'agit des scénarios suivants :

1. conservateur
2. optimiste

Ces différents scénarios couvrent la plage de variation des tonnages pouvant être reçus au site de Lachenaie. Ils sont fondés sur les objectifs de la Politique du Québec de gestion des matières résiduelles 1998-2008 et des résultats actuels de réduction des matières résiduelles au Québec. Le scénario conservateur correspond à l'atteinte des objectifs du MENV pour l'horizon 2008 avec des pourcentages de récupération réduits après 2008, jusqu'à l'atteinte du seuil des matières pouvant être mises en valeur. Le scénario optimiste maintient les objectifs de récupération du MENV après 2008, jusqu'à l'atteinte du seuil des matières pouvant être mises en valeur.

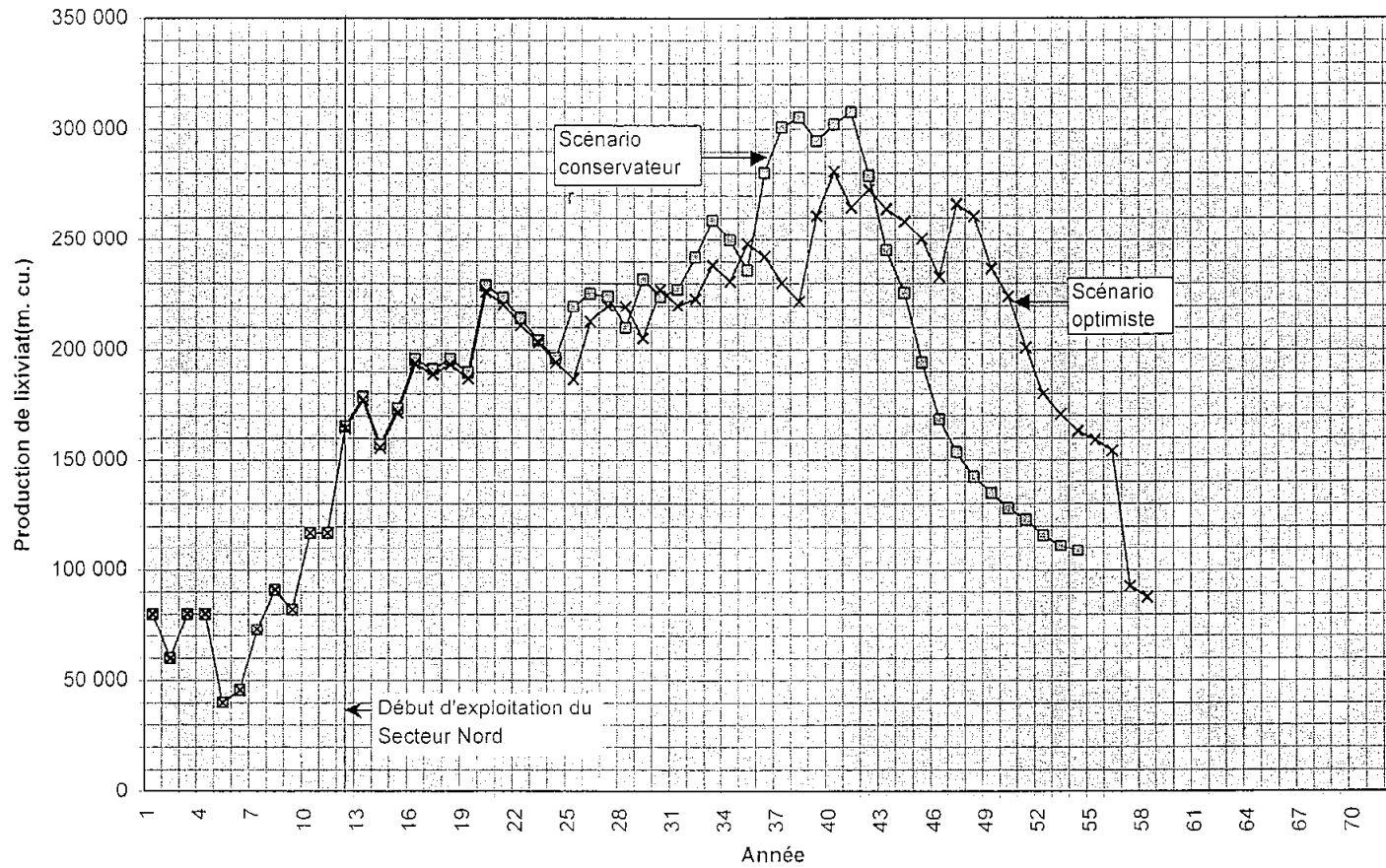
La méthode d'évaluation des volumes d'eau issus de la consolidation de l'argile est expliquée dans le rapport de l'étude géotechnique (GSI Environnement inc., 2001).

La plateforme de compostage actuelle a une superficie de 45 000 m<sup>2</sup>. Une extension de cette plateforme de 38 000 m<sup>2</sup> est prévue vers l'année 2006. En considérant une précipitation moyenne annuelle de 0,95 m et un coefficient de ruissellement de 0,63 m, ceci conduit à des apports d'eau de 27 000 m<sup>3</sup>/an actuellement et de 50 000 m<sup>3</sup>/an à compter de 2006.

Les résultats correspondant aux différents scénarios sont présentés sur la figure 6.1. On constate que le volume maximal anticipé d'eaux à traiter par le système de traitement

correspond au scénario conservateur avec un volume de l'ordre de 310 000 m<sup>3</sup> qui se produira en fin d'exploitation du secteur Nord. Il est à noter que l'eau de lixiviation provenant des plus anciennes cellules du site sont acheminées gravitairement vers les bassins A, B et C. Ces bassins qui sont indépendants des bassins N° 1, 2 et 3, traitent un volume annuel de l'ordre de 15 000 m<sup>3</sup> par année. Après leur séjour dans les bassins A, B et C, ces eaux sont envoyées directement au réseau d'égout de la Ville de Lachenaie puisqu'elles rencontrent les normes de rejet municipales.

Figure 6.1 Volumes de lixiviat ( $m^3/an$ ) au site UTL de Lachenaie



## ANNEXE 2

### CAPACITÉ HYDRAULIQUE DES DRAINS DE CAPTAGE DE LIXIVIAT





## **NOTE TECHNIQUE**

### **AGRANDISSEMENT DU SECTEUR NORD BFI USINE DE TRIAGE LACHENAIE LTÉE**

### **PERFORMANCE DU SYSTÈME DE CAPTAGE DE LIXIVIAT ET CAPACITÉ HYDRAULIQUE DES DRAINS DE CAPTAGE DE LIXIVIAT**

(N/D : 293-2549-153)

Préparée par :

GSI ENVIRONNEMENT INC.  
5227, rue Notre-Dame Est  
Bureau 200  
Montréal (Québec) H1N 3P2  
Tél. (514) 257-7644

22 novembre 2001



## TABLE DES MATIÈRES

1. INTRODUCTION .....	1
2. SYSTEME DE CAPTAGE DE LIXIVIAT .....	1
2.1 COUCHE DRAINANTE.....	2
2.2 DRAINS DE CAPTAGE .....	2
3. METHODOLOGIE .....	3
4. CAPACITE HYDRAULIQUE DES CONDUITES DE DRAINAGE .....	5

## LISTE DES TABLEAUX

Tableau 3.1	Calcul de la charge hydraulique maximale en fond de cellule en centimètres.....	5
Tableau 4.1	Calcul du débit d'une conduite en PeHD par l'équation de MANNING .....	8



## 1. INTRODUCTION

Le site UTL de Lachenaie projette le développement du Secteur Nord pour la poursuite des activités d'enfouissement de matières résiduelles. Le développement du Secteur Nord a été fait de manière à respecter les exigences du Projet de règlement sur l'élimination des matières résiduelles du 25 octobre 2000.

Dans un premier temps, la présente note présente donc la performance du système de captage de lixiviat projeté et compare celle-ci aux exigences du Projet de règlement.

Enfin, la deuxième partie de cette note vise à vérifier la capacité hydraulique des conduites de drainage en fonction des volumes d'eau et des conditions d'écoulement anticipés.

## 2. SYSTÈME DE CAPTAGE DE LIXIVIAT

Le système de captage de lixiviat est constitué de deux éléments principaux soient :

1. La couche de drainage d'une épaisseur de 50 cm et disposée sur le fond et les parois du lieu par-dessus la couche de sol argileux et ;
2. Un réseau de drains de captage.

L'article 22 du Projet de règlement précise les exigences relatives au captage des lixiviats. Cet article est reproduit, en partie, ci-après :

22. Les lieux d'enfouissement technique doivent être pourvus d'un système permettant de collecter tous les lixiviats et de les évacuer vers leur lieu de traitement ou de rejet. Ce système de captage des lixiviats doit comporter les éléments suivants :

- 1<sup>o</sup> une couche de drainage disposée sur le fond et les parois du lieu par-dessus la couche de sol imperméable ou la membrane d'étanchéité selon le cas, et qui, sur une épaisseur minimale de 50 cm :

- Se compose de matériaux ayant moins de 5% poids de particules d'un diamètre égal ou inférieur à 0,08 mm ;
- Possède en permanence une conductivité hydraulique minimale de  $1 \times 10^{-2}$  cm/s.

Les caractéristiques de cette couche doivent permettre de protéger la membrane d'étanchéité sous-jacente, s'il y a lieu.

- 2° un réseau de drains placés à l'intérieur de la couche de drainage couvrant le fond du lieu. Ces drains doivent :
- Avoir une paroi intérieure lisse et un diamètre minimal de 150 mm ;
  - Être dépourvus de gaine-filtre synthétique ;
  - Avoir une inclinaison minimale de 0,5%.
- 3° Une couche filtrante qui est composée soit de sol granulaire ayant moins de 5% poids de particules d'un diamètre égal ou inférieur à 0,08 mm, soit d'une membrane-filtre synthétique à efficacité au moins équivalente, et qui est destinée à prévenir la migration de particules plus fines dans le système de captage tout en permettant aux liquides et aux gaz d'y circuler librement sans produire de colmatage.

Les sections suivantes décrivent de manière plus approfondie chacune de ces deux composantes :

## 2.1 COUCHE DRAINANTE

Le Projet de règlement exige que la couche drainante possède en permanence une conductivité hydraulique minimale de  $1 \times 10^{-2}$  cm/s.

La couche de drainage sera constituée de gravier ou de pierre nette concassée ayant une perméabilité pouvant varier de 10 à 1,0 cm/s. La pente du fond des cellules sera aménagée de manière à avoir une inclinaison minimale, après consolidation de l'argile, de 2% vers les drains de captage, telle qu'exigée à l'article 18 du Projet de règlement.

Entre la couche de drainage et l'argile, une membrane géotextile sera installée afin d'éviter l'intrusion d'argile à la base de la couche de drainage.

La couche de drainage recueillera les eaux de lixiviation de même que les eaux souterraines qui seront expulsées de l'argile sous l'effet de sa consolidation.

## 2.2 DRAINS DE CAPTAGE

Les drains de captage de lixiviat seront placés dans des tranchées situées au droit des points bas de la couche de drainage. Les drains seront constitués d'une conduite perforée en polyéthylène haute densité (P.e. H.D.) à paroi intérieure lisse.

Ces drains auront une pente moyenne de 1,3 % conduisant à une pente minimale de 0,5% en direction des puits de pompage aménagés au pourtour du Secteur Nord.

Un espacement variant d'un minimum de 50 m à un maximum de 120 m est prévue entre les tranchées où seront placés les drains.

### 3. MÉTHODOLOGIE

À partir de la pente de la couche de drainage et de sa perméabilité, on peut calculer la hauteur maximale de la tête d'eau qu'il pourra y avoir au fond des cellules. Selon l'article 24 du Projet de règlement, le système de captage doit être conçu de manière à ce que la hauteur du liquide susceptible de s'accumuler au fond du lieu ne puisse atteindre le niveau des matières résiduelles qui y sont déposées. Or, ceci équivaut à une hauteur de 50 centimètres soit l'épaisseur de la couche drainante.

La méthode de calcul pour apprécier la tête d'eau en fond de cellule est la formule de Giroud modifiée (J.P. Giroud et Houlihan, 1995) qui s'énonce comme suit :

$$\frac{T_{\max}}{L} = j \frac{\sqrt{1 + 4\lambda} - 1}{2} \frac{\tan \beta}{\cos \beta}$$

- où  $T_{\max}$  = charge hydraulique maximale en m  
 $L$  = longueur de drainage en m  
 $\beta$  = pente de drainage en degrés  
 $\lambda$  =  $\frac{q_i/k}{\tan^2 \beta}$
- $k$  = perméabilité de la couche drainante en m/s  
 $q_i$  = taux de production de lixiviat en m/s

$$j = 1 - 0,12 \exp \left[ - [\log (8\lambda / 5)^{5/8}]^2 \right]$$

Le taux de production de lixiviat ( $q_i$ ) doit prendre en compte les volumes issus de l'infiltration des précipitations dans les déchets de même que les volumes d'eau souterraine qui seront expulsés de l'argile sous l'effet de sa consolidation.

Pour les fins de calcul, nous avons considéré les débits unitaires suivants :

Débit de lixiviat	:	3 000 m <sup>3</sup> /ha.an
Débit maximal d'eau de consolidation	:	6 200 m <sup>3</sup> /ha.an
<b>Total</b>	:	<b>9 200 m<sup>3</sup>/ha.an (2,92 x 10<sup>-8</sup> m/s)</b>

Le débit maximal d'eau de consolidation correspond au volume d'eau interstitielle drainé dans les zones où les tassements seront maximum, c'est-à-dire au centre de la cellule. Le débit maximal sera donc obtenu lors du remplissage de la partie centrale et correspondra à un volume de l'ordre de 6 200 m<sup>3</sup>/ha lors de la première année de consolidation.

Le débit annuel moyen pour une phase de remplissage correspondra au volume total drainé sur l'ensemble de la surface remplie divisé par la même surface.

Ce débit annuel moyen d'eau de consolidation est calculé comme suit :

Volume total d'eau de consolidation drainé	
sous les parties Est et Ouest de la cellule :	1 350 000 m <sup>3</sup>
Portion du volume qui se drainera dans les cellules :	70%
Surface totale des parties Est et Ouest de la cellule :	110 ha
Pourcentage de consolidation (1 <sup>ère</sup> année) :	0,21

$$\text{Débit annuel moyen d'eau de consolidation} = \frac{1\,350\,000 \text{ m}^3 \times 0,70 \times 0,21}{110 \text{ ha}} = 1\,804 \text{ m}^3/\text{ha}/\text{an}$$

arrondi à 2 000 m<sup>3</sup>/ha. an pour la suite des calculs.

Les résultats de calcul de la charge hydraulique maximale sont présentés au tableau 3.1.

On constate qu'avec une perméabilité de la couche drainante de 1,0 cm/s, une pente de cette dernière de 2% et une longueur de drainage de 50 à 60 m, la charge hydraulique maximale en fond de cellule sera inférieure à 0,9 centimètre. Enfin, même si la perméabilité de la couche drainante se trouvait réduite à 0,1 cm/s, soit par un facteur 10, la charge hydraulique maximale en fond de cellule n'excéderait pas 9 cm. Ceci correspond à 18% de l'épaisseur de la couche drainante. À noter qu'avec une pierre nette, la perméabilité la plus probable sera de l'ordre de 10 cm/s.



**Tableau 3.1 Calcul de la charge hydraulique maximale en fond de cellule en centimètres**

Perméabilité de la couche drainante		Longueur de drainage (m)	
cm/s	m/s	50	60
0,01 <sup>1</sup>	0,0001	43 cm	52 cm
0,1	0,001	6,2 cm	7,5 cm
1	0,010	0,7 cm	0,84 cm
10	0,100	0,073 cm	0,087 cm

Notes :

- Pente de drainage fixée à 2%
- Taux de production (qi) fixé à 9 200 m<sup>3</sup>/ha an ou 2,92 x 10<sup>-8</sup> m/s
- 1 Valeur minimale de perméabilité requise par le projet de règlement

#### 4. CAPACITÉ HYDRAULIQUE DES CONDUITES DE DRAINAGE

La capacité hydraulique d'une conduite se calcule à l'aide de l'équation de Manning qui s'énonce comme suit :

$$Q = \frac{i}{n} \times A \times R_h^{2/3} \times S^{1/2}$$

Où

- Q = Débit en m<sup>3</sup>/s
- n = Coefficient de friction de Manning
- A = Surface d'écoulement dans la conduite en m<sup>2</sup>
- R<sub>h</sub> = Rayon hydraulique de la conduite en m
- S = Pente de la conduite en %

Le rayon hydraulique est le rapport entre la surface d'écoulement dans la conduite et le périmètre mouillé (P).

Par exemple, pour une conduite circulaire coulant pleine, le rayon hydraulique est le suivant :

$$R_h = \frac{\frac{\pi D^2}{4}}{\pi D} = \frac{D}{4}$$

La surface d'écoulement (A) et le périmètre mouillé (P) dans une conduite circulaire peuvent se calculer, en tout point, avec l'équation suivante :

$$A = \frac{1}{2} r^2 (\theta - \sin \theta) = \frac{D^2}{8} (\theta - \sin \theta)$$

$$P = \text{Périmètre mouillé} = \frac{(\theta D)}{2}$$

Où :

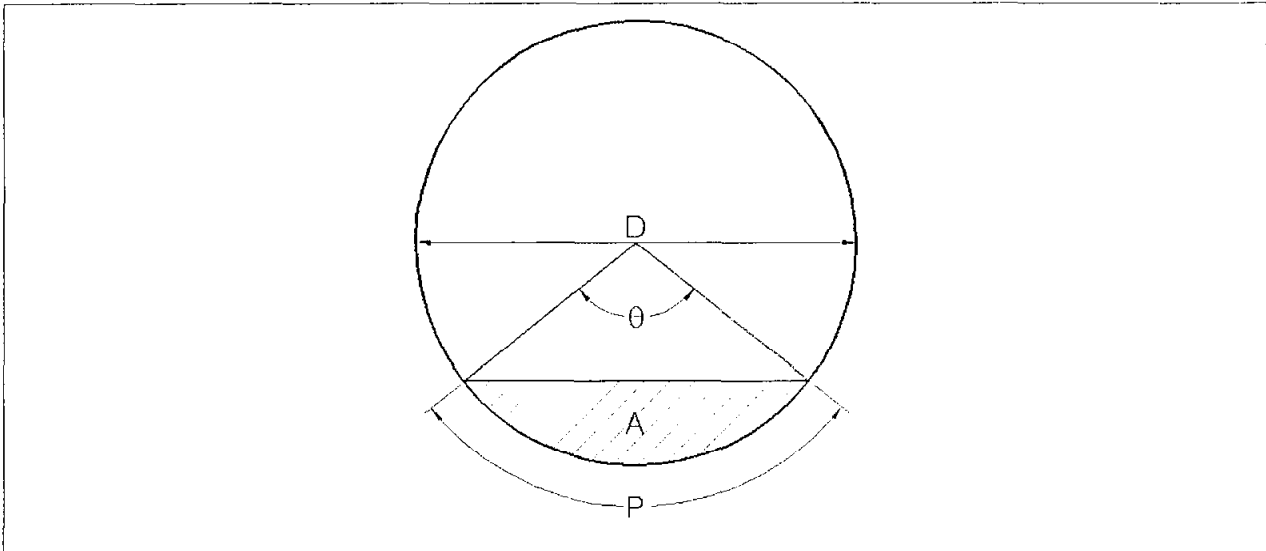
D = Diamètre intérieur de la conduite

$\theta$  = Angle (en radians)

En combinant les 2 équations ci-avant, on obtient l'équation du rayon hydraulique :

$$R_h = D \frac{(\theta - \sin \theta)}{4\theta}$$

La figure suivante illustre les paramètres de calcul :



La capacité hydraulique d'une conduite est donc principalement fonction du diamètre de la conduite, de la pente et du coefficient de friction de Manning.

Ces caractéristiques étant fixées, le débit et donc la vitesse dans la conduite seront déterminés par la surface d'écoulement qui est elle-même fonction de l'angle  $\theta$  du liquide dans la conduite.

Jean-Pierre Giroud (2000) a démontré dans un article que le débit maximal est atteint pour un angle de  $302^\circ$ .

Le tableau 4.1 ci-après présente les résultats de calcul pour des conduites P.e.H.D. DR 6,3 et 9 de 0,20 m de diamètre nominal.

Les capacités hydrauliques maximales pour des conduites de DR 6,3 et 9 d'un diamètre nominal de 0,20 m sont respectivement de  $1\,197\text{ m}^3/\text{jour}$  et de  $1\,746\text{ m}^3/\text{jour}$  dans le cas de pente de 0,5 %. Pour des conduites de DR plus élevé, la capacité hydraulique maximale sera plus élevée. La surface maximale drainée par un drain est d'environ  $50\,000\text{ m}^2$ , ce qui correspond à un débit moyen de  $68\text{ m}^3/\text{jour}$  ( $5\,000\text{ m}^3/\text{ha.an} \times 1/365 \times 5\text{ ha.}$ ).

En considérant un débit de pointe à drainer de  $205\text{ m}^3/\text{jour}$  par drain, soit 3 fois le débit moyen, une conduite de 200 mm  $\varnothing$  ayant un DR 6,3 possède une capacité hydraulique environ 6 fois supérieure à la capacité requise. Une conduite en P.e.H.D. de 200 mm  $\varnothing$  dont l'intérieur est lisse et ayant une pente de 0,5% a donc une capacité hydraulique largement suffisante pour évacuer le débit maximal anticipé lors de l'exploitation du Secteur Nord.

Tableau 4.1 Calcul du débit d'une conduite en P.e.H.D. par l'équation de MANNING

	DR 6.3			DR 9		
d=diametre nominal de la conduite en m.:	0,200	0,200	0,200	0,200	0,200	0,200
d=diametre intérieur de la conduite en m.:	0,1454	0,1454	0,1454	0,1675	0,1675	0,1675
i=pente de la conduite	0,003	0,004	0,005	0,003	0,004	0,005
n=coefficient de friction de Manning	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01
$\Xi$ =angle du niveau de liquide en degrés:	302	302	302	302	302	302
$\Xi$ =angle du niveau de liquide en radians:	5,270894	5,270894	5,270894	5,270894	5,270894	5,270894
A=aire mouillée en m <sup>2</sup> :	0,01617	0,01617	0,01617	0,02146	0,02146	0,02146
P=périmetre mouillée en m.:	0,38319	0,38319	0,38319	0,44144	0,44144	0,44144
Rh=rayon hydraulique en m.:	0,04220	0,04220	0,04220	0,04861	0,04861	0,04861
Q=débit dans la conduite en m <sup>3</sup> /s:	0,010736	0,012397	0,013860	0,015657	0,018079	0,020212
Q=débit dans la conduite en m <sup>3</sup> /jour:	927,566	1071,061	1197,483	1352,722	1561,989	1746,356
V=vitesse dans la conduite en m/s:	0,664	0,767	0,857	0,730	0,842	0,942
Débit de pointe à drainer en m <sup>3</sup> /jour:	205	205	205	205	205	205
Facteur de sécurité:	4,5	5,2	5,8	6,6	7,6	8,5

## ANNEXE 3

### RÉSISTANCE MÉCANIQUE DES CONDUITES DE DRAINAGE DE LIXIVIAT



**NOTE TECHNIQUE**

**AGRANDISSEMENT DU SECTEUR NORD  
BFI USINE DE TRIAGE LACHENAIE LTÉE**

**RÉSISTANCE MÉCANIQUE DES CONDUITES DE DRAINAGE DE LIXIVIAT**

(N/D : 293-2549-153)

Préparée par :

GSI ENVIRONNEMENT INC.  
5227, rue Notre-Dame Est  
Bureau 200  
Montréal (Québec) H1N 3P2  
Tél. (514) 257-7644

22 novembre 2001





## TABLE DES MATIÈRES

1. INTRODUCTION .....	1
2. ÉVALUATION DE LA CHARGE TOTALE APPLIQUÉE .....	1
2.1 CHARGE APPARENTE DUE À UNE MISE EN DÉPRESSION ( $P_v$ ) .....	1
2.2 CHARGE VIVE ( $W_l$ ) .....	1
2.3 CHARGE STATIQUE ( $W_s$ ) .....	2
3. VÉRIFICATION DE LA RÉSISTANCE MÉCANIQUE DE LA CONDUITE.....	3
3.1 RÉSISTANCE À L'ÉCRASEMENT DES PAROIS (Wall crushing) .....	3
3.2 RÉSISTANCE AU GAUCHISSEMENT DES PAROIS (Wall buckling).....	3
3.3 RÉSISTANCE À LA DÉFLEXION DE LA COURONNE.....	4

## LISTE DES TABLEAUX

Tableau 2.1	Charges maximales anticipées .....	2
Tableau 3.1	Résumé des résultats de calcul de résistance mécanique des conduites en P.e.H.D. ....	6
Tableau 3.2	Calcul de la résistance mécanique des conduites de drainage de lixiviat – Partie centrale de la cellule .....	7
Tableau 3.3	Calcul de la résistance mécanique des conduites de drainage de lixiviat – Parties Est et Ouest de la cellule .....	8



## 1. INTRODUCTION

Le site BFI Usine de Triage Lachenaie Itée projette le développement du secteur Nord pour la poursuite des activités d'élimination des matières résiduelles. La présente note décrit la méthodologie de calcul qui s'appuie sur la formule IOWA modifiée dont l'emploi est généralisé en Amérique du Nord. Compte tenu des épaisseurs importantes de matières résiduelles, l'emploi de cette formule aura simplement pour objectif d'aboutir à un pré-dimensionnement.

Très récemment, des développements des méthodes de calcul et d'essais en laboratoire ont eu lieu (Brachman, 2000-2001). L'emploi de ces nouveaux outils permettra de raffiner le choix des types de conduite à retenir.

## 2. ÉVALUATION DE LA CHARGE TOTALE APPLIQUÉE

En termes de résistance mécanique, le choix de la conduite de drainage de lixiviat repose sur la résistance de la conduite elle-même et des matériaux granulaires l'enrobage vis-à-vis la charge totale appliquée. La charge totale appliquée au-dessus de la conduite peut comprendre les composantes suivantes :

- charge apparente due à la mise en dépression de la conduite ;
- charge vive ;
- charge statique.

### 2.1 CHARGE APPARENTE DUE À UNE MISE EN DÉPRESSION ( $P_v$ )

Les calculs réalisés dans la présente note considèrent que les conduites de drainage de lixiviat ne seront pas soumises à une mise en dépression. Aucune charge apparente n'est donc prise en compte.

### 2.2 CHARGE VIVE ( $W_v$ )

La charge vive pouvant être appliquée sur la conduite provient du passage de camions et autres équipements lourds au-dessus de la conduite.

Cette charge vive est réduite de manière importante à partir du moment où un recouvrement de 1,2 m et plus se trouve au-dessus de la conduite. Nous considérons donc une charge vive nulle pour les fins de l'exercice puisque les drains seront placés dans une tranchée et que le passage

de véhicules lourds n'a pas lieu de se produire au-dessus des drains surmontés de moins de 1,2 m.

### 2.3 CHARGE STATIQUE ( $W_c$ )

La charge statique maximale qu'on peut anticiper est constituée du poids du recouvrement final, des matières résiduelles compactées et des matériaux granulaires surmontant la conduite tel que montré ci-après. Cette charge statique maximale se produira lors de l'exploitation de la partie centrale de la cellule où on retrouve l'épaisseur maximale de matières résiduelles de 55 m. Dans les parties Est et Ouest de la cellule, l'épaisseur maximale de matières résiduelles atteindra 41 m.

Le tableau 2.1 présente la charge statique maximale anticipée sur la cellule.

**Tableau 2.1 Charges maximales anticipées**

Parties Est et Ouest de la cellule	Épaisseur (m)	Poids (KN/m <sup>3</sup> )	Charge (kPa)
Recouvrement final d'argile	2 m	17,5	35
Matières résiduelles	Premiers 30 m	11,5	345
	Derniers 11 m	13,0	143
Enrobage granulaire au-dessus de la conduite	2 m	20	40
<b>Total :</b>			<b>563 kPa</b>

Partie centrale de la cellule	Épaisseur (m)	Poids (KN/m <sup>3</sup> )	Charge (kPa)
Recouvrement final d'argile	2 m	17,5	35
Matières résiduelles	Premiers 30 m	11,5	345
	Derniers 25 m	13,0	325
Enrobage granulaire au-dessus de la conduite	1 m	20	20
<b>Total :</b>			<b>725 kPa</b>

### 3. VÉRIFICATION DE LA RÉSISTANCE MÉCANIQUE DE LA CONDUITE

À partir de la charge statique maximale, les trois critères suivants doivent être vérifiés :

1. écrasement des parois (Wall crushing)
2. gauchissement des parois (Wall buckling)
3. déformation de la couronne (Deflection criteria)

#### 3.1 RÉSISTANCE À L'ÉCRASEMENT DES PAROIS (Wall crushing)

La compression des parois est vérifiée à partir de l'équation suivante :

$$\sigma_c = \frac{W_c + W_l}{2 \times T_{\min}} \leq 800 \text{ psi}$$

où

- $\sigma_c$  = charge actuelle de compression (psi)  
 $W_c$  = charge statique en psi (1 psi = 6,9 kPa)  
 $W_l$  = charge vive = 0  
 $T_{\min}$  = épaisseur minimale de la paroi (en pouces)

#### 3.2 RÉSISTANCE AU GAUCHISSEMENT DES PAROIS (Wall buckling)

Cette déformation peut se produire lorsque la charge de gauchissement appliquée excède la résistance au gauchissement des parois de la conduite (qa).

Le calcul de qa se fait de la façon suivante :

$$qa = \frac{1}{2,5} \left( \frac{32 R_w \times B' \times E' \times EI}{D_m^3} \right)^{0,5} \geq A.B.L.$$

où :

- qa = résistance au gauchissement (psi)  
2,5 = facteur de sécurité  
 $R_w$  = facteur de déjaugage (adimensionnel)  
 $B'$  = coefficient empirique de support élastique  
 $E'$  = module de réaction du sol (psi)  
 $E$  = module d'élasticité du matériau de la conduite (psi)

- $I$  = moment d'inertie par unité de longueur de la section transversale de la paroi de la conduite en  $\text{po}^4/\text{po} = \frac{(\text{épaisseur min. de la paroi})^3}{12}$
- $D_m$  = diamètre moyen de la conduite (en pouces)
- A.B.L. = charge de gauchissement appliquée (psi)

$$R_w = 1 - 0,33 (h_w / h) ; 0 \leq h_w \leq h$$

où :

- $h_w$  = hauteur de la nappe d'eau de surface au-dessus de la conduite (en pouces)
- $h$  = hauteur de sol au-dessus de la conduite (en pouces)

$$B' = \left(1 + 4e^{-0,065h}\right)^{-1}$$

où :

- $H$  = profondeur d'enfouissement de la conduite (en pieds)

La charge de gauchissement (A.B.L.) se calcule avec l'équation suivante :

$$\text{charge de gauchissement (A.B.L.)} = \gamma_w \times h_w + R_w \left( \frac{W_c}{D_m} \right) + P_v$$

### 3.3 RÉSISTANCE À LA DÉFLEXION DE LA COURONNE

La déflexion de la couronne se définit comme le rapport de la déformation verticale du diamètre de la conduite sur le diamètre original. Le pourcentage de déformation admissible pour une conduite gravitaire est de 7,5%.

L'ampleur de la déflexion dépend surtout de l'affaissement du matériau entourant la conduite qui est lui-même fonction des charges appliquées ainsi que de la nature et du degré de compaction du matériau d'enrobage.

La déflexion se calcule à l'aide de la formule d'Iowa modifiée qui s'énonce comme suit :

$$\Delta y = \frac{D_i (W_c + W_l) K r^3}{EI + 0,061 E' r^3}$$

où :

- $\Delta y$  = Déflexion du tuyau en po.
- $D_1$  = Facteur de compensation pour l'accroissement du fléchissement de la conduite dans le temps (déflexion lag factor) = 1,5
- $W_c$  = Charge morte effective sur la conduite, lb/po.
- $W_l$  = Charge vive effective agissant sur la conduite, lb/po. (considérée négligeable)
- $K$  = Constante de butée (typiquement  $K = 0,083$ ).
- $r$  = Rayon moyen de la conduite en po.
- $E$  = Module d'élasticité du matériau de la conduite en psi.
- $I$  = Moment d'inertie par unité de longueur de la section transversale de la paroi de la conduite,  $\text{po.}^4/\text{po.} = (\text{épaisseur min. de la paroi})^3/12$
- $E'$  = Module de réaction du sol en psi = 3 000 psi pour un gravier concassé compacté à 90 % du Proctor Standard

Ces différentes formules ont été mises au point pour une température de 23°C. En cas de température supérieure, un facteur de réduction doit être appliqué. Cette application se fait en majorant la charge maximale d'opération. En considérant une température de 45°C, le coefficient de majoration sera de l'ordre de 1,3.

Le tableau 3.1 présente les résultats des calculs pour une conduite de 0,20 m de diamètre nominal.

On constate que le critère le plus contraignant est la déformation de la couronne sous la charge maximale de 105 psi ou 725 kPa lors de l'exploitation de la partie centrale de la cellule. De manière à respecter une déformation de 7,5 % sous cette charge maximale totale anticipée de 105 psi ou 725 kPa, la conduite de drainage de lixiviat devrait avoir un DR de 6,3. Avec une telle conduite, la déflexion calculée est de 5,75%, tel que présenté au tableau 3.2.

**Tableau 3.1 Résumé des résultats de calcul de résistance mécanique des conduites en P.e.H.D.**

Critère	Charge maximale appliquée (pour 45°C)	
	1.3 x 725 kPa	1.3 x 563 kPa
Écrasement des parois (Wall crushing)	DR 11	DR 13,5
Gauchissement des parois (Wall buckling)	DR 11	DR 15,5
Déformation de la couronne (Deflection criteria)	DR 6,3	DR 9

Les résultats des différents calculs montrent que les drains P.e.H.D. de diamètre nominal 200 mm doivent avoir un DR de 6,3 sous la partie centrale de la cellule et de 9 sous le reste des parties Est et Ouest de la cellule. Tel que présenté aux tableaux 3.2 et 3.3.



**Tableau 3.2 Calcul de la résistance mécanique des conduites de drainage de lixiviat –  
 Partie centrale de la cellule**

Project: Agrandissement-Secteur Nord

**Paramètres**

O.D. = 8,625 outside diameter of pipe in inches.  
 Hc = 180,00 max.height of waste above top of pipe in feet.  
 Hw = 3,00 height of water table above top of pipe in feet.  
 g = 84 average waste + soil density in lbs/cu.ft.  
 DI = 1,5 deflection lag factor .see note 1.  
 Kx = 0,083 deflection coefficient, see note 2.  
 E = 30 000 apparent long-term modulus of elasticity of pipe material.  
 E' = 3 000 modulus of soil reaction, see note 3.  
 CI = 0,0000 live load coefficient  
 PI = 0 wheel load in pounds  
 If = 0,000 impact factor  
 Pv = 0,0 internal vacuum pressure in psi.  
 Rw = 0,995 water buoyancy factor.  
 B' = 1,000 empirical coefficient of elastic support.  
 Wc = 1207,50 vertical soil load in lbs/in.  
 Wl = 0,00 vertical live-load on pipe in lbs/in.  
 Pt = 140,00 total pressure above pipe in psi

**1. Critère de déformation**

DR	Allowable Defl (%)	t_min in	D_avg in	r_avg in	I in <sup>4</sup> /in	Deflection in	Deflectio %	O.K._? Y/N
32,5	7,50%	0,265	8,062	4,031	0,00156	0,818	10,15%	N
26	7,50%	0,332	7,922	3,961	0,00304	0,815	10,29%	N
21	7,50%	0,411	7,754	3,877	0,00577	0,808	10,42%	N
17	7,50%	0,507	7,549	3,775	0,01088	0,795	10,53%	N
15,5	7,50%	0,556	7,445	3,723	0,01436	0,786	10,55%	N
13,5	7,50%	0,639	7,271	3,635	0,02173	0,765	10,52%	N
11	7,50%	0,784	6,963	3,481	0,04017	0,711	10,21%	N
9	7,50%	0,958	6,593	3,297	0,07334	0,615	9,33%	N
7,3	7,50%	1,182	6,120	3,060	0,13744	0,460	7,51%	N
6,3	7,50%	1,369	5,723	2,861	0,21383	0,329	5,75%	Y

**2. Critère de gauchissement des parois**

DR	A.B.L. psi	qa (5) psi	O.K._? Y/N
32,5	150,25	36,9	N
26	152,89	53,0	N
21	156,16	75,3	N
17	160,37	107,7	N
15,5	162,59	126,3	N
13,5	166,47	161,0	N
11	173,77	233,5	Y
9	183,43	342,4	Y
7,3	197,51	524,2	Y
6,3	211,14	723,1	Y

**3. Critère d'écrasement des parois**

DR	Crush Load (6) psi	O.K._? Y/N
32,5	2275	N
26	1820	N
21	1470	N
17	1190	N
15,5	1085	N
13,5	945	N
11	770	Y
9	630	Y
7,3	511	Y
6,3	441	Y

**Tableau 3.3 Calcul de la résistance mécanique des conduites de drainage de lixiviat – Parties Est et Ouest de la cellule**

File Number: 293-2549-152  
 Client: BFI Canada  
 Project: Agrandissement-Secteur Nord

**Paramètres**

O.D. = 8,625 outside diameter of pipe in inches.  
 Hc = 148,00 max.height of waste above top of pipe in feet.  
 Hw = 3,00 height of water table above top of pipe in feet.  
 g = 84 average waste + soil density in lbs/cu.ft.  
 Dl = 1,5 deflection lag factor .see note 1.  
 Kx = 0,083 deflection coefficient, see note 2.  
 E = 30 000 apparent long-term modulus of elasticity of pipe material.  
 E' = 3 000 modulus of soil reaction, see note 3.  
 Cl = 0,0000 live load coefficient  
 Pl = 0 wheel load in pounds  
 If = 0,000 impact factor  
 Pv = 0,0 internal vacuum pressure in psi.  
 Rw = 0,993 water buoyancy factor.  
 B' = 1,000 empirical coefficient of elastic support.  
 Wc = 922,88 vertical soil load in lbs/in.  
 Wl = 0,00 vertical live-load on pipe in lbs/in.  
 Pt = 107,00 total pressure above pipe in psi

**1. Critère de déformation**

DR	Allowable Defl (4) %	t_min in	D_avg in	r_avg in	I in <sup>4</sup> /in	Deflection in	Deflectio %	O.K. ? Y/N
32,5	7,50%	0,265	8,062	4,031	0,00156	0,625	7,76%	N
26	7,50%	0,332	7,922	3,961	0,00304	0,623	7,86%	N
21	7,50%	0,411	7,754	3,877	0,00577	0,618	7,97%	N
17	7,50%	0,507	7,549	3,775	0,01088	0,608	8,05%	N
15,5	7,50%	0,556	7,445	3,723	0,01436	0,600	8,06%	N
13,5	7,50%	0,639	7,271	3,635	0,02173	0,585	8,04%	N
11	7,50%	0,784	6,963	3,481	0,04017	0,543	7,80%	N
9	7,50%	0,958	6,593	3,297	0,07334	0,470	7,13%	Y
7,3	7,50%	1,182	6,120	3,060	0,13744	0,351	5,74%	Y
6,3	7,50%	1,369	5,723	2,861	0,21383	0,252	4,39%	Y

**2. Critère de gauchissement des parois**

DR	A.B.L. psi	qa (5) psi	O.K. ? Y/N
32,5	115,00	36,9	N
26	117,02	52,9	N
21	119,52	75,3	N
17	122,73	107,6	N
15,5	124,42	126,2	Y
13,5	127,38	160,9	Y
11	132,96	233,4	Y
9	140,33	342,2	Y
7,3	151,08	523,8	Y
6,3	161,49	722,6	Y

**3. Critère d'écrasement des parois**

DR	Crush Load (b) psi	O.K. ? Y/N
32,5	1739	N
26	1391	N
21	1124	N
17	910	N
15,5	829	N
13,5	722	Y
11	589	Y
9	482	Y
7,3	391	Y
6,3	337	Y

## RÉFÉRENCES

Brachman R.W.I., Moore I.D., and Rowe R.K., 2000, « The design of a laboratory facility for evaluating the structural response of small-diameter buried pipes », *Canadien Geotechnical Journal*, Vol. 37, pp.281-295.

Brachman R.W.I., Moore I.D., and Rowe R.K., 2001, « The performance of a laboratory facility for evaluating the structural response of small-diameter buried pipes », *Canadien Geotechnical Journal*, Vol. 38, pp.260-275.

Brachman R.W.I., Moore I.D., and Rowe R.K., 2000, « Drainage pipes for landfill collection systems », 6<sup>th</sup> Environmental Engineering Specialty Conference of the CSCE, pp.82-88.



## ANNEXE 4

### DIMENSIONNEMENT PRÉLIMINAIRE DES FOSSÉS PÉRIPHÉRIQUES



**NOTE TECHNIQUE**

**AGRANDISSEMENT DU SECTEUR NORD  
BFI USINE DE TRIAGE LACHENAIE LTÉE**

**DIMENSIONNEMENT PRÉLIMINAIRE DES FOSSÉS  
PÉRIPHÉRIQUES DU SECTEUR NORD**

(N/D : 293-2549-153)

Préparée par :

GSI ENVIRONNEMENT INC.  
5227, rue Notre-Dame Est  
Bureau 200  
Montréal (Québec) H1N 3P2  
Tél. (514) 257-7644

27 novembre 2001





## TABLE DES MATIÈRES

1. INTRODUCTION .....	1
2. MISE EN SITUATION.....	1
3. MÉTHODOLOGIE .....	1
3.1 CONSIDERATIONS.....	2
3.2 LIMITES DES BASSINS VERSANTS .....	2
3.3 SOL DE RECOUVREMENT .....	2
3.4 PENTE MOYENNE DES BASSINS VERSANTS .....	3
3.5 COEFFICIENT DE RUISSELLEMENT.....	3
3.6 INTENSITE DE PRECIPITATION.....	3
3.7 CORRECTION DE L'INTENSITE DE PRECIPITATION.....	3
3.8 CALCUL DU DEBIT .....	4
4. DIMENSIONNEMENT DES FOSSES.....	5
5. COMMENTAIRES .....	6

## TABLEAU

Tableau 4.1	Calcul de dimensionnement d'un fossé.....	6
-------------	---	---



## 1. INTRODUCTION

Le site d'enfouissement de Lachenaie dispose d'un « Plan de prévention de la pollution pluviale et plan directeur de drainage pluvial » élaboré en 1988 par la firme Filiatrault McNeil et Associés inc. et mis à jour en 1994 en intégrant l'aménagement de la zone Est. Ce plan de 1994 définissait les aménagements pour la partie Sud et Est. En ce qui concerne la partie Nord, un bassin de rétention d'une capacité de 17 000 m<sup>3</sup> était envisagé dans le futur.

Lorsque les conditions d'aménagement du secteur Nord auront été définies et autorisées, une étude complémentaire de drainage sera réalisée pour mettre à jour les études antérieures.

L'objectif de la présente note est donc d'estimer de façon préliminaire les débits en jeu et d'apprécier les dimensions des fossés de drainage pour fin de conception préliminaire.

## 2. MISE EN SITUATION

L'étude de FMA avait été réalisée en considérant une surface totale de 437 ha. environ. Le site avait été subdivisé en 3 secteurs pour lesquels un bassin de rétention a été proposé. Les volumes de chacun des bassins proposés étaient les suivants :

Site existant de 159 ha. :	18 400 m <sup>3</sup>
Secteur Est projeté de 111 ha. :	8 500 m <sup>3</sup>
Secteur Nord de 167 ha. :	17 000 m <sup>3</sup>

Ces bassins avaient été dimensionnés de manière à emmagasiner tout le volume d'eau de ruissellement pouvant s'accumuler lors d'une précipitation type récurrente tous les 25 ans. L'ajout de ces bassins permet de réduire les débits de pointe dans une proportion de 65% environ et de minimiser les impacts sur les ouvrages de drainage des eaux.

## 3. MÉTHODOLOGIE

L'estimation des débits d'eau de ruissellement a été faite à l'aide de la méthode rationnelle. C'est une méthode empirique largement utilisée pour la détermination du débit de pointe des bassins versants d'une superficie inférieure à 25 km<sup>2</sup> (2 500 ha).

L'application de la méthode rationnelle a été faite en utilisant la procédure décrite dans le «Manuel de conception des ponceaux – décembre 1993» rédigé par le Service de l'hydraulique de la Direction des structures du ministère des Transports du Québec.

### **3.1 CONSIDÉRATIONS**

L'exploitation du secteur Nord se fera en plusieurs étapes.

La géométrie finale du secteur Nord au-dessus du sol comprend un premier talus de 15 m de hauteur ayant une pente de 30 %. Une berme de 60 m de largeur et de 5 % de pente séparera le premier talus d'un deuxième talus de 12 m de hauteur à 30 %. Ce deuxième talus est complété par un toit à 5 % de pente dont le drainage des eaux de ruissellement se trouve subdivisé en quatre bassins versants. Chacun de ces 4 bassins versants se draine vers un des 4 talus périphériques.

Les bassins versants les plus importants seront rencontrés lorsque l'exploitation de tout le secteur Nord sera complétée. L'estimation des débits d'eau de ruissellement a été faite pour ce cas de figure qui constitue le cas pour lequel, les débits seront les plus élevés.

### **3.2 LIMITES DES BASSINS VERSANTS**

Lorsque l'exploitation du secteur Nord sera complétée, quatre bassins versants seront créés soit un vers le Nord, l'Est, le Sud et l'Ouest. Les bassins versants ayant les superficies les plus importantes sont les bassins versants est et ouest avec des superficies respectives de 30.5 et 43.0 hectares. Les superficies des bassins versants sud et nord sont respectivement de 26,20 et 29.5 hectares. Ces surfaces incluent la berme aménagée au pourtour de l'aire d'enfouissement.

### **3.3 SOL DE RECOUVREMENT**

Le recouvrement final prévu sur le secteur Nord sera constitué d'une couche d'argile surmontée d'une couche apte à la revégétalisation.

### 3.4 PENTE MOYENNE DES BASSINS VERSANTS

La pente moyenne de chaque bassin versant peut être répartie en 2 : d'une part, le dessus de l'exploitation dont la pente maximale ne doit pas excéder 5% et d'autre part, les talus périphériques dont la pente maximale est de 30% et la pente moyenne de 20 %..

La proportion de la superficie ayant une pente n'excédant pas 5% est d'environ 70%. Pour les fins de l'exercice, nous utiliserons une pente moyenne globale de 10%.

### 3.5 COEFFICIENT DE RUISSELLEMENT

Le coefficient de ruissellement dépend principalement de la pente du bassin versant, du type de sol et de végétation. Compte tenu que le recouvrement final vise à empêcher l'infiltration et à favoriser le ruissellement des eaux de surface, nous considérons une valeur de coefficient de ruissellement de 1,0 qui constitue le cas le plus défavorable.

### 3.6 INTENSITÉ DE PRÉCIPITATION

L'intensité de la précipitation d'une durée de 1 heure et d'une période de récurrence de 25 ans se calcule comme suit :

$$I_{25,60} = \mu + K_{i,25} \times \sigma \text{ (mm/h)}$$

Où

$\mu$  = Moyenne de la précipitation

$\sigma$  = Écart-type de la précipitation

$K_{i,25}$  = Coefficient statistique de  $\sigma = 2.044$

Avec  $\mu$  = 22 mm/h (source : Courbes provinciales de la moyenne et de l'écart-type des extrêmes de pluie d'une durée de 1 heure)

Et  $\sigma$  = 10 mm/h

$$I_{25,60} = 22 + 2.044 \times 10$$

$$= 42,4 \approx 43 \text{ mm/h}$$

### 3.7 CORRECTION DE L'INTENSITÉ DE PRÉCIPITATION

L'intensité de précipitation doit être corrigée afin de correspondre au temps de concentration du bassin versant.

Dans le cas où le coefficient de ruissellement est supérieur à 0,40 comme c'est le cas ici, le temps de concentration se calcule comme suit :

$$T_c = \frac{0,057 L_c}{S_c^{0,2} \times A_b^{0,1}}$$

- $L_c$  = Longueur de drainage (posée à 600 m)
- $S_c$  = Pente de drainage (10% soit la même que la pente moyenne considérée)
- $A_b$  = Superficie du bassin versant en ha.

Le temps de concentration calculé avec l'équation précédente varie entre 15 et 16 minutes pour les 4 bassins versants. Nous retiendrons donc un temps de concentration de 15 minutes.

Le facteur de correction de l'intensité de précipitation est donné par l'équation suivante :

$$F_i = 12.25 T_c^{-0,612} \text{ pour } T_c \text{ compris entre 10 et 60 min.}$$
$$F_i = 2,34$$

### 3.8 CALCUL DU DÉBIT

Le débit correspondant à une pluie d'une durée de 1 heure et d'une période de récurrence de 25 ans est obtenu avec l'équation suivante :

$$Q_{25} = \frac{C_p (F_i \times I) A_b}{360} \text{ (m}^3/\text{s)}$$

Où

- $C_p$  = Coefficient de ruissellement
- $F_i$  = Facteur de correction de l'intensité de précipitation
- $I$  = Intensité de précipitation
- $A_b$  = Aire du bassin versant

Le tableau suivant résume les valeurs des principaux paramètres et les résultats obtenus :

Paramètres	Unités	Bassins versants			
		Nord	Est	Sud	Ouest
Superficie du bassin versant	ha.	29.5	30.5	26,20	43.0
Pente moyenne du bassin	%	10	10	10	10
Coefficient de ruissellement	--	1,0	1,0	1,0	1,0
Intensité de précipitation (durée de 1 heure, récurrence 25 ans)	mm/hre	43	43	43	43
Longueur de drainage	m	600	600	600	600
Pente de drainage	%	10	10	10	10
Temps de concentration	minutes	15	15	15	15
Coefficient de correction de l'intensité	--	2,34	2,34	2,34	2,34
Débit	m <sup>3</sup> /s	8,25	8,53	7,31	12,01

Les débits sont importants en raison de la pente élevée du site après exploitation et fermeture de celui-ci et du fait que l'on considère que 100% de la précipitation se retrouvera sous forme de ruissellement.

Dans le cas où les eaux des 4 bassins versants sont canalisés vers un même endroit, un débit total de pointe pouvant atteindre 36 m<sup>3</sup>/s pourrait se produire.

#### 4. DIMENSIONNEMENT DES FOSSÉS

Le tableau suivant résume la capacité hydraulique d'un fossé ayant les caractéristiques suivantes :

- Pente du fossé de 0,3 à 0,5% ;
- Largeur de fossé au fond de 1,5 à 2,0 m ;
- Pente des talus de fossé à 2H :1V.

On constate qu'avec de telles dimensions et une hauteur d'eau se situant entre 1 et 1,5 m, il sera possible de canaliser les débits de ruissellement estimés de l'un ou l'autre des quatre bassins versants du secteur Nord. Cependant, afin de canaliser le débit de pointe cumulé des 4 bassins, le fossé devrait avoir une largeur au fond de 3 m, avec une hauteur d'eau de 2 m et une pente de 0,5%.

**Tableau 4.1 Calcul de dimensionnement d'un fossé**

Largeur au fond (b) en mètre	1,5	1,5	2	2	1,5	2	3
Pente des côtés (1V :H)	2	2	2	2	2	2	2
Hauteur d'eau (h) en mètre	1	1	1	1	1,25	1,5	2
Surface mouillée (A)	3,5	3,5	4	4	5	7,5	14
Périmètre mouillé (Pm)	5,97	5,97	6,47	6,47	7,09	8,71	11,94
Rayon hydraulique (Rh)	0,59	0,59	0,62	0,62	0,71	0,86	1,17
Coefficient de rugosité (n)	0,03	0,03	0,03	0,03	0,03	0,03	0,03
Pente du fossé en m/m	0,003	0,005	0,003	0,005	0,003	0,003	0,005
Vitesse (V) en m/sec.	1,28	1,65	1,32	1,71	1,44	1,65	2,62
Débit (Q) en m.cu./sec.	4,47	5,77	5,29	6,83	7,22	12,39	36,70

## 5. COMMENTAIRES

La présente note a permis de faire un calcul préliminaire des volumes d'eau de ruissellement du secteur Nord après fermeture complète de celui-ci et de donner un aperçu des dimensions requises des fossés pour canaliser les débits estimés.

Un calcul détaillé devra être réalisé de manière à intégrer les débits de ruissellement du secteur Nord aux autres secteurs du site et à mettre à jour le dimensionnement des ouvrages de contrôle des eaux en termes de régulation de débit et de réduction de la charge rejetée au milieu naturel.



## **ANNEXE 5**

**PRISE EN COMPTE DU RISQUE DE COLMATAGE DANS LA CONCEPTION DU SYSTÈME  
DE COLLECTE DU LIXIVIAT AU SITE DE LACHENAIE - AGRANDISSEMENT NORD**



# **PRISE EN COMPTE DU RISQUE DE COLMATAGE DANS LA CONCEPTION DU SYSTEME DE COLLECTE DE LIXIVIAT AU SITE DE LACHENAIE, AGRANDISSEMENT NORD**

---

**NOTE TECHNIQUE RÉDIGÉE PAR J.P. GIROUD  
2001.10.29**

---

## **1. Introduction**

### **1.1 Référence**

Cette note technique a été rédigée par J.P. Giroud, ingénieur conseil, JP GIROUD, INC., à la demande de J.C. Marron, GSI Environnement.

### **1.2 But de cette note technique**

Le but de cette note technique est d'évaluer le risque de colmatage du système de collecte de lixiviat de l'agrandissement nord du site de Lachenaie, et de montrer comment ce risque peut être pris en compte dans la conception du système de collecte du lixiviat.

### **1.3 Domaine couvert par cette note technique**

Le colmatage d'un système de drainage peut résulter de phénomènes biologiques et/ou chimiques, et peut résulter de l'accumulation de particules. Dans un site d'enfouissement de déchets, le principal risque de colmatage est le colmatage biologique qui entraîne un colmatage chimique. La terminologie la plus correcte pour désigner ce phénomène est "colmatage d'origine biologique". Cependant, le terme "colmatage biologique" est souvent employé. Le colmatage d'origine biologique s'accompagne souvent d'accumulation de particules. Cependant, dans un site d'enfouissement de déchets, le colmatage par accumulation de particules n'est généralement pas un problème important. De surcroît, certaines des mesures prises pour minimiser le colmatage d'origine biologique minimisent également le colmatage par accumulation de particules. Par conséquent, cette note technique traite essentiellement du colmatage d'origine biologique et, par souci de simplicité, le terme "colmatage" sera utilisé

## **2. Revue de littérature**

Les articles suivants mentionnés dans la liste de références ont été examinés : Fleming et al. (1999), McIsaac et al. (2000) et Rowe (1998). Les conclusions suivantes ont pu être tirées.

## 2.1 Conditions susceptibles de causer le colmatage biologique d'un drain ou filtre

- Charge organique élevée du lixiviat.
- Débit élevé d'écoulement de lixiviat.
- Stagnation ou longue période de résidence du lixiviat dans la couche drainante.

## 2.2 Colmatage d'une couche drainante

- Le colmatage d'une couche drainante se développe plus rapidement dans les zones plus humides, comme les zones où il passe beaucoup de lixiviat et les zones où le lixiviat stagne (Rowe 1998, p. 160). Ainsi : (i) le colmatage se développe plus dans la partie basse d'une couche drainante (qui est humide) que dans la partie haute (qui est sèche) (Fleming et al. 1999, p. 695); (ii) dans la partie sèche d'une couche drainante, le colmatage se développe plus dans les zones où le lixiviat est retenu par capillarité comme, par exemple, une petite zone autour du contact entre deux pierres ou autour du contact entre une pierre et un géotextile; (iii) le colmatage se développe plus dans les zones où le débit d'écoulement de lixiviat est le plus fort comme, par exemple, au voisinage des conduites perforées (Fleming et al. 1999, p. 696) et aux endroits où la couche drainante reçoit un écoulement concentré du fait de l'hétérogénéité des déchets (McIsaac et al. 2000, p. 69); et (iv) le colmatage des perforations des conduites est plus prononcé pour les perforations se trouvant dans la partie basse des conduites que pour les perforations se trouvant sur les côtés des conduites (Fleming et al. 1999, p. 696).
- La première phase de colmatage se traduit par la formation d'un biofilm organique. Ce biofilm contient des particules fines qui ont migré depuis les déchets (Fleming et al. 1999, p. 687). Ce biofilm croît jusqu'à former une masse organique qui, peu à peu, remplit l'espace vide du gravier. La présence de matière organique augmente localement le pH, ce qui crée des conditions favorables à la précipitation de calcaire et autres matières non organiques. Il en résulte la formation d'une matière très dure (« incrustation », « cimentation ») (Fleming et al. 1999).
- La conductivité hydraulique d'un gravier colmaté par des matières organiques est typiquement de deux ou trois ordres de grandeur inférieure à la conductivité hydraulique d'un gravier non colmaté (Fleming et al. 1999, p. 695). A Keele Valley Landfill, de la pierre nette de 50 mm de diamètre a continué de transmettre le lixiviat même après une réduction de conductivité hydraulique de trois ordres de grandeur, ce qui s'est produit après enfouissement des déchets pendant 4.25 années (Rowe 1998, p. 160). Il est possible que la conductivité hydraulique de la pierre de Keele Valley Landfill continue de décroître avec le temps. Enfin il faut noter qu'en cas d'incrustation (cimentation) la réduction de conductivité hydraulique est encore plus grande qu'avant le développement des incrustations.
- La réduction de conductivité hydraulique de la couche drainante peut se traduire par une accumulation de lixiviats dans les déchets, ce qui entraîne une augmentation de température (Fleming et al. 1999, p.691; Rowe 1998, p. 160).

### 2.3 Rôle du filtre

- Lorsqu'un filtre (granulaire ou géotextile) sépare les déchets de la couche drainante, il y a beaucoup moins de colmatage de la couche drainante que dans le cas où il n'y pas de filtre (Rowe 1998, p. 160; McIsaac et al. 2000, p. 69). Ceci est particulièrement vrai si le filtre arrête la plupart des particules fines qui migrent depuis les déchets. Fleming et al. (1999) rapportent un cas de site d'enfouissement d'ordures ménagères où la fraction des vides de la pierre occupée par une masse colmatante était : 0-20% avec filtre, 30-60% dans la partie supérieure de la couche drainante sans filtre, et 50-100% dans la partie inférieure de la couche drainante sans filtre.
- D'après une simulation en laboratoire (McIsaac et al. 2000), un géotextile nontissé préserve la couche drainante du colmatage plus efficacement qu'un géotextile tissé ayant de grandes ouvertures (par exemple 400  $\mu\text{m}$ ). (Il faut noter que les propriétés des géotextiles ne sont pas documentées avec précision dans certains des articles revus; cependant, en comparant les divers articles dont Rowe est le co-auteur, il semble que le géotextile tissé utilisé soit un tissé de bandelettes avec des ouvertures de l'ordre de 400  $\mu\text{m}$ ). Les observations ont été les suivantes (McIsaac et al. 2000, p. 69, p.70): (i) moins de biofilm et moins de particules fines dans la couche drainante avec le géotextile nontissé qu'avec le géotextile tissé; et (ii) plus de colmatage au niveau du géotextile et dans son voisinage immédiat dans le cas du géotextile nontissé que dans le cas du géotextile tissé. Sur la base des articles revus et de l'expérience de l'auteur de cette note technique, il semble que les raisons soient les suivantes. Un géotextile nontissé a typiquement des ouvertures de l'ordre de 100 à 150  $\mu\text{m}$  et est plus épais qu'un géotextile tissé, ce qui a les conséquences suivantes : (i) le géotextile nontissé arrête plus de particules fines qu'un géotextile tissé ayant des ouvertures de l'ordre de 400  $\mu\text{m}$ ; et (ii) le géotextile nontissé retient du lixiviat par capillarité, ce qui fait qu'une partie du colmatage biologique se produit immédiatement sur, dans, et immédiatement sous le géotextile au lieu de se produire dans la couche drainante.
- Un géotextile nontissé placé à mi-hauteur de la couche drainante n'est pas plus efficace que le même géotextile placé entre les déchets et la couche drainante, en ce qui concerne la protection de la couche drainante située sous le géotextile (McIsaac et al. 2000, p.73). Il semble que le colmatage du géotextile soit plus développé lorsque le géotextile est surmonté par du gravier que lorsqu'il est directement surmonté par les déchets (McIsaac et al. 2000, p.71 et p. 73).
- D'après la simulation en laboratoire mentionnée ci-dessus (McIsaac et al. 2000), les géotextiles (tissés et nontissés) placés directement entre les déchets et la couche drainante sont restés suffisamment perméables pour permettre le passage du lixiviat, ce qui est démontré par le fait qu'il n'y a eu aucune accumulation de lixiviat observée sur ces géotextiles (McIsaac et al. 2000, p.72). En revanche, dans le cas d'un géotextile nontissé placé à mi-hauteur de la couche drainante, une légère accumulation de lixiviat a été observée (McIsaac et al. 2000, p.71).

## 2.4 Rôle du matériau drainant

- Les colmatages les plus sévères ont été observés en Allemagne avec des graviers sableux (Rowe 1998, p. 159). Pour minimiser le risque de colmatage, des pierres nettes de gros diamètre sont recommandées.
- A la connaissance de l'auteur de cette note technique, aucune observation n'a été publiée sur le colmatage des matériaux drainants géosynthétiques (par exemple, geonets). Sur la base des observations rapportées ci-dessus, il semble qu'un avantage des matériaux drainants géosynthétiques soit l'absence de capillarité et qu'un défaut soit leur faible épaisseur.

## 2.5 Rôle des déchets

- Le colmatage se développe d'autant plus que les déchets sont placés rapidement. Par exemple un colmatage très sévère a été observé en Allemagne dans le cas de déchets placés à la vitesse de 10 à 20 m/an (Rowe 1998, p. 159). Aucune explication n'est proposée dans les articles cités en référence. L'explication est peut-être la suivante : une grande vitesse de placement des déchets fait qu'une grande quantité de lixiviat arrive en même temps au début de l'exploitation du site; la présence d'une grande quantité de lixiviat au début de l'exploitation du site peut causer un colmatage sévère, car c'est précisément au cours de la phase acétogénique (qui existe au début de l'exploitation d'un site) que l'essentiel du colmatage se produit.
- Un colmatage sévère a été observé en Allemagne dans le cas de déchets contenant des boues de station d'épuration (Rowe, 1998, p. 158). Le Brock West Landfill, où une accumulation de lixiviat s'est produite dans les déchets, contenait 12% de boues de station d'épuration (Rowe 1998, p. 158), ce qui est élevé. De surcroît, ces boues ont été déposées au début de l'exploitation du site. Par conséquent, la fraction de boues dans les déchets au début de l'exploitation du site devait être très élevée (bien supérieure à 12%). Ceci a probablement contribué au développement du colmatage qui a entraîné l'accumulation de lixiviat, car c'est au cours de la phase acétogénique, au début de l'exploitation du site, que l'on pense que le colmatage s'est produit (Rowe 1998, p. 160).

## 2.6 Rôle du lixiviat

- Le colmatage se développe d'autant plus que la charge organique du lixiviat est élevée. Il y a très peu d'incrustations une fois que le site a atteint la phase méthanogénique stable, c'est-à-dire lorsque la charge organique du lixiviat est relativement faible (d'après des chercheurs allemands cités par Rowe 1998, p.159).
- A concentration égale du lixiviat, le colmatage se développe d'autant plus que le lixiviat transporte plus de particules fines.
- Comme indiqué aux Sections 2.1 et 2.2, le colmatage se développe d'autant plus que la quantité de lixiviat présente est élevée. Ainsi, les conditions propices au développement du colmatage sont : un débit élevé d'écoulement de lixiviat, la stagnation ou une longue

période de résidence du lixiviat dans la couche drainante, et une grande tête de lixiviat dans la couche drainante. Sur ce dernier point, il faut noter que, dans les expériences de laboratoire effectuées par McIsaac et al. (2000), la tête de lixiviat était de 100 mm (10 cm) pour une épaisseur de couche de collecte de lixiviat de 30 cm (McIsaac et al. 2000, p. 67).

### **3. Solution recommandée**

#### **3.1 Analyse des conditions au site de Lachenaie**

- La couche drainante de Lachenaie n'est pas typique car elle a deux fonctions : (i) collecte du lixiviat; et (ii) collecte de l'eau expulsée de l'argile sous-jacente par consolidation.
- La consolidation de l'argile n'est pas nécessaire à la stabilité du site tant que la surélévation centrale n'est pas construite, c'est-à-dire pendant les 25 premières années environ. Ensuite, l'argile devra être consolidée pour assurer la stabilité du site pendant et après la construction de la surélévation centrale. Il faut donc assurer le fonctionnement à long terme de la couche drainante en ce qui concerne la collecte de l'eau expulsée de l'argile sous-jacente. Ceci impose qu'il y ait un filtre géotextile au-dessus de cette couche drainante, du moins au-dessus de la portion de la couche drainante qui assure la collecte de l'eau expulsée de l'argile sous-jacente, car il a été montré (Sections 2.1 et 2.2) que les couches drainantes exposées sans filtre à du lixiviat peuvent se colmater, en particulier à la partie basse.
- Sur la base des considérations ci-dessus, il est proposé de dédier la partie inférieure de la couche drainante à la collecte de l'eau expulsée de l'argile sous-jacente et de dédier la partie supérieure de la couche drainante à la collecte du lixiviat. Par conséquent, la partie supérieure de la couche drainante est appelée ici "couche de collecte du lixiviat".
- La partie inférieure de la couche drainante (la portion de la couche drainante qui est dédiée à la collecte de l'eau expulsée de l'argile sous-jacente) ne devrait pas être l'objet d'un colmatage biologique important dû au lixiviat si elle est protégée efficacement par un géotextile. Ce géotextile doit être correctement choisi (par exemple un géotextile nontissé ayant des ouvertures très petites) et doit recouvrir la totalité de la partie inférieure de la couche drainante.
- Il faut que la collecte de lixiviat soit assurée pendant de nombreuses décennies. De ce point de vue, il y a un dilemme : (i) si la couche de collecte du lixiviat est en contact direct avec les déchets, elle se colmatra progressivement; et (ii) si la couche de collecte du lixiviat est séparée des déchets par un filtre, et si ce filtre est tel qu'il empêche efficacement le colmatage de la couche de collecte du lixiviat, il se colmatra lui-même et la transmission du lixiviat à la couche de collecte du lixiviat deviendra de plus en plus difficile. Il est difficile d'évaluer le temps que prendra le développement de chacun de ces deux types de colmatage. Il faut donc prévoir un système de drainage à multiples sécurités.
- Compte tenu du risque de colmatage de la couche de collecte de lixiviat ou de son filtre, il faut prévoir la possibilité d'une accumulation de lixiviat dans les déchets et d'un

écoulement latéral du lixiviat dans les déchets. Cependant, ce problème ne devrait pas avoir de conséquences néfastes du fait des conditions particulières au site de Lachenaie: (i) l'accumulation de lixiviat dans les déchets n'entraînera pas d'augmentation de tête de lixiviat sur le fond du site et, par conséquent, ne causera pas une augmentation de la migration de lixiviat vers la nappe, d'autant plus que l'eau expulsée de l'argile s'écoule de bas en haut; et (ii) la collecte du lixiviat qui s'écoulerait latéralement dans les déchets est simple, du moins sur une hauteur d'environ 6 m, du fait que le site est excavé sur 6 m environ. Il suffira de s'assurer que la géométrie de la couche de collecte de lixiviat sur les pentes de l'excavation se prête bien à la collecte du lixiviat qui s'écoulerait latéralement dans les déchets.

- Pour tenter d'évaluer le risque de colmatage biologique au site de Lachenaie, il est utile de comparer les conditions au site de Lachenaie avec les conditions rapportées dans les articles cités en référence, soit sur le terrain (Keele Valley Landfill et Brock West Landfill) soit pour la simulation en laboratoire, où du lixiviat de Keele Valley Landfill a été utilisé. Les facteurs qui peuvent influencer sur le risque de colmatage biologique comprennent la charge organique du lixiviat, la tête de lixiviat et le temps de résidence du lixiviat. Une comparaison des charges organiques du lixiviat montre que les charges organiques rapportées dans les articles examinés sont du même ordre que celle du lixiviat de Lachenaie. En revanche, il y a une grande différence en ce qui concerne les têtes de lixiviat au site de Lachenaie et dans la simulation en laboratoire rapportée by Mc Isaac et al. (2000) : au site de Lachenaie, la tête de lixiviat calculée de façon conservatoire en utilisant une conductivité hydraulique réduite est de 2.8 mm (0.28 cm) au maximum et de moins de 1 mm (0.1 cm) en moyenne, tandis que la tête de lixiviat dans la simulation en laboratoire est de 100 mm (10 cm). On peut donc conclure que le risque de colmatage biologique de la couche de collecte du lixiviat est plus faible au site de Lachenaie que dans la simulation en laboratoire présentée par McIsaac et al. (2000). La comparaison entre sites est moins facile qu'entre site et laboratoire. Dans le cas du site de Lachenaie, les calculs indiquent que la valeur moyenne de la tête de lixiviat est de moins de 1 mm (0.1 cm) et le temps de résidence du lixiviat est d'environ 12 heures. Pour le Keele Valley Landfill, Fleming et al. (1999, p. 699) estiment que la tête de lixiviat est de 150 mm (15 cm) pour une épaisseur de couche de collecte du lixiviat de 30 cm et que le temps de résidence du lixiviat est de 70 jours. Ces valeurs sont élevées en comparaison des valeurs au site de Lachenaie. Cependant, ces valeurs correspondent à la situation au Keele Valley Landfill après enfouissement des déchets pendant plusieurs années. Il est probable que la tête de lixiviat et le temps de résidence du lixiviat étaient faibles au début de l'exploitation du Keele Valley Landfill. Ceci illustre que, sans filtre géotextile (ce qui est le cas au Keele Valley Landfill), un important colmatage peut se développer en quelques années. Les faibles valeurs de tête de lixiviat (1 mm) et de temps de résidence (12 heures) qui caractérisent le site de Lachenaie peuvent demeurer faibles si un filtre géotextile protège efficacement la couche drainante. Avec une protection efficace par géotextile, le risque de colmatage biologique au site de Lachenaie devrait être limité puisque ce risque dépend de la tête de lixiviat et du temps de résidence. Au contraire, sans protection par géotextile, un colmatage semblable à celui qui s'est produit à Keele Valley Landfill



pourrait se produire au site de Lachenaie. On peut donc conclure que le risque de colmatage biologique de la couche de collecte du lixiviat est nettement plus faible au site de Lachenaie qu'au Keele Valley Landfill.

### 3.2 Description de la solution recommandée

Sur la base des discussions présentées dans cette note technique, une solution est recommandée. Cette solution fait appel à cinq géotextiles appelés Géotextiles A, B, C, D et E (Figure 1). Cette solution est décrite ci-dessous:

- La partie supérieure de la couche drainante, appelée la couche de collecte du lixiviat, est dédiée à la collecte de lixiviat, et la partie inférieure de la couche drainante est dédiée à la collecte de l'eau expulsée de l'argile sous-jacente.
- La partie inférieure de la couche drainante est comprise entre deux géotextiles nontissés. Pour chacun de ces deux géotextiles, les lés adjacents doivent être cousus ou avoir des recouvrements suffisants pour assurer une couverture continue. Le géotextile situé entre la couche drainante et l'argile sous-jacente est appelé le Géotextile A (Figures 1, 2 et 3). Le géotextile situé entre la partie supérieure et la partie inférieure de la couche drainante est appelé le Géotextile B (Figures 1, 2 et 3B).
- La partie supérieure de la couche drainante (c'est-à-dire, la couche de collecte du lixiviat) repose sur le Géotextile B, et elle est surmontée par des lés de géotextile (appelé le Géotextile C), de 5.25 m de large approximativement et séparés de 2 m (Figures 1, 2A et 3). Les lés de Géotextile C sont dans la direction de la pente (Figure 1).
- Pour assurer la transmission de lixiviat vers les conduites perforées, le Géotextile B est interrompu au-dessus des tranchées (Figures 1 et 2). Étant donné que le Géotextile C est lui-même interrompu par des espaces de 2 m, les tranchées ne sont pas complètement protégées. Pour assurer la protection des tranchées sur toute leur surface, le Géotextile D est placé au-dessus de chaque tranchée (Figures 1, 2 et 3A).
- Les calculs de dimensionnement (effectué avec une conductivité hydraulique dix fois plus faible que la conductivité hydraulique réelle du gravier) montrent que l'épaisseur requise pour chacune des deux parties de la couche drainante est très faible: 2.8 mm (0.28 cm) au maximum pour la partie supérieure et 5.7 mm (0.57 cm) au maximum pour la partie inférieure. Par conséquent, toute épaisseur qui peut être mise en place d'un point de vue pratique (et sans causer de dommage au géotextile sous-jacent) est acceptable d'un point de vue technique. Cependant, il y a une épaisseur réglementaire minimum de 0.5 m pour la couche drainante totale (c'est-à-dire, la partie supérieure plus la partie inférieure). Étant donné que la partie supérieure est plus susceptible de se colmater que la partie inférieure (voir ci-dessous), elle doit être plus épaisse. La plus faible épaisseur de pierres qui peut être construite au-dessus d'un géotextile est 0.15 m. Par conséquent, cette épaisseur est adoptée comme épaisseur de la partie inférieure de la couche drainante. Il en résulte que l'épaisseur de la partie supérieure de la couche drainante sera de 0.35 m. Cette épaisseur se traduit par un coefficient de sécurité de 125 par rapport à l'épaisseur requise de 2.8 mm, laquelle est déjà affectée d'un coefficient de sécurité supérieur à 10, comme indiqué

ci-dessus, d'où un coefficient de sécurité supérieur à 1250. Ce coefficient de sécurité est nettement plus grand que les coefficients de sécurité utilisés de façon typique dans le dimensionnement des systèmes de drainage des sites d'enfouissement. Par conséquent, on peut affirmer que la conception du système de drainage du site de Lachenaie est très conservatoire par rapport à l'état actuel de la pratique, ce qui est justifié par l'importance du projet et sa durée dans le temps.

- Le fonctionnement du système décrit ci-dessus est indiqué en détail à la Section 3.3. Comme cela est expliqué à la Section 3.3, le lixiviat atteindra la couche de collecte du lixiviat soit en passant à travers le Géotextile C, soit directement en passant par les espaces de 2 m entre les lés de Géotextile C. Cette approche à deux voies fournit une grande sécurité au fonctionnement du système de collecte du lixiviat. Dans le cas extrême où les deux voies seraient colmatées, du lixiviat s'accumulerait au-dessus de la couche de collecte du lixiviat. Lorsque la hauteur d'accumulation du lixiviat atteindrait 1 m au-dessus du point le plus bas du toit de la couche de collecte du lixiviat, le niveau du lixiviat atteindrait le sommet de la couche de collecte du lixiviat (en effet,  $50 \text{ m} \times 2\% = 1 \text{ m}$ ). Dans ce cas, un dispositif situé à la ligne de crête de la couche de collecte du lixiviat prendrait la relève du système défaillant (Figure 2). Ce dispositif consiste en trois couches de geonet protégées par le Géotextile E (Figures 1 et 2). Ce dispositif fournirait un passage au lixiviat et empêcherait l'accumulation de lixiviat dans les déchets au delà de 1 m. Si, en dépit de toutes les précautions décrites ci-dessus, le lixiviat s'accumulait de plus de 1 m dans les déchets, le lixiviat pourrait être collecté latéralement, comme indiqué ci-dessous.
- Le lixiviat qui pourrait s'écouler latéralement dans les déchets serait collecté par la portion de la couche drainante située sur les pentes latérales du site (dans la partie excavée dans l'argile). Des prolongements des conduites perforées pourraient être installés dans cette portion de la couche drainante afin de permettre, si requis, le pompage du lixiviat accumulé.
- Le système de collecte du lixiviat décrit ci-dessus présente une grande sécurité, car quatre voies s'offrent au lixiviat : deux voies en régime normal (soit à travers le Géotextile C, soit dans l'espace de 2 m entre les lés de Géotextile C), et deux voies en cas d'accumulation de lixiviat au-dessus de la couche de collecte du lixiviat (soit par les dispositifs en sommet de couche de collecte du lixiviat, soit par collecte latérale).

### 3.3 Rôles des géotextiles dans la solution recommandée

Les rôles des cinq géotextiles dans la solution recommandée (qui est décrite à la Section 3.2) sont expliqués ci-dessous:

- Le Géotextile A remplit la fonction typique de filtre dans les applications de géotechnique. Ainsi, ce filtre empêche les particules d'argile de se déplacer plutôt que d'arrêter des particules qui sont déjà en mouvement. Pour cela, le Géotextile A doit être en contact intime avec l'argile. Ceci ne devrait pas être difficile car les contraintes sont élevées et l'argile n'est pas raide. Puisque le Géotextile A n'arrête pas de particules, il ne doit pas se colmater par accumulation de particules d'argile. Si, de surcroît, le Géotextile

A est efficacement protégé de l'action biologique par le Géotextile B (comme cela est indiqué à la Section 3.2), il ne devrait pas faire l'objet de colmatage biologique important.

- Le rôle du Géotextile B est d'empêcher le colmatage de la partie inférieure de la couche drainante. Pour cela, le Géotextile B doit avoir des ouvertures petites afin de: (i) favoriser le développement de biofilm en son sein et/ou son voisinage; et (ii) arrêter les particules fines qui proviennent des déchets. Par conséquent on doit s'attendre à ce que le Géotextile B se colmate progressivement, ce qui pourrait prendre des années. Toutefois, il faut noter que le colmatage du Géotextile B ne devrait avoir aucun impact néfaste sur le fonctionnement de la couche drainante parce que les deux parties de la couche drainante fonctionnent indépendamment.
- Le Géotextile C, là où il est présent, est utilisé pour empêcher le colmatage de la couche de collecte du lixiviat. Pour atteindre ce but, le Géotextile C se colmate lui-même progressivement (comme cela a été expliqué ci-dessus pour le Géotextile B). Là où le Géotextile C n'est pas présent (dans les bandes de 2 m de large), la couche de collecte du lixiviat se colmeta progressivement. Le lixiviat atteindra la couche de collecte du lixiviat soit en passant à travers le Géotextile C, soit directement en passant par les espaces de 2 m entre les lés de Géotextile C. L'une de ces deux voies se colmeta avant l'autre. Cette approche à deux voies a été choisie car il n'est pas possible de prévoir laquelle des deux voies se colmeta la première. La largeur de 2 m pour les espaces entre lés a été choisie de manière à ce que la largeur de la couche de collecte du lixiviat non colmatée soit encore de 3 m environ si le colmatage des pierres s'étend de 1 m environ de chaque côté de l'espace non protégé par le Géotextile C.
- Le Géotextile D joue le même rôle que le Géotextile C : il est utilisé pour empêcher le colmatage de la couche de collecte du lixiviat au droit des tranchées, car le Géotextile C n'assure pas une protection continue des tranchées puisqu'il est interrompu par des espaces de 2 m. En effet, il est important que la pierre ne soit pas colmatée au voisinage des conduites perforées.
- Le Géotextile E joue le même rôle pour le geonet que le Géotextile C pour la pierre.

### 3.4 Sélection des géotextiles

La sélection d'un filtre est toujours un compromis entre des ouvertures assez petites pour assurer la rétention et des ouvertures assez grandes pour assurer la perméabilité. Le compromis dépend du risque de colmatage pour le drain qui est protégé par le filtre. Dans le cas du site de Lachenaie, il est clair, d'après les analyses présentées ci-dessus, qu'il est préférable de colmater les filtres que les drains, du moins dans le cas des filtres qui protègent les drains du lixiviat (Géotextiles B, C, D et E). Le cas du filtre A est différent : ce filtre doit se colmater le moins possible pour assurer la dissipation des pressions interstitielles dans l'argile. En fait, le filtre A est protégé par les filtres B, C, D et E.

Les paramètres à spécifier pour assurer qu'un géotextile remplit la fonction de filtre sont : la dimension des ouvertures, la perméabilité (conductivité hydraulique), et le nombre des ouvertures. Ce dernier paramètre est souvent ignoré. Cependant, il est très important lorsqu'il y a un risque de colmatage. Les géotextiles qui ont le plus grand nombre d'ouvertures par unité de

surface sont de loin les géotextiles nontissés, et, parmi les nontissés, les nontissés aiguilletés. Par conséquent, il est recommandé d'utiliser des géotextiles nontissés aiguilletés au site de Lachenaie. Ce choix, qui résulte de l'analyse présentée ci-dessus, est également supporté par les observations décrites à la Section 2.3. Les géotextiles nontissés ont généralement une conductivité hydraulique élevée qui est largement suffisante pour les faibles débits de liquide au site de Lachenaie. Par conséquent, le principal critère de sélection est la dimension des ouvertures.

Le Géotextile A doit avoir des ouvertures de l'ordre de 100  $\mu\text{m}$  pour assurer sa fonction de filtre en présence d'argile, tout en gardant une perméabilité suffisante pour assurer la dissipation des pressions interstitielles. La dimension des ouvertures d'un géotextile nontissé dépend de son épaisseur. D'après l'abaque développé par Giroud (1996, p. 588), un géotextile nontissé typique ayant une porosité de l'ordre de 0.9 et des filaments de 30  $\mu\text{m}$  de diamètre, doit avoir une épaisseur de l'ordre de 3 mm pour avoir une dimension d'ouvertures de l'ordre de 100  $\mu\text{m}$ . D'après le même abaque, ce géotextile a une masse surfacique de 270  $\text{g}/\text{m}^2$  avec des filaments de polypropylène ou 410  $\text{g}/\text{m}^2$  avec des filaments de polyester.

Le Géotextile B doit avoir des ouvertures aussi petites que possible pour les raisons présentées aux Sections 3.1 et 3.2. Ce géotextile n'a pas besoin d'être perméable.

Les Géotextiles C, D et E remplissent la même fonction. Ils doivent avoir des ouvertures assez petites pour limiter le passage de matière organique et doivent garder une perméabilité aussi grande que possible aussi longtemps que possible. Ces exigences sont semblables (mais pour des raisons différentes) à celles qui régissent le choix du Géotextile A.

En conclusion, le même géotextile peut être spécifié pour les Géotextiles A, C, D et E. Ce géotextile devra avoir une dimension maximum d'ouvertures de l'ordre de 100  $\mu\text{m}$  et une conductivité hydraulique aussi grande que possible, compatible avec ces petites ouvertures. Une conductivité hydraulique minimum de l'ordre de  $1 \times 10^{-3}$  m/s est possible. Un géotextile avec des ouvertures plus petites et une conductivité hydraulique plus faible peut être spécifié pour le Géotextile B. Cependant, un tel géotextile sera très difficile à trouver. Par souci de simplicité et sans préjudice pour la performance, on pourra utiliser pour le Géotextile B les mêmes spécifications que pour les Géotextiles A, C, D et E. Les spécifications de perméabilité sont souvent exprimées en termes de permittivité. Une conductivité hydraulique de  $1 \times 10^{-3}$  m/s pour une épaisseur de 3 mm correspond à une permittivité de  $0.3 \text{ s}^{-1}$ . On pourra donc spécifier une permittivité minimum de  $0.3 \text{ s}^{-1}$ .

En plus des spécifications pour assurer la fonction de filtre, il faut des spécifications pour assurer la résistance mécanique du géotextile. Le géotextile est sollicité mécaniquement lors de sa mise en place et, ensuite, par le contact avec les pierres de la couche drainante sous les contraintes exercées par le poids des déchets.

Les sollicitations mécaniques lors de la mise en place se traduisent par une variété d'actions concentrées qui tendent à endommager le géotextile de façon localisée. On spécifie habituellement quatre essais de laboratoire qui évaluent la "survivabilité" d'un géotextile, c'est-à-dire sa résistance aux actions concentrées : arrachement, déchirure, poinçonnement et éclatement. Les valeurs proposées par AASHTO (1996) sont typiquement utilisées. Ces valeurs sont présentées dans la Table 1. Trois classes de résistance sont indiquées dans la Table 1, selon le niveau de sollicitation mécanique. Habituellement la classe 3 est considérée pour les géotextiles nontissés utilisés dans les couches drainantes. Au site de Lachenaie, il est recommandé de considérer la classe 2 ou la classe 1 du fait des contraintes élevées. D'après l'expérience de l'auteur de cette note technique, un géotextile nontissé aiguilleté en polypropylène ayant une masse surfacique de 300 g/m<sup>2</sup> devrait convenir. Un tel géotextile a typiquement des propriétés mécaniques supérieures à celles de la classe 1. Il faut noter que cette masse surfacique de 300 g/m<sup>2</sup> recommandée pour des raisons mécaniques est proche de la valeur de 270 g/m<sup>2</sup> recommandée pour des raisons de filtration.

Les valeurs ci-dessus donnent également une indication de la résistance du géotextile aux actions concentrées exercées par les pierres au contact. Cependant, pour quantifier l'action des pierres au contact, il faut procéder à des essais de laboratoire en vraie grandeur. Il suffit pour cela de placer au laboratoire des pierres en contact avec un échantillon de géotextile et d'appliquer une contrainte égale à celle exercée sur le site par le poids des déchets. En essayant différents géotextiles (par exemple, différents géotextiles nontissés aiguilletés ayant des masses surfaciques différentes) et en comparant les dommages subis dans l'essai, on peut déterminer les géotextiles qui conviennent.

## 4. Conclusions

Du fait de la très faible tête de lixiviat dans la couche de collecte de lixiviat au site de Lachenaie, il faut s'attendre à moins de colmatage biologique que ce qui a été observé dans des simulations de laboratoire où la tête de lixiviat était bien supérieure. Également, l'usage de filtres géotextiles au site de Lachenaie réduit considérablement le risque de colmatage comparé aux sites sans filtres géotextiles où du colmatage biologique a été observé. De surcroît, des précautions supplémentaires (faisant appel à l'action combinée de plusieurs géotextiles) sont prises parce que l'importance du site de Lachenaie justifie que les meilleures techniques soient utilisées. Il faut noter que la conception de ces précautions bénéficie des résultats de recherches publiés récemment et ne font appel qu'à des techniques éprouvées, ce qui assure la fiabilité de ces précautions. Du fait de ces précautions, et de leur fiabilité, on peut conclure que tout a été fait, dans l'état actuel des connaissances, pour protéger l'agrandissement nord du site de Lachenaie du risque de colmatage.

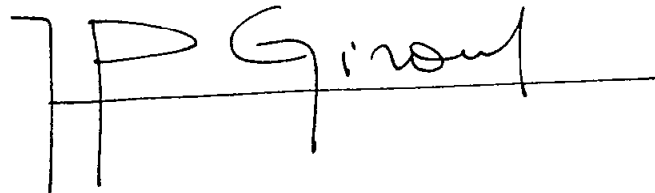
## REFERENCES

- AASHTO, 1996. "Standard Specification for Geotextile Specification for Highway Applications", M 288-96, American Association of State Highway Officials, Washington, D.C., 11 p.
- Fleming, I.R., Rowe, R.K., and Cullimore, D.R., 1999, "Field Observations of Clogging in a Landfill Leachate Collection System ", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 36, pp. 685-707.
- Giroud, J.P., 1996, "Granular Filters and Geotextile Filters", Keynote Lecture, *Proceedings of GeoFilters '96*, Lafleur, J. and Rollin, A.L., Editors, Montréal, Canada, May 1996, pp. 565 - 680.
- McIsaac, R.S., Rowe, R.K., Fleming, I.R., and Armstrong, M.D., 2000, " Leachate Collection System Design and Clog Development ", *Proceedings of the 6<sup>th</sup> Environmental Engineering Specialty Conference of the CSCE*, London, Ontario, Canada, June 2000, pp. 66-73.
- Rowe, R.K., 1998, "From the Past to the Future of Landfill Engineering through Case Histories", *Proceedings of the 4<sup>th</sup> International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering*, St Louis, Missouri, USA, pp. 145-166.

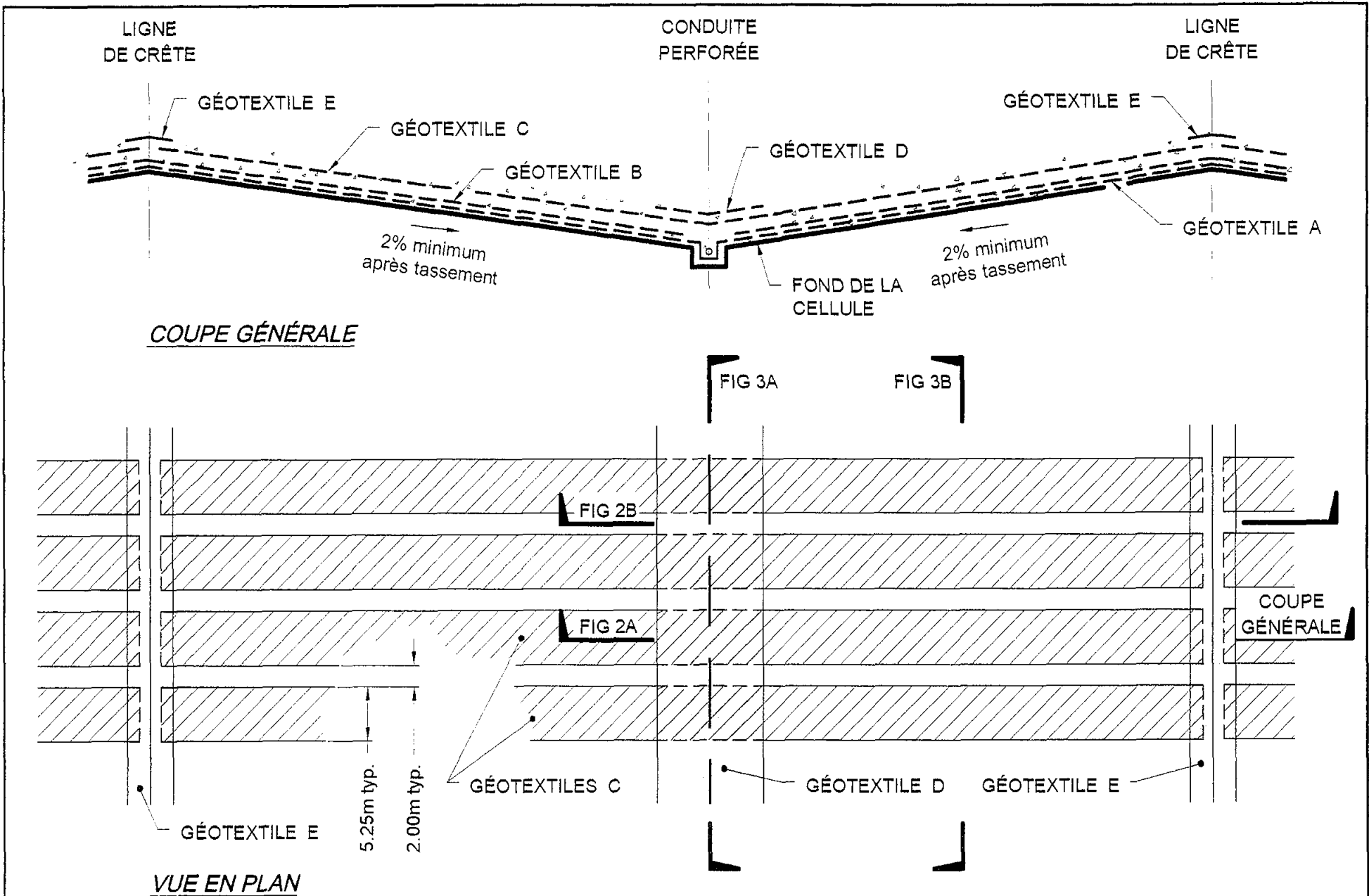
\* \* \* \* \*

**Table 1. Propriétés requises pour assurer la survivabilité d'un géotextile ayant une élongation mesurée à l'essai d'arrachement égale ou supérieure à 50%, une condition généralement remplie par les géotextiles nontissés (d'après AASHTO 1996).**

Propriété	Méthode d'essai	Classe 1	Classe 2	Classe 3
Force d'arrachement	ASTM D 4632	900 N	700 N	500 N
Force de déchirure	ASTM D 4533	350 N	250 N	180 N
Force de poinçonnement	ASTM D 4833	350 N	250 N	180 N
Pression d'éclatement	ASTM D 3786	1700 kPa	1300 kPa	950 kPa

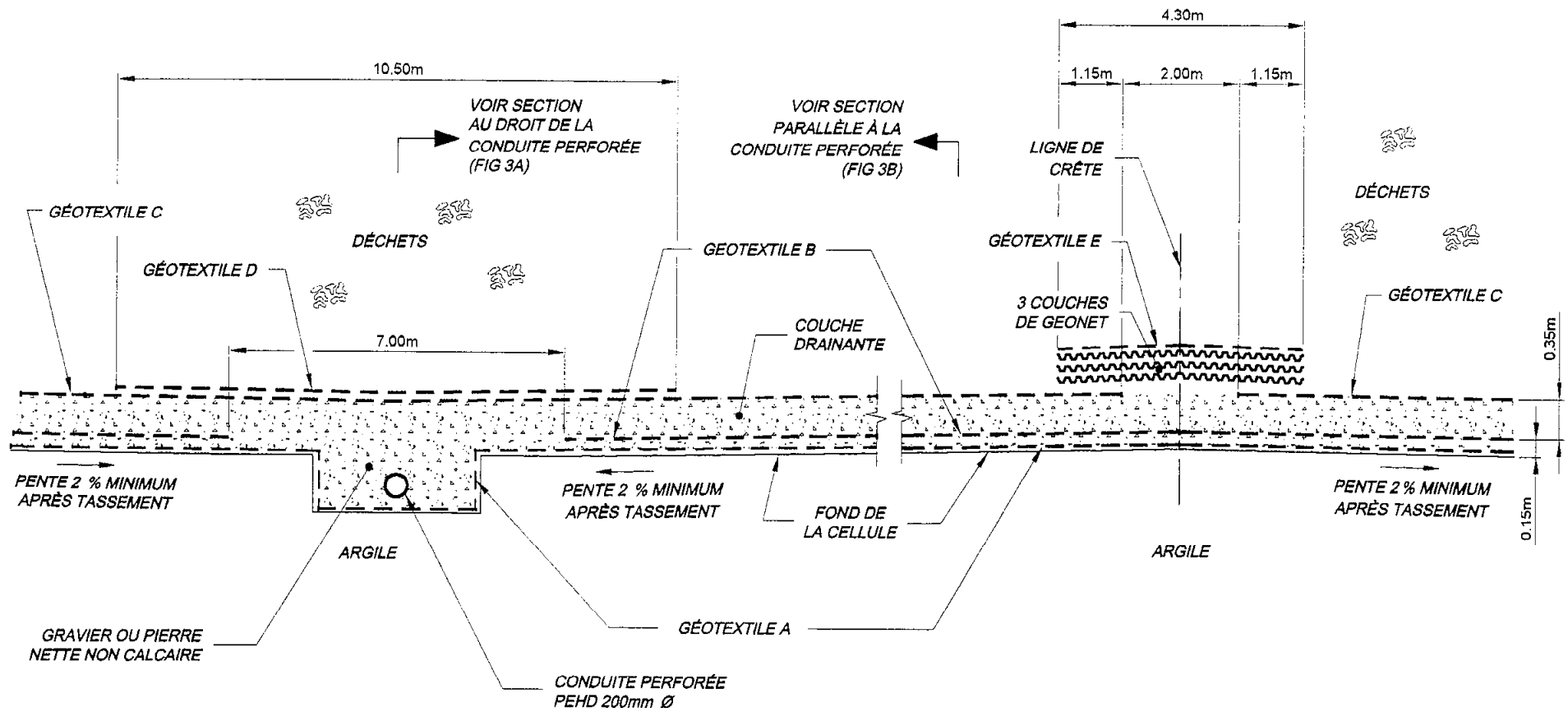


J.P. Giroud



**FIG 1: DISPOSITION DES GÉOTEXTILES**

- NOTE:**
- Le géotextile A couvre toute la surface.
  - Le géotextile B couvre toute la surface à l'exception d'une bande au droit de la conduite perforée.
  - La COUPE GÉNÉRALE est localisée au même endroit que la FIG 2A mais cette dernière est plus détaillée.



**FIG 2A : COUCHE DRAINANTE**  
**SECTION TRANSVERSALE À LA CONDUITE PERFORÉE AU DROIT D'UN GÉOTEXTILE C**



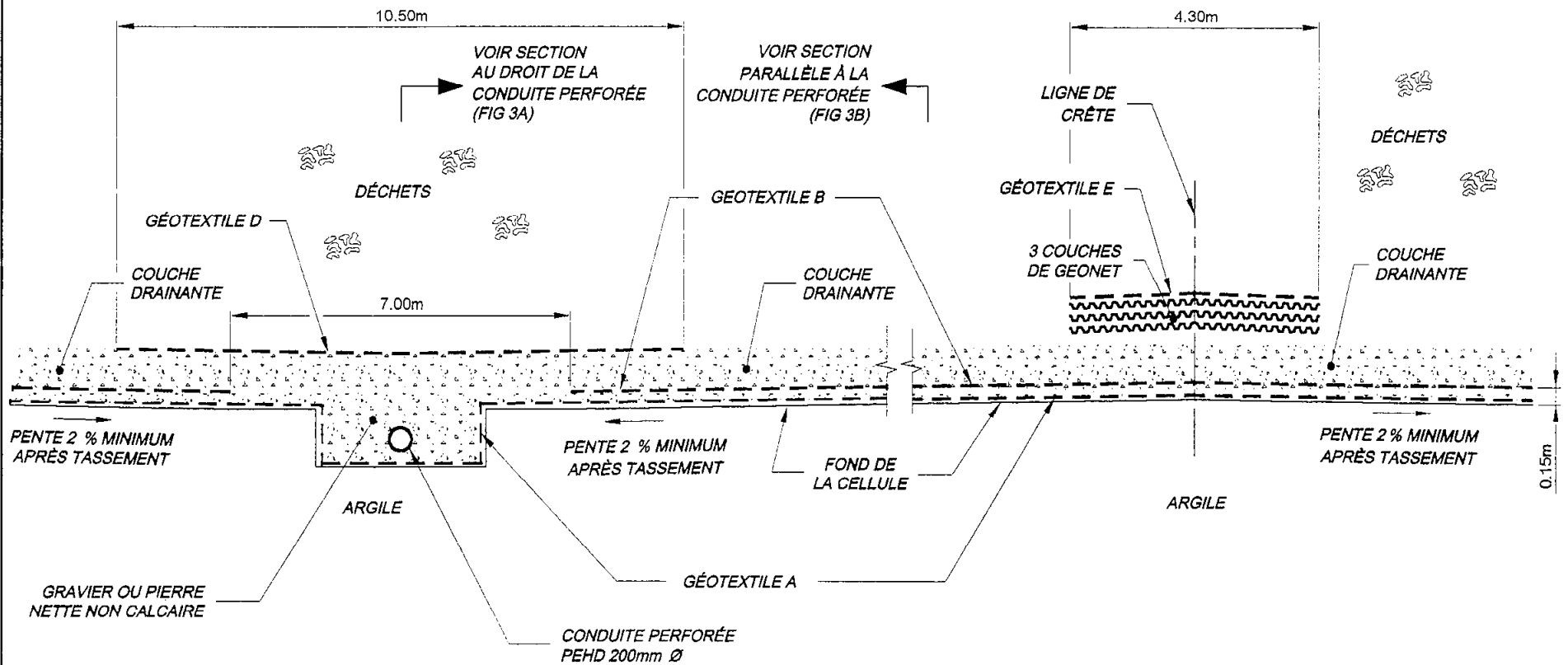
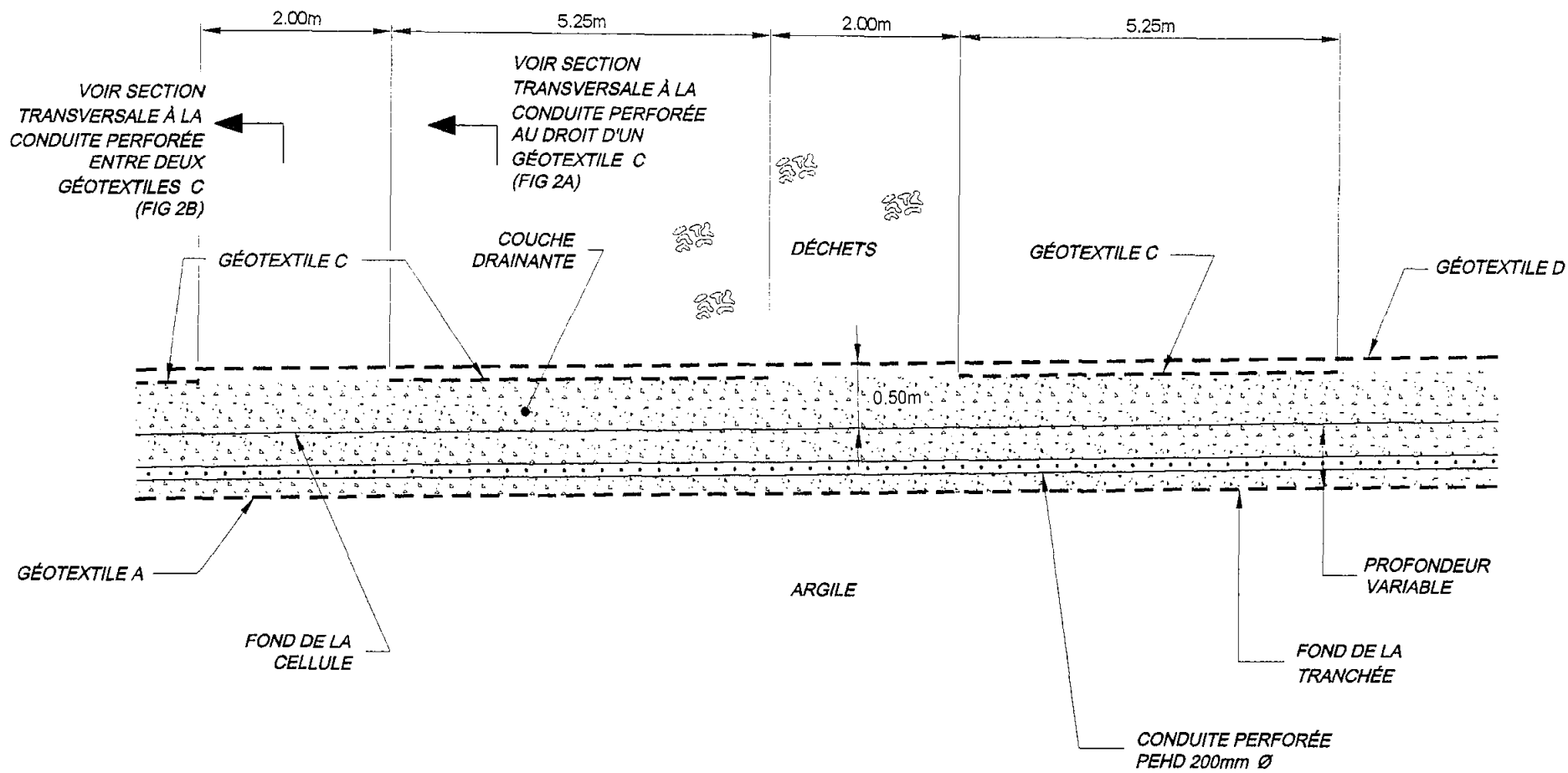


FIG 2B : COUCHE DRAINANTE  
SECTION TRANSVERSALE À LA CONDUITE PERFORÉE ENTRE DEUX GÉOTEXTILES C



**FIG 3A : COUCHE DRAINANTE  
SECTION AU DROIT DE LA CONDUITE PERFORÉE**

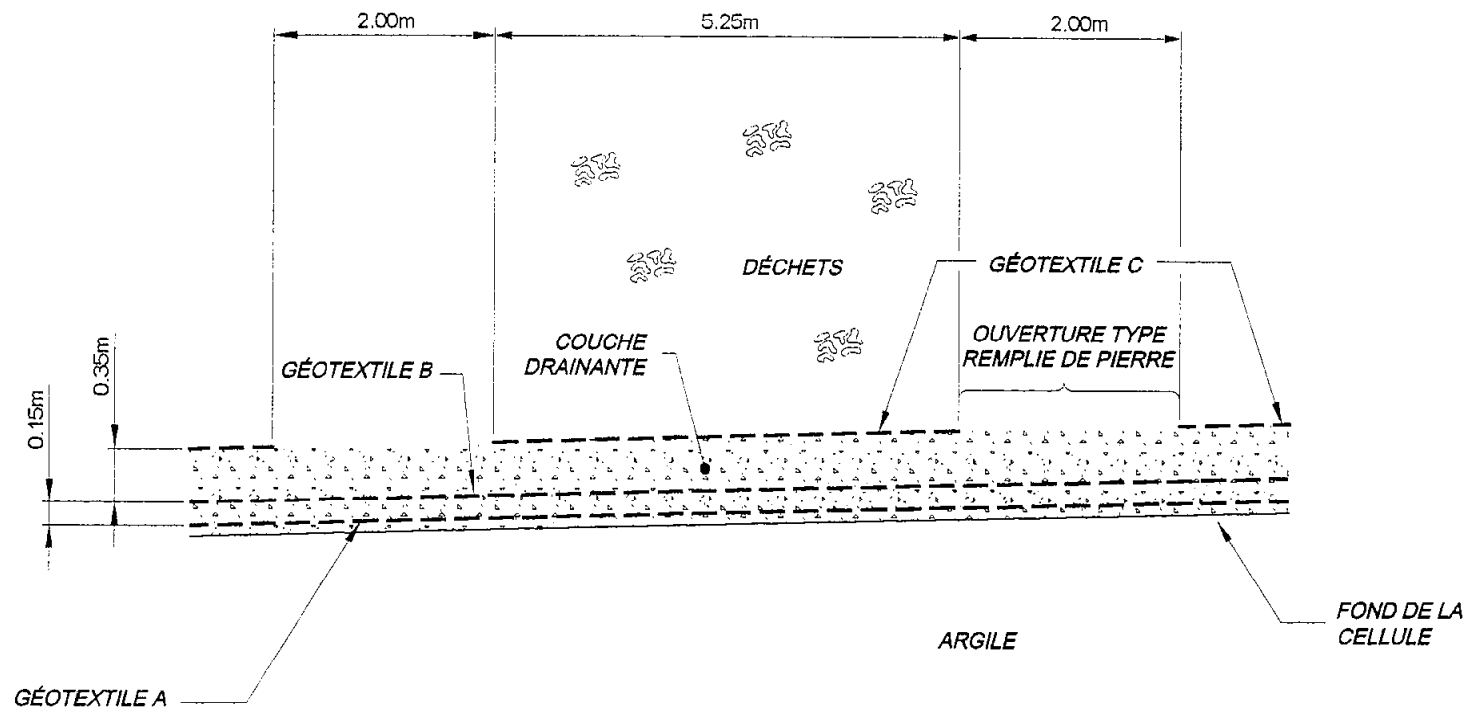


FIG 3B : COUCHE DRAINANTE  
SECTION PARALLÈLE À LA CONDUITE PERFORÉE





855, rue Pépin  
Sherbrooke (Québec) J1L 2P8  
Tél.: (819) 829-0101  
Télec.: (819) 829-2717  
Courriel: sherbrooke@gsienv.ca

5227, rue Notre-Dame Est, bur. 200  
Montréal (Québec) H1N 3P2  
Tél.: (514) 257-7644  
Télec.: (514) 257-7729  
Courriel: montreal@gsienv.ca

965, avenue Newton, suite 270  
Québec (Québec) G1P 4M4  
Tél.: (418) 872-4227  
Télec.: (418) 872-0149  
Courriel: quebec@gsienv.ca