

2-2 DEVIS SPÉCIAL

TABLE DES MATIÈRES

1.0	DESCRIPTION GÉNÉRALE DU SITE DE LA CELLULE DE STOCKAGE DE SOLS <C.....	3
2.0	AMÉNAGEMENT DE LA CELLULE DE STOCKAGE DE SOLS CONTAMINÉS	9
2.1	TERRASSEMENT	9
2.2	GÉOMÉTRIE DE LA CELLULE.....	9
2.3	IMPERMÉABILISATION DU FOND	9
2.4	DRAINAGE DU LIXIVIAT	10
2.4.1	Système SRL (système de récupération du lixiviat).....	10
2.4.2	Système de détection de fuite (SDF)	11
2.5	EAUX INFRA CELLULE	11
2.6	TOIT	11
2.7	SYSTÈME DE CAPTAGE DES GAZ.....	12
2.7.1	Couche de drainage des gaz	12
2.7.2	Puits d'évacuation des gaz.....	12
3.0	TRAITEMENT DU LIXIVIAT	13
3.1	DESCRIPTION DES PRINCIPALES COMPOSANTES.....	13
3.2	BASSIN DE DÉCANTATION	16
3.3	LISTE DES ÉQUIPEMENTS	16
3.4	DESCRIPTION TECHNIQUE DES ÉQUIPEMENTS	17
3.4.1	Filtres anthracite-sable et charbon activé	17
3.4.2	Tuyauterie et raccords.....	18
3.4.3	Vannes.....	19
3.4.4	Accessoires.....	19
3.4.5	Contrôle et instrumentation	20
4.0	DRAINAGE DU SITE	20
5.0	QUALITÉ DES MATÉRIAUX DE DRAINAGE	21
6.0	PLANS.....	23
7.0	ESSAIS DE CISAILLEMENT DIRECT ASTM D-5321.....	24
8.0	ESSAI DE POINÇONNEMENT À LONG TERME -ASTM D-5514 MODIFIÉ.....	25
8.1	COEFFICIENT DE SURCHARGE.....	25
8.2	TEMPÉRATURE DES ESSAIS	26
9.0	ESSAIS DE FILTRATION SELON LA MÉTHODE ASTM D5101.....	26
10.0	DÉTECTION DE FUITES DANS LA GÉOMEMBRANE PEHD PAR MÉTHODE GÉOÉLECTRIQUE (ASTM D6747).....	27
11.0	CALCULS TECHNIQUES.....	27

1.0 Description générale du site de la cellule de stockage de sols <C

Le présent projet concerne l'aménagement d'une cellule de stockage à sécurité maximale pour permettre l'entreposage des sols <C sur un site appartenant à la firme Écolosol Inc. situé à Mascouche sur les lots 107-3, 107-9 et 109 partie.

Les différents secteurs du site à aménager sont : (Voir **Figure 1**)

Tableau 1. Liste des secteurs

SECTEURS	DESCRIPTION	PRÉSENT PROJET
Secteur 1	administration	inclus
Secteur 2	zone de transition et entretien	inclus
Secteur 3	laboratoire	inclus
Secteur 4	traitement des eaux	inclus
Secteur 5	zone de stockage de sols	inclus
Secteur 6	voirie et réseaux divers	inclus
Secteur 7	électricité	inclus
Secteur 8	communication	inclus
Secteur 9	traitement de boues des fosses septiques	exclus
Secteur 10	futures cellules	exclus
Secteur 11	cellules temporaires du MENV	exclus
Secteur 12	traitement des sols	exclus

Le site étudié a une superficie totale de plus de 40 ha dont la topographie est relativement plane. Toutefois la présente demande de CA vise une superficie d'environ 20 ha. (voir **Figure 2**)

L'espace prévu pour le stockage des sols contaminés <C tel que montré aux **Figures 2, 3 et 4** pourra recevoir un volume d'environ 668 000 m³.

La cellule de stockage de sols contaminés < C occupe une superficie de 4.5 ha.

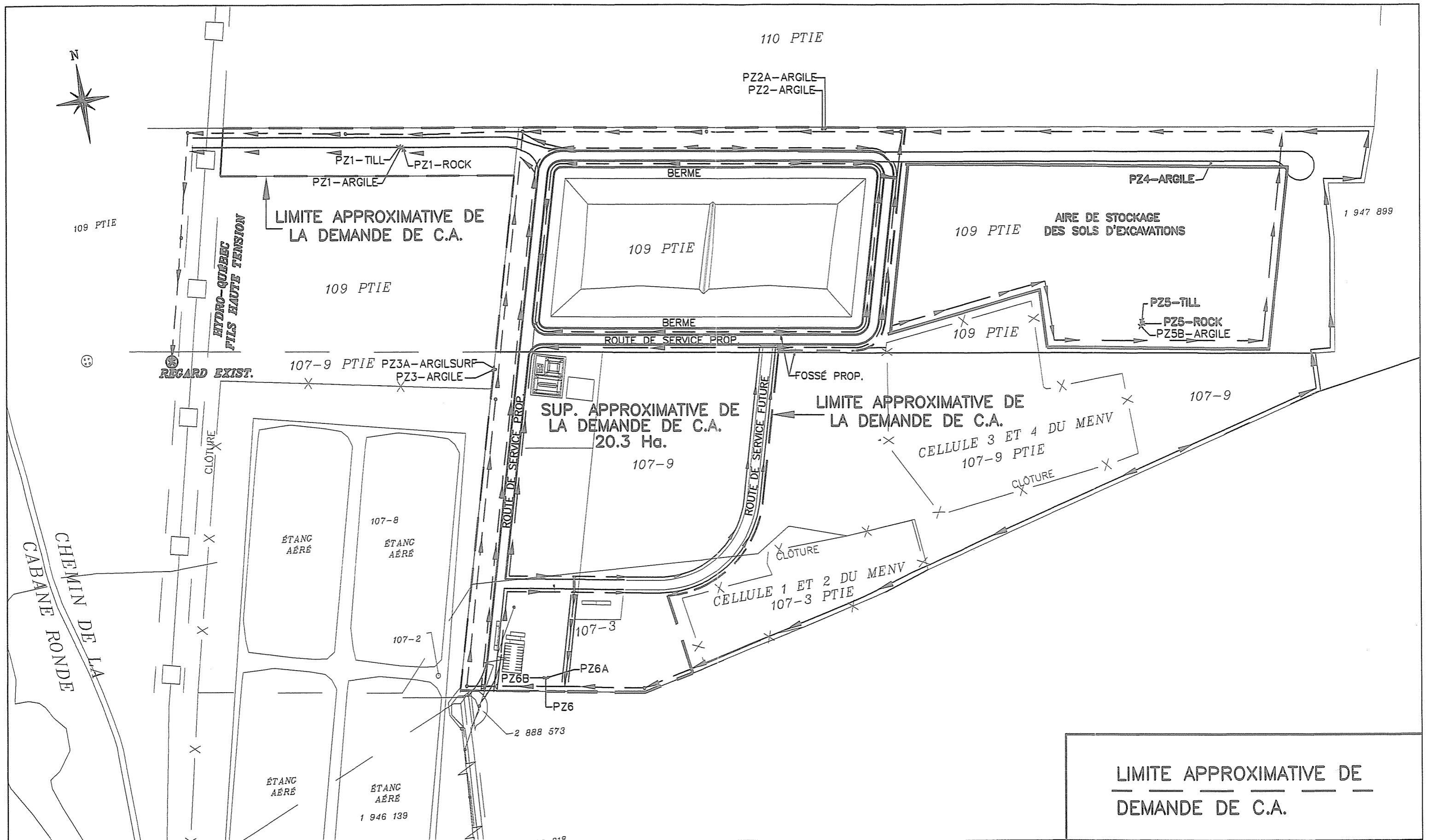
Le terrain varie du niveau 18 m au niveau 15 m donnant une variation verticale de 3 m sur tout le site.

Le terrain original, il y a une dizaine d'années, possédait un horizon de sable de quelque deux (2) mètres d'épaisseur suivi d'un horizon de 10 à 12 m d'argile imperméable.

Sous l'argile, il y a une mince couche de till (1 à 1.5 m) suivie d'une couche de roche schisteuse.

La couche de sable est virtuellement disparue de la zone étudiée pour l'aménagement d'une cellule car ce site fut utilisé comme une sablière de surface où tout le sable facilement utilisable fut enlevé. Toutefois, dans certaines zones on retrouve encore des couches de sable pouvant varier de 300 à 1 800 mm d'épaisseur.

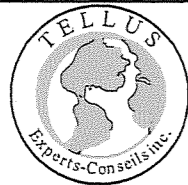


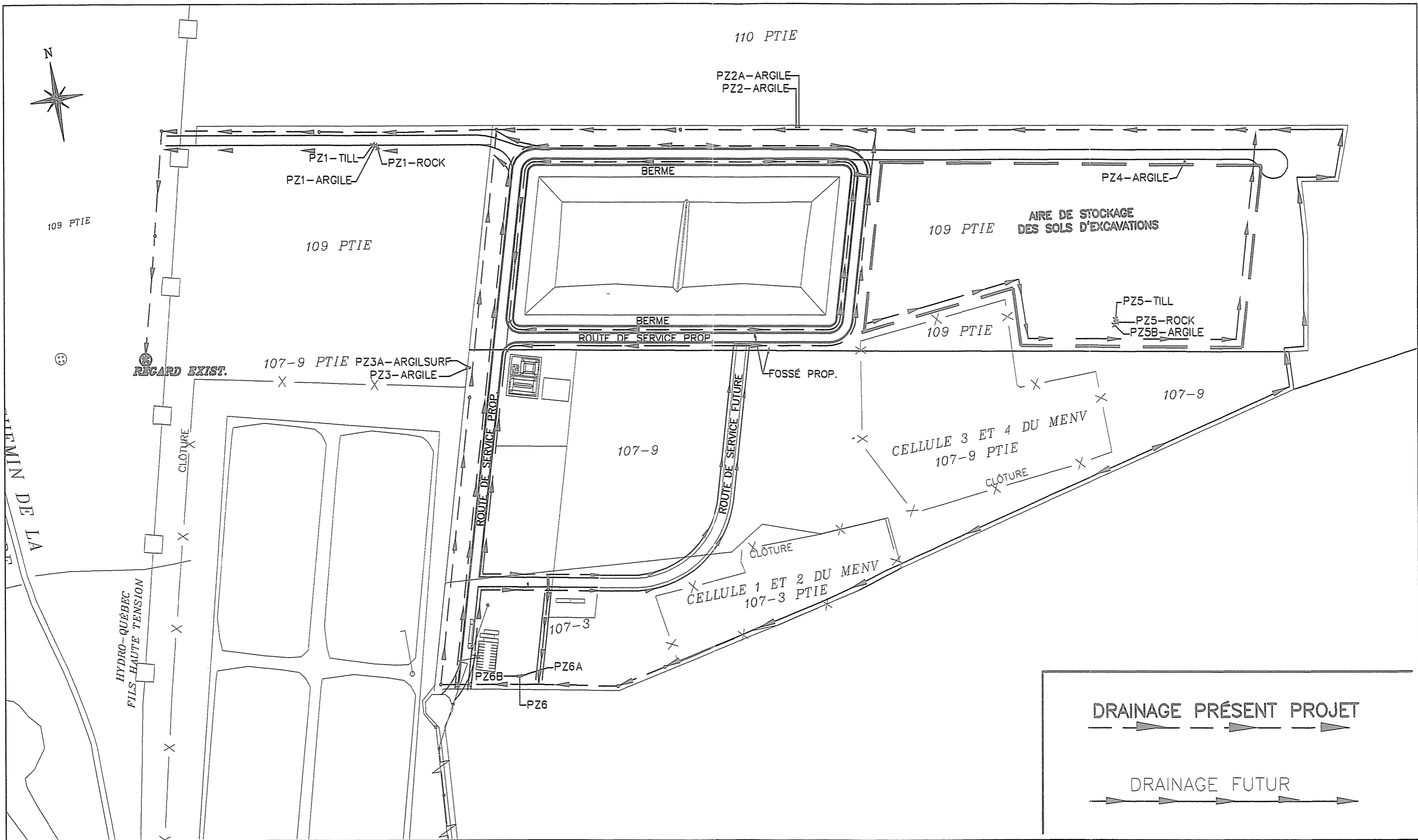


CENTRE DE STOCKAGE DES SOLS

Figure 2

LIMITE APPROXIMATIVE DE LA DEMANDE DE C.A.



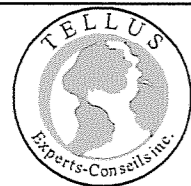
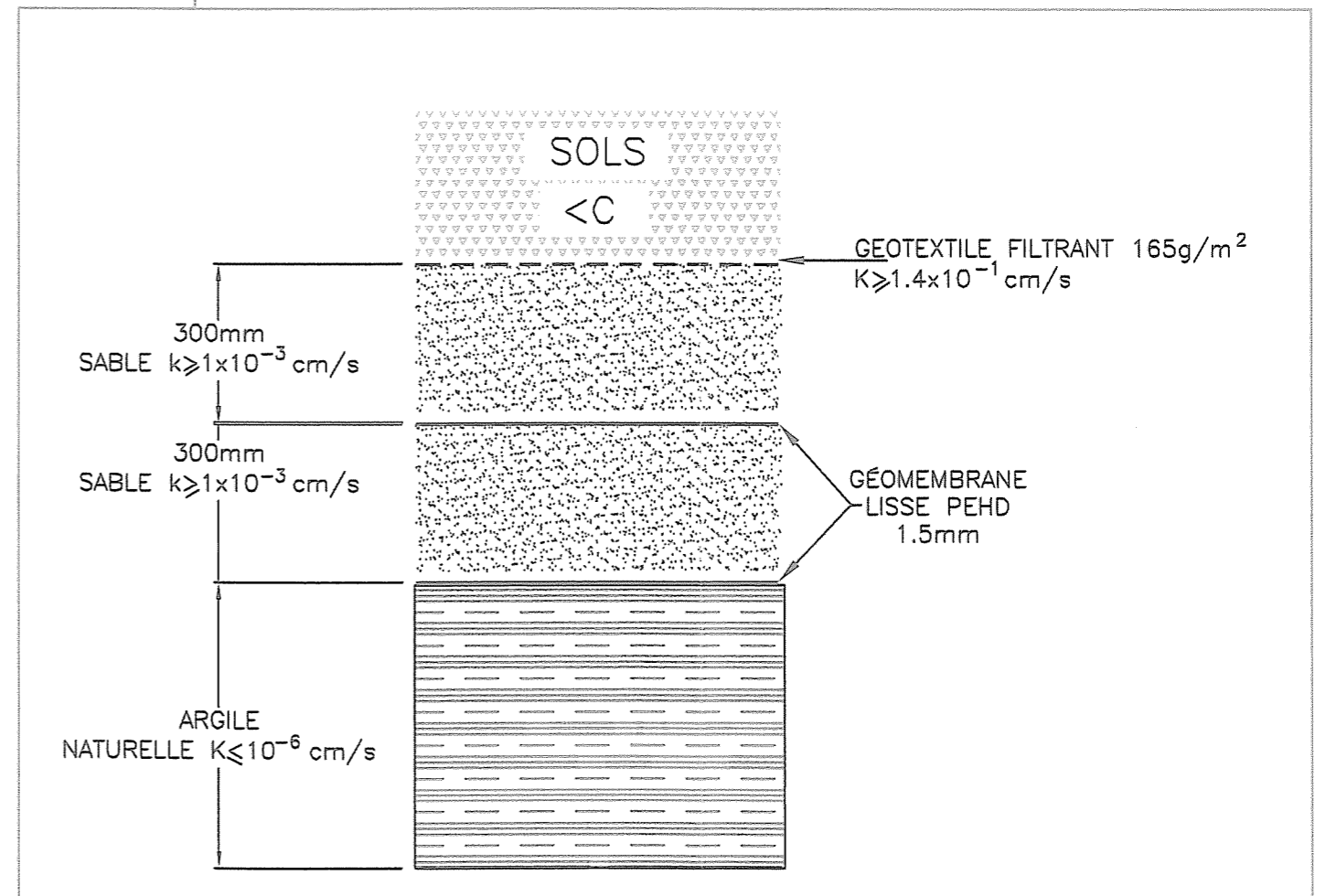
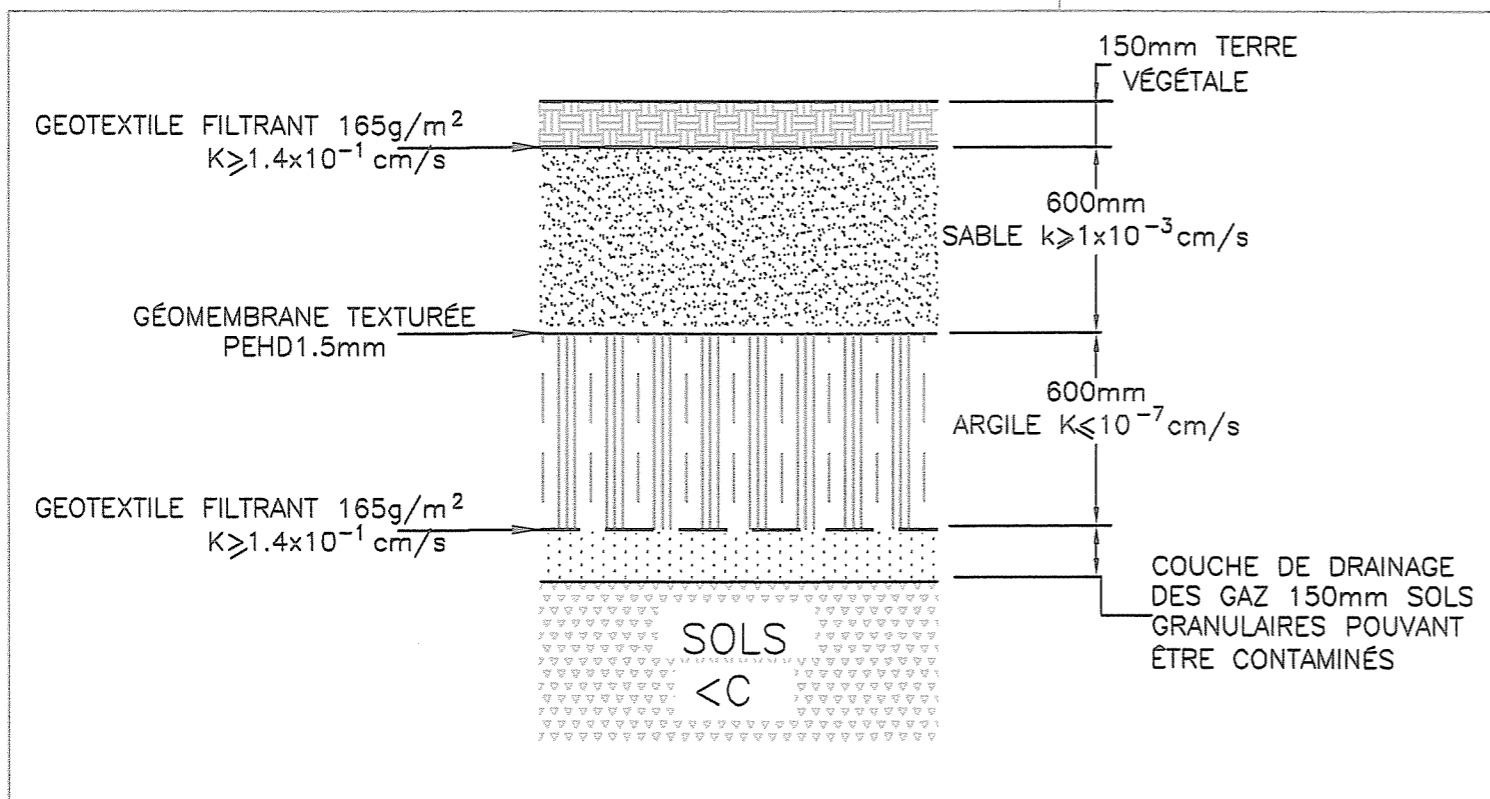
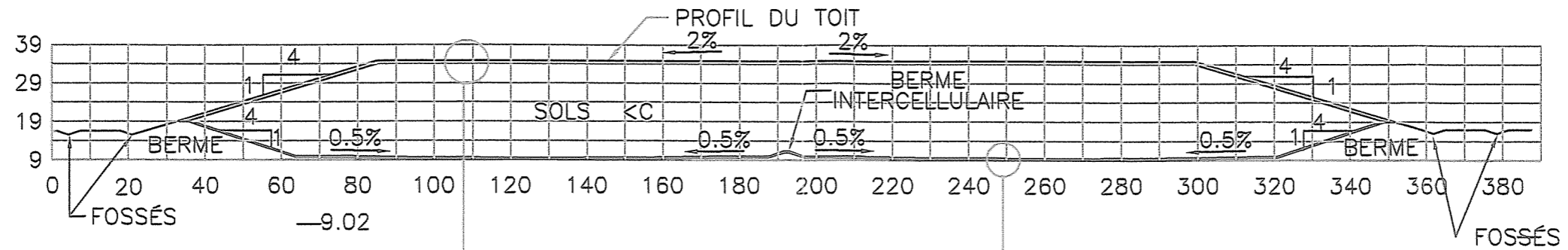


CENTRE DE STOCKAGE DES SOLS

Figure 3

VUE EN PLAN DU SITE DE LA CELLULE DE STOCKAGE DES SOLS ET DU DRAINAGE





CENTRE DE STOCKAGE DES SOLS

Figure 4

VUE EN COUPE DE LA CELLULE DE STOCKAGE DES SOLS

2.0 Aménagement de la cellule de stockage de sols contaminés

2.1 Terrassement

La zone où sera aménagée la cellule comporte de l'argile à environ 300 mm sous la surface. L'horizon d'argile est de 10 à 12 mètres d'épaisseur.

Le fond de la cellule est profilé avec des pentes de 2% qui dirigent les eaux de lixiviat vers des drains perforés enrobés de pierre nette pour garantir le drainage du lixiviat qui se trouvera dans la cellule lors de l'exploitation

L'excavation est donc réalisée sur une profondeur variant de 4 à 6 mètres dans l'argile.

Le fond est excavé à une profondeur qui conserve intacte une épaisseur de 5.8 mètres qui est supérieure au minimum de 3 mètres d'argile requis selon le RESC. Cette épaisseur est requise pour contrer la poussée hydrostatique.

Le pourtour de la cellule a une assiette aménagée à un niveau de 16.5 mètres. Une plateforme de onze (11) m de largeur est construite au pourtour de la cellule à ce niveau.

En respect de l'article 11 du RESC, les sols contaminés seront déposés jusqu'à un niveau maximal de 16.5 mètres ou moins selon le niveau de la couche naturelle d'argile rencontrée lors des excavations. Dans les cas où le niveau de la couche naturelle d'argile est inférieure à 16.5 mètres, on remblayera le pourtour au niveau 16.5 mètres. L'ancrage est donc réalisé au niveau constant de 16.5 mètres.

2.2 Géométrie de la cellule

Les pentes d'excavation côté intérieur ont une inclinaison de 1 V : 4 H.

Au niveau du toit les couches recouvrant les sols contaminés seront profilés sur les parois avec une pente 1V : 4H (25%) en respect de l'article 38.4 du RESC qui impose un maximum de 30%. Le dessus du toit aura une inclinaison de 2%.

2.3 Imperméabilisation du fond

L'aménagement du fond et des parois de la cellule est conforme au *Règlement sur l'enfouissement des sols contaminés* (RESC) du ministère de l'environnement du Québec.

Ceci implique que le niveau de protection est triple et est ainsi décrit de bas en haut:

- Une couche d'argile naturelle imperméable (avec un coefficient de perméabilité $< 1 \times 10^{-6}$ cm/s) d'une épaisseur minimum de 3 mètres.
- une géomembrane inférieure en polyéthylène haute densité (PEHD) d'une épaisseur de 1.5 mm (lisse au fond de la cellule et texturée sur les parois).
- Une couche drainante en sable entre les deux (2) membranes synthétiques de 300 mm d'épaisseur (système de détection de fuites (SDF))
- Une géomembrane supérieure en PEHD d'une épaisseur de 1.5 mm (lisse au fond de la cellule et texturée sur les parois).
- Une couche drainante en sable de 300 mm d'épaisseur (système de récupération de lixiviat (SRL))
- Un géotextile non-fissé filtrant de 165 g/m²

Deux (2) systèmes de drains perforés et collecteurs seront installés dans les couches de drainage du fond mais ne sont pas requis dans les parois.

2.4 Drainage du lixiviat

2.4.1 Système SRL (système de récupération du lixiviat)

Les eaux qui ont lixivié dans les sols sont récupérées par un système de collecte situé au fond de la cellule (SRL). La réglementation demande que la hauteur liquide du lixiviat sur le revêtement imperméable soit inférieure à 30 cm. (RESC art 9)

Pour garantir cette exigence, et en respect du RESC ,article 11, des pentes de 2% dirigent les eaux vers des drains perforés de 150 mm de diamètre en PEHD DR-9 espacés de 40 mètres centre à centre. Ces drains sont entourés de pierre nette de 19 mm et enrobés d'un géotextile filtrant. Ces drains canalisent ensuite l'eau vers un collecteur de 300 mm en PEHD DR-9 perforé lui aussi et entouré de pierre nette et enrobé de géotextile filtrant. Les drains et le collecteur ont une pente de 0.5%.

Le collecteur canalise les eaux vers un puits de pompage automatisé. Une pompe submersible insérée dans une conduite de 500 mm de diamètre en PEHD DR-9 qui est installée le long de la paroi interne de la cellule pompe le lixiviat dans un bassin de décantation.

2.4.2 Système de détection de fuite (SDF)

Le système de détection de fuites (SDF) permet de recueillir les eaux intermembranes. Des drains perforés de 100 mm de diamètre en PEHD DR-9 installés sous les drains perforés du SRL canalisent les eaux vers un collecteur perforé de 200 mm de diamètre en PEHD DR-9. Ces tuyaux sont entourés de pierre nette 19 mm et enrobés de géotextile filtrant. Ils sont inclinés avec une pente de 0.5%.

Le collecteur canalise les eaux vers un puits de pompage automatisé situé près de celui du SRL et constitué d'une autre pompe submersible insérée dans une deuxième conduite de 500 mm de diamètre en PEHD DR-9 qui est installée le long de la paroi interne de la cellule. Les eaux pouvant se retrouver entre les deux (2) membranes est aussi pompée dans le même bassin de décantation.

2.5 Eaux infra cellule

Pour éviter les problèmes de pression hydrostatique sur les membranes posées ou en période de pose, un puits de pompage constitué d'une conduite en PEHD de 500 mm sera aménagé le long de la paroi intérieure de la cellule sous la membrane synthétique inférieure.

2.6 Toit

Sur les sols contaminés <C de la cellule de stockage, on procédera à l'installation d'un système de captage des gaz constituée d'une couche de sols granulaires ($k > 10^{-3}$ cm/sec) pouvant être des sols contaminés <C d'une épaisseur de 150 mm. (Voir description ci-bas).

Sur la couche de drainage des gaz on installera une couche de 600 mm après compaction d'argile ayant une perméabilité de $k \leq 10^{-7}$ cm/sec, suivie d'une géomembrane PEHD texturée de 1.5 mm d'épaisseur. Sur la géomembrane on installera ensuite une couche de sable de 600 mm avec une conductivité hydraulique égale ou supérieure à 10^{-3} cm/sec.

Par-dessus la couche de drainage on installera un géotextile filtrant de 165 g/m², suivie d'une couche de terre végétale de 150 mm d'épaisseur suivi d'un ensemencement.

Donc du bas vers le haut nous avons :

- couche de drainage granulaire des gaz de 150 mm d'épaisseur
- géotextile filtrant de 165 g/m²
- couche d'argile de 600 mm d'épaisseur ($k \leq 10^{-7}$ cm/sec)
- géomembrane PEHD texturée de 1.5 mm d'épaisseur
- couche de sable 600 mm d'épaisseur ($k > 10^{-3}$ cm/sec)
- géotextile filtrant de 165 g/m²
- 150 mm de terre végétale et ensemencement

2.7 Système de captage des gaz

2.7.1 Couche de drainage des gaz

Lors du recouvrement final de la cellule de sols < C, on placera une couche de 150 mm d'épaisseur de sols de nature granulaire ($k > 10^{-3}$ cm/sec) directement sur les sols contaminés et sous la couche d'argile afin de permettre la libre migration des gaz vers la tranchée de pierre nette canalisant ces derniers vers le puits de gaz. Ces sols pourront être contaminés à un niveau inférieur au critère C.

2.7.2 Puits d'évacuation des gaz

Lors des travaux de fermeture de la cellule de stockage de sols < C, on procédera à l'installation d'un puits d'évacuation des gaz au dessus de la géomembrane texturée PEHD 1.5 mm. Ce puits sera en TTOG (tuyau de tôle ondulée galvanisé) de calibre 14 de 600 mm de diamètre et d'une longueur de 1 200 mm. Dans sa partie supérieure on installera un panier grillagé contenant du charbon activé afin de filtrer les gaz avant leur rejet à l'atmosphère. Le puits est ensuite surmonté d'une coiffe ou chapeau en acier galvanisé de 1.6 mm d'épaisseur.

Le puits reposera sur une dalle de béton armé de 1 500 x 1 500 mm x 200 mm d'épaisseur qui elle reposera sur une plaque de PEHD de 1 800 x 1 800 mm d'une épaisseur de 12 mm. Le tout traversé par un tuyau en PEHD DR-17 100 mm non-perforé installé au milieu du TTOG.

Un lit de pierre nette de 19 mm de 450 mm d'épaisseur centré d'est en ouest de la cellule captera les gaz. Un tuyau perforé en PEHD 100 mm DR-17 de dix (10) mètres de longueur installé sous le puits dans la tranchée en pierre canalisera les gaz vers un tuyau de 100 mm de diamètre en PEHD DR-17 non-perforé raccordé perpendiculairement au milieu du TTOG.

Afin de conserver l'étanchéité du recouvrement final, une gaine étanche faite avec de la géomembrane en PEHD (*pipe boot*) sera confectionnée autour du tuyau en PEHD DR-17 non-perforé vertical traversant la géomembrane .

La géomembrane est maintenue en place par des collets en acier galvanisé à chaud (Norme ACNOR G 164, 25 mm largeur x 6 mm d'épaisseur). Un joint d'extrusion sur un prolongement de la géomembrane sur le tuyau en PEHD complète l'étanchéité.

3.0 Traitement du lixiviat

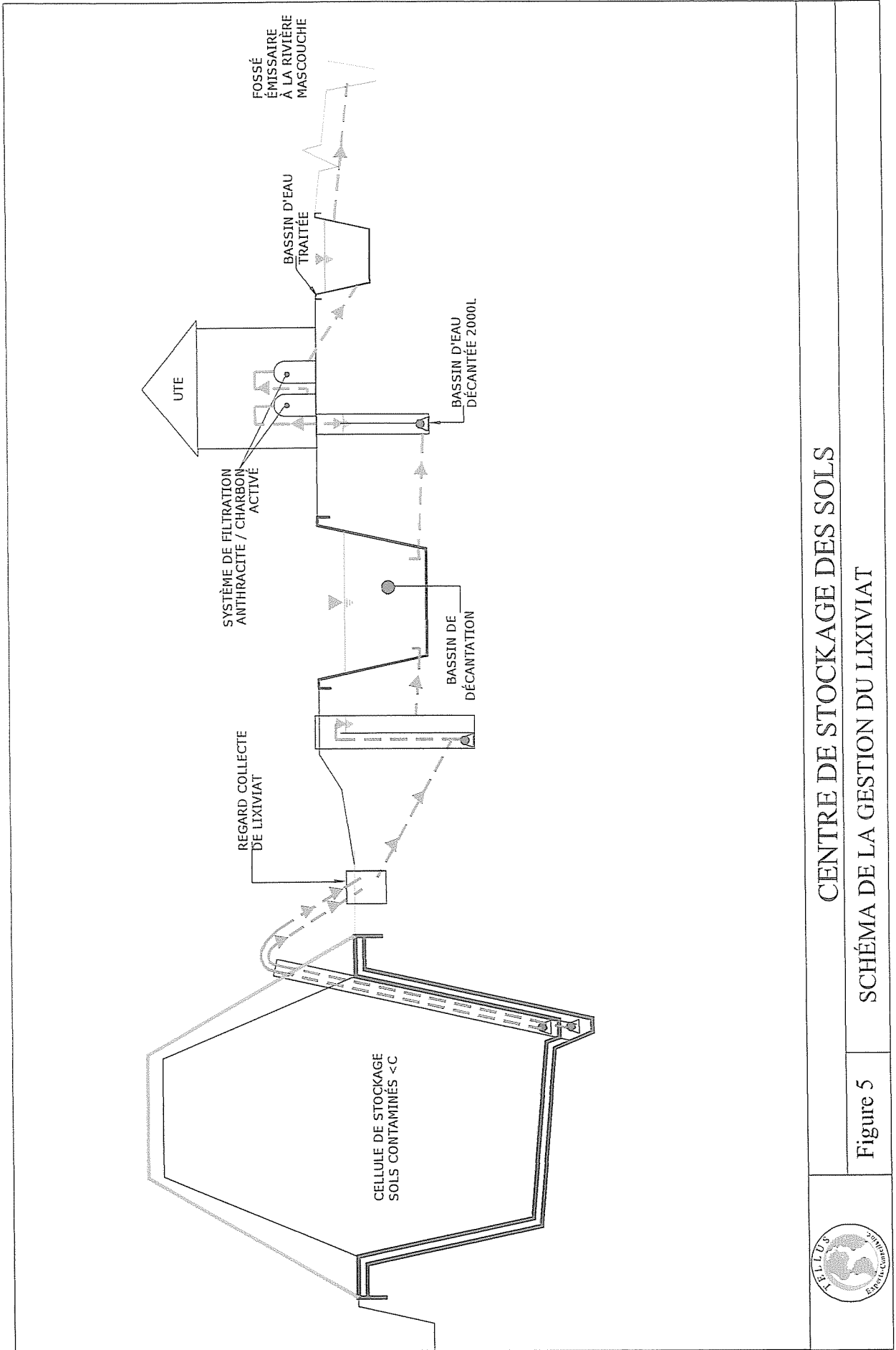
3.1 Description des principales composantes

L'unité de traitement des eaux (UTE) est située dans un bâtiment isolé et chauffé.

L'aire de traitement du lixiviat est munie d'une surface étanche permettant de retenir et contenir les déversements accidentels.

Le système de traitement des eaux comprend les équipements et les dispositifs suivants : (Voir **Figures 5 et 6**)

- ♦ système de récupération du lixiviat (SRL) gravitaire du lixiviat installé au fond de la cellule ;
- ♦ système de détection de fuites (SDF) gravitaire des eaux intermembranes ;
- ♦ deux (2) puits de pompage installés le long de la paroi à partir du point bas de la cellule, une pour chaque système SDF et SRL.
- ♦ un bassin de décantation, alimenté par les puits de pompage automatisés pour les eaux de lixiviat provenant de la cellule;
- ♦ un bassin d'eau décantée de 2 m³
- ♦ deux séries de (1) filtre anthracite suivi de (1) filtre au charbon activé en parallèle
- ♦ un bassin d'eau traitée d'une capacité de 100 m³.
- ♦ un débitmètre totalisateur du volume d'eau traitée, déversée dans la rivière Mascouche.
- ♦ un réservoir d'eau propre pour le lavage des filtres de 2 m³.

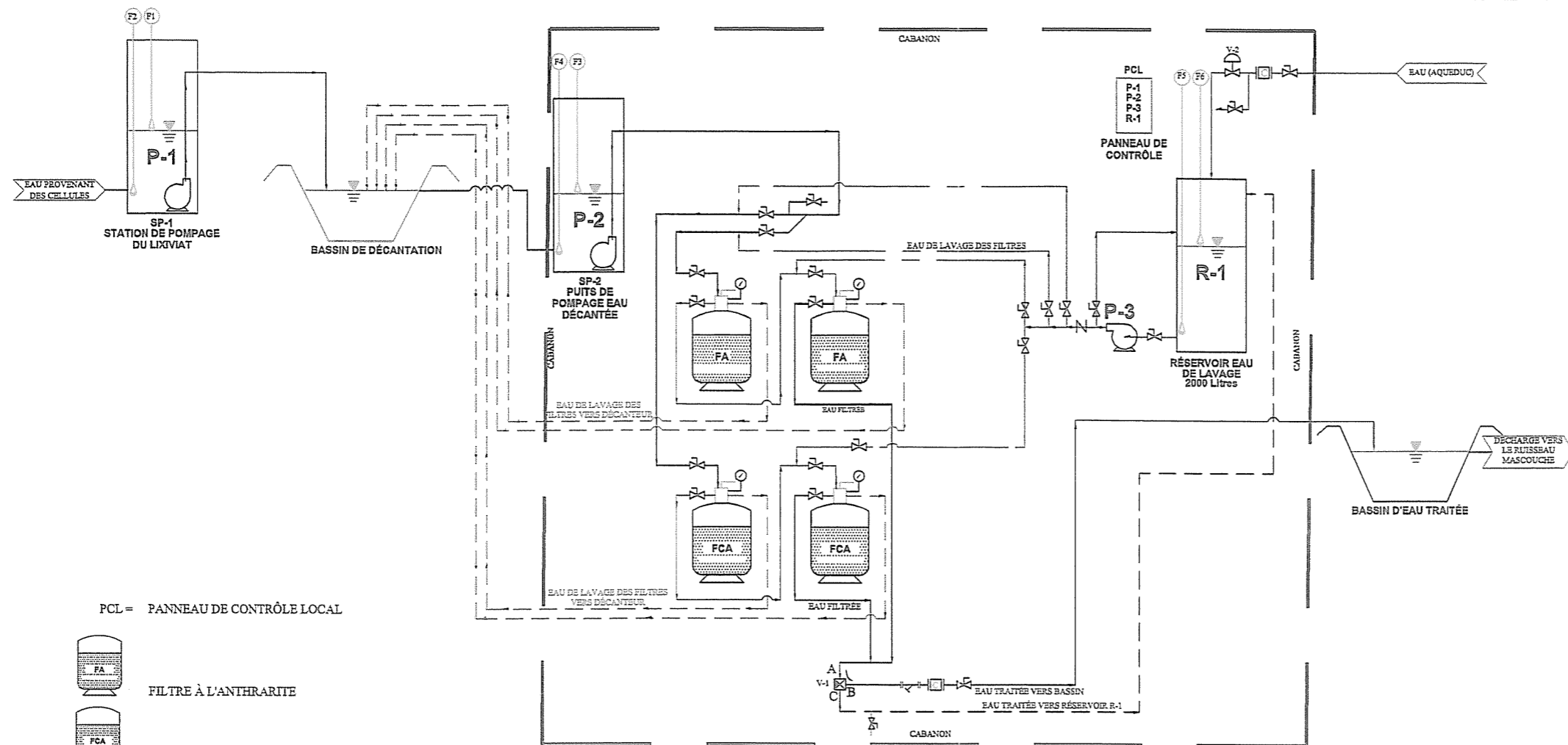


CENTRE DE STOCKAGE DES SOLS












SCHÉMA DE LA GESTION DU LIXIVIAT

Figure 5





PCL = PANNEAU DE CONTRÔLE LOCAL

-  FILTRE À L'ANTHRARITE
-  FILTRE AU CHARBON ACTIVÉ
-  COMPTEUR
-  TAMIS
-  VALVE MANUELLE
-  VALVE AUTOMATIQUE
-  FLOTTE DE CONTRÔLE DE NIVEAU
-  CLAPET
-  POMPE SUBMERSIBLE
-  POMPE À PUIITS SEC
-  VALVE TROIS VOIES

No ÉQUIP	LOCALISATION	FONCTION	DÉBIT (m ³ /h)	VOLUME (m ³)	TÊTE (m)	CONTRÔLE	
P-1	SP1	POMPE LE LIXIVIAT BRUT DES CELLULES VERS LE DÉCANTEUR	7.5	NA	12.0	MANUEL AUTOMATIQUE F1-ARRÊT F2-DÉPART	HN BN
P-2	SP2	ALIMENTATION DES FILTRES	7.5	NA	12.0	MANUEL AUTOMATIQUE F3-ARRÊT F4-DÉPART	HN BN
P-3	CABANON	LAVAGE DES FILTRES	15.0	NA	6.0	MANUEL	
R-1	CABANON	RÉSERVOIR D'EAU DE LAVAGE	NA	2.0	NA	MANUEL AUTOMATIQUE F5-OUVERTURE V2 F6-FERMETURE V2	

Note: IL EST POSSIBLE DE RECYCLER L'EAU TRAITÉE VERS LE RÉSERVOIR DE LAVAGE. DANS CE CAS LA VALVE V1 SE SUBSTITUE A LA VALVE V2. MAIS CETTE ALTERNANCE ENTRE LES DEUX VALVE EST MANUELLE.

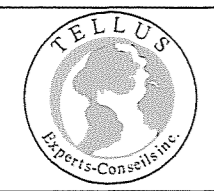


Figure 6

CENTRE DE STOCKAGE DES SOLS

SCHÉMA DE PROCÉDÉ DU TRAITEMENT D'EAU

Le lavage des filtres sera réalisé à partir de l'eau propre du réseau d'eau municipal.

L'eau de lavage usée retourne dans le bassin de décantation.

L'eau traitée est évacuée gravitairement par conduites en PVC DR-35 de 200 mm de diamètre jusqu'à la rivière Mascouche.

3.2 Bassin de décantation

Le bassin de décantation est profilé avec des pentes de 3H:1V avec une profondeur de 2.5 mètres. Le fond et les parois sont constitués d'un système d'étanchéité composite, soit 600 mm d'argile avec une conductivité hydraulique de 1×10^{-7} cm/sec suivie d'une géomembrane en PEHD de 1.5 mm d'épaisseur, lisse pour le fond et texturée pour les parois.

Des bermes de 1.0 mètre de hauteur ceintureront le bassin (niveau 18.0 m). Le bassin sera divisé en deux (2) sections avec une berme intérieure de 1.0 mètre de hauteur pour permettre l'enlèvement des boues par section de bassin afin de ne pas interrompre le traitement.

Le niveau du fond est à 15.5 mètres.

Le niveau d'opération estivale est 16.5 m et le volume d'eau dans le bassin est environ 180 m³.

Le niveau d'opération en hiver est 17.0 m et le volume d'eau dans le bassin est environ 270 m³.

À partir du bassin de décantation, les eaux sont dirigées gravitairement vers un bassin d'eau décantée et pompées vers l'unité de traitement des eaux (UTE).

3.3 Liste des équipements

Essentiellement les équipements suivants composent le système de traitement du lixiviat :

- pompe submersible de 7.5 m³/hr (33 USGPM) permettant le transfert de l'eau du bassin d'eau décantée vers la chaîne de traitement;
- deux (2) chaînes de traitement incluant chacune un filtre sous pression anthracite-sable et un filtre sous pression au charbon activé;

- un (1) réservoir en polyéthylène d'une capacité de 2 000 litres avec flotte, admission d'eau neuve et pompe de lavage, vanne d'alimentation et compteur totalisateur d'eau provenant du réseau d'aqueduc;
- un compteur d'eau traitée totalisateur à la sortie des filtres ;
- un panneau de contrôle avec automate programmable servant au contrôle des pompes, des filtres, admission de l'eau et nettoyage automatisé des filtres;
- un (1) compresseur pour l'opération des vannes.

3.4 Description technique des équipements

3.4.1 Filtres anthracite-sable et charbon activé

Type de filtre	Sous pression - vertical
Nombre de réservoirs	Deux (2) par chaîne de traitement – 4 au total
Caractéristiques des réservoirs	
Matériel	Acier carbone ou polyéthylène fibre de verre
Diamètre	760 mm à 1.06 m (30 à 42 po)
Hauteur	1 830 mm (72 po)
Connections	Supérieure : 50.8 mm (2 po) bridée Inférieure : 50.8 mm (2 po) bridée Purge d'air 19.1 mm (0.75 po FNPT) Drain : 25.4 mm (1 po) FNPT
Finition interne (si acier au carbone)	Jet de sable SSPC-SP-10 Revêtement Carboline 891 (4 mils)
Finition externe (si acier au carbone)	Jet de sable SSPC-SP-10 Revêtement époxydique Carboline 893 (3 mils) Jets de sable SSPC-SP6 Revêtement époxy + polyuréthane
Accessoires	Deux (2) trous d'homme Supports pour vannes et tuyauterie en acier

3.4.1 Filtres anthracite-sable et charbon activé (suite)

Médias	
Composition du lit filtrant (réservoir 1)	
Anthracite 0.40 mm à 0.60 mm	0.396 m ³ (14 pi ³)
Sable 0.40 mm à 0.60 mm	0.198 m ³ (7 pi ³)
Composition du lit filtrant (réservoir 2)	
Charbon activé	0.6 m ³ (21 pi ³)
Composition du lit de soutien (par réservoir)	
Couche inférieure – gravier ¼ x 1/8 po	0.056 m ³ (2 pi ³)
Couche supérieure – gravier 1/8 x 1/16	0.056 m ³ (2 pi ³)
Performance des filtres	
Débit de service	8 m ³ /hr (35 USGPM)
Débit d'eau de rétro-lavage	de 13.7 m ³ /hr (60 USGPM) à 32.8 m ³ /hr (96 USGPM)
Débit de rinçage au drain	8 m ³ /hr (35 USGPM)
Pression d'opération maximale	690 kPa (100 psi)

3.4.2 Tuyauterie et raccords

Interne	
Système de distribution d'entrée	PVC SCH 80 – configuration en H
Système de distribution de sortie	PVC SCH 80 – moyeux central connection 50.8 mm (2 po FNPT) 8 latéraux de distribution PVC SCH 80 à fentes 0.010 po
Boulons	Acier inoxydable 304
Externe	
Tuyauterie	PVC SCH 80 – 50.8 mm (2 po)
Raccords	PVC SCH 80 – 50.8 mm (2 po)
Brides	Femelles à coller type Van Stone PVC SCH 80 – 50.8 mm (2 po)
Boulons	Plaqué zinc GRB7

3.4.3 Vannes

<p>Contrôle Marque Type Caractéristiques</p> <p>Dimensions</p>	<p>Keystone ou équivalent Papillon LUG type Corps en fonte Disque en bronze Tige en acier inoxydable Siège en EPDM Entrée de service 50.8 mm (2 po) Sortie de service 50.8 mm (2 po) Entrée rétro lavage eau 75 mm (3 po) Sortie rétro lavage eau 75 mm (3 po) Sortie rinçage au drain 38.1 mm (1.5 po)</p>
<p>Isolation Marque Type Actionneur Caractéristiques</p> <p>Dimensions</p>	<p>Keystone ou équivalent Papillon LUG type Levier 10 positions verrouillable Corps en fonte Disque en bronze Tige en acier inoxydable Siège en EPDM Entrée de service 38.1 mm (1.5 po) Sortie de service 38.1 mm (1.5 po) Entrée rétro lavage eau 50.8 mm (2 po) Sortie rétro lavage eau 75 mm (3 po)</p>

3.4.4 Accessoires

Manomètres	Winter's série LF ou équivalent connection ¼ po
Vannes d'isolation de manomètres et d'échantillonnage	Laiton à bille
Purgeurs d'air	19 mm (3/4 po) PVC SCH 80 avec clapet anti-retour

3.4.5 Contrôle et instrumentation

Automate programmable jumelé à un ensemble électrovanne. Signal de départ via interrupteur de pression différentiel ou selon minuterie.	
---	--

Détecteur de pression différentielle	Une unité – Ashcroft D424B 0/200KPAD
---	--------------------------------------

4 Drainage du site

Éventuellement un fossé ceinturant tout le site est prévu pour le drainage pluvial de tout le site, c'est-à-dire le projet présentement à l'étude ainsi que l'éventuel aménagement futur du terrain. (Voir **Figure 3**)

Le fossé qui est prévu ceinturer entièrement le site est divisé en deux (2) sections égales représentant chacune la moitié du périmètre total. Le point haut est situé au sud-est du site débute avec un niveau de 15.5 m et les deux sections se rejoignent au coin nord-ouest du site.

Par la suite un tuyau en PEHD annelé de 600 mm de diamètre canalise les eaux de ruissellement jusqu'à un fossé longeant la servitude d'Hydro-Québec à l'ouest du site et ce fossé se déverse dans un tuyau en béton armé d'un regard existant situé à l'ouest des étangs de traitement des eaux usées de la régie intermunicipale Terrebone / Mascouche, au radier 14.8 m.

De là, les eaux de ruissellement sont canalisées dans une conduite existante traversant un site de dépôt de neiges usées et débouchant dans un fossé à l'ouest du Chemin de la Cabane Ronde qui se jete dans la rivière Mascouche.

Afin d'empêcher les eaux pluviales des terres riveraines de se déverser sur le site, des petites bermes sont aménagées en périphérie sur la ligne de lot pour les dévier et les contenir.

De même les eaux pluviales et de fonte des neiges qui proviennent du site sont canalisées par des fossés sans qu'elles aillent sur les propriétés voisines.

Toutes les routes de services sont munies de fossés qui drainent la surface de roulement et protègent la stabilité de l'infrastructure routière.

Pour le projet présentement à l'étude, une partie du système de fossés prévu pour l'ensemble du site sera réalisé et permettra de drainer les chemins d'accès, la zone périphérique de la cellule de stockage et les zones administratives, d'entretien, transition, et traitement d'eau vers le coin nord-ouest du site et ensuite vers la rivière Mascouche.

Aucun aménagement de fossé n'est prévu dans la section du site qui ne fait pas partie de la présente demande. Le système de fossé sera complété au fur et à mesure de l'aménagement du site.

5.0 Qualité des matériaux de drainage

Les tuyaux en PEHD annelés de 600 mm pour le drainage pluvial seront à parois intérieures lisses. Les regards pour la tuyaurerie de 600 mm en PEHD annelés seront aussi en PEHD annelé.

Les tuyaux en PEHD DR-9 pour le drainage du lixiviat à l'intérieur de la cellule seront sujets aux normes :

3624-029 (NQ)

3624-110 (NQ).

Les tuyaux canalisant le lixiviat à l'extérieur de la cellule vers l'unité de traitement et de l'unité de traitement vers la rivière Mascouche seront en PVC DR-35 de 200 mm de diamètre.

De plus, pour les matériaux drainants, le contrôle de qualité suivant sera appliqué :

Endroit	Matériau	Point d'échantillonnage	Caractéristique mesurée	Fréquence
Recouvrement final	Sable	Source d'approvisionnement	Granulométrie	1/ 2000 m ³
			Conductivité hydraulique	1/ 2000 m ³
		Arrivée au site	Granulométrie	1/ 2000 m ³
Système captage des gaz	Matériel granulaire ou sol contaminé	Source d'approvisionnement	Granulométrie	1/ 2000 m ³
			Conductivité hydraulique	1/ 2000 m ³
		Arrivée au site	Granulométrie	1/ 2000 m ³
Système captage des gaz	Pierre nette	Source d'approvisionnement	Granulométrie	1/ 2000 m ³
			Conductivité hydraulique	1/ 2000 m ³
		Arrivée au site	Granulométrie	1/ 2000 m ³
Système collecte du lixiviat	Sable et pierre nette	Source d'approvisionnement	Granulométrie	1/ 2000 m ³
			Conductivité hydraulique	1/ 2000 m ³
		Arrivée au site	Granulométrie	1/ 2000 m ³

À la source d'approvisionnement on vérifiera que la granulométrie et la conductivité hydraulique sont conformes aux plans et devis.

La vérification de la conductivité hydraulique ne sera pas requise au site si la granulométrie est respectée.

Il est à noter que le sable qui sera utilisé pour l'enrobage des tuyaux dans les tranchées, pour les couches de drainage de la cellule ainsi que pour la sous-fondation des routes d'accès et périphériques sera le sable décapé provenant du site des travaux.

La granulométrie du sable a été établie à partir de sept (7) échantillons provenant de divers endroits sur le site. Les sept (7) échantillons avaient un fuseau granulométrique très similaire et en résumé on a les valeurs suivantes :

Tamis(mm)	% passant
2.5	100
1.25	95-100
0.63	50-87
0.315	7-21
0.160	3-8
0.08	1.4-5.1

La perméabilité a aussi été établie et donne les résultats suivants :

Perméabilité à 90% PM: 1.97×10^{-2} cm/sec

Perméabilité à 95% PM: 1.08×10^{-2} cm/sec

L'essai proctor modifié (NQ 2501-255) a donné une masse volumique sèche de 1 768 kg/m³ avec une teneur en eau optimale de 15.2 %.

Ce matériau ne sera pas réanalysé lors de sa mise en place.

6.0 Plans

Les plans détaillant la construction de cellule de stockage de sols <C sont joints ci-après.

7.0 Essais de cisaillement direct ASTM D-5321

Le but de l'essai est de déterminer la stabilité des matériaux composant les parois internes ainsi que le recouvrement final de la cellule.

Les interfaces suivantes ont été analysées :

- Argile provenant du site - géomembrane lisse PEHD 1.5 mm ép.
- Argile provenant du site - géomembrane texturée PEHD 1.5 mm ép.
- sable-géomembrane texturée PEHD 1.5 mm ép.

L'interface la plus critique est l'argile-géomembrane lisse.

Bien que les calculs de facteurs de sécurité indiquent des valeurs presque similaires pour les interfaces argile-géomembrane lisse ou texturée, la géomembrane texturée est préférable due à la nature de l'argile qui a une teneur en eau très élevée. La parois internes seront profilées à 4H : 1 V dans l'argile naturelle. (Voir calculs techniques).

Les résultats des essais indiquent que pour les charges de véhicules ayant à circuler sur la paroi, c'est-à-dire des charges de l'ordre de 20 kPa, la paroi est stable.

Un scénario qui implique le roulement de véhicules sur la paroi est donc plausible durant la phase construction de la cellule unique.

Durant l'exploitation, la stabilité est encore plus remarquable puisque le remplissage de la cellule se fait à partir du fond vers le haut et donc le système se voit hyperstabilisé par une butée permanente qui s'accroît au fur et à mesure que la cellule se remplit.

Pour le recouvrement final, les matériaux composant le toit seront aussi profilés à 4H : 1V sur les parois et à 2% sur le dessus.

8.0 Essai de poinçonnement à long terme - ASTM D-5514 modifié

Afin de simuler la résistance au poinçonnement à long terme des nouvelles géomembranes le laboratoire Sageos procédera à ce qu'il a qualifié d'essai ASTM D-5514 *modifié*.

La charge effective maximale au centre de la cellule est d'environ 424 kPa soit 24 m de charge géostatique (masse volumique = 1 800 kg/m³).

Les essais de poinçonnement sont réalisés sur une durée de 100 heures chacun selon les paramètres indiqués ci après :

Charge géostatique effective	Coefficient de charge	Charge géostatique de l'essai	Température
424 kPa	2.5	1 060 kPa	10 °C

8.1 Coefficient de surcharge

SAGEOS préconise une surcharge de 2.5 pour simuler les conditions à long terme sur les géomembranes dans le cadre des essais de poinçonnement .

Il n'y a pas dans le milieu des géomembranes une procédure définitive pour réaliser des essais de comportement long terme. En conséquence il n'y a pas, à notre connaissance de coefficient défini comme une norme pour réaliser des essais de comportement à long terme. Les différents auteurs dans le domaine des géosynthétiques proposent des coefficients de surcharge différents.

La norme ASTM D 5514 décrite dans sa forme originale ne comprend aucun coefficient de surcharge. Ce protocole n'est pas une procédure pour trouver le comportement des membranes à long terme. En fait c'est un protocole qui permet soit de réaliser un essai en montant la charge jusqu'à la rupture de la géomembrane déposée sur des cônes ou pyramides ou pour vérifier le comportement des géomembranes en conditions réelles (avec couches de sols présentes sur le site, géotextiles, etc.) en augmentant la charge jusqu'à la rupture des géomembranes ou jusqu'à la charge maximale de l'appareil.

8.2 Température des essais

Nous avons choisi de réaliser les essais de poinçonnement à une température de 10 °C, car les géomembranes qui seront au fond de la cellule de sols <C seront à une profondeur d'environ douze (24) mètres une fois recouvertes de sols. Ce recouvrement fait en sorte que les géomembranes seront dans une zone tempérée.

L'émission du CA ne devrait pas être sujette à l'obtention des résultats et du rapport de ces essais.

9.0 Essais de filtration selon la méthode ASTM D5101

À la demande du MENV, l'essai ASTM D5101 *Standard Test Method for Measuring the Soil-Geotextile System Clogging Potential by the Gradient Ratio*. sera réalisé sur les systèmes suivants :

- sable de la couche drainante du SRL ou SDF / géotextile filtrant entourant pierre nette des drains (même système pour les deux (2))
- lors du recouvrement final , terre végétale / géotextile filtrant

Le premier essai à réaliser sera sur le système :

- sable de la couche drainante du SRL ou SDF / géotextile filtrant entourant pierre nette des drains (même système pour les deux (2))

L'autre essai sera réalisé lors de la fermeture de la cellule, lorsque les sources de matériaux auront été sélectionnés.

Les résultats des essais porteront surtout sur les rapports de gradient et seront fournis ultérieurement.

Aussi, tel que convenu, l'émission du CA ne sera pas sujette à l'obtention des résultats de ces essais.

10.0 Détection de fuites dans la géomembrane PEHD par méthode géoélectrique (ASTM D6747)

Afin de vérifier la présence de perforations suite à l'installation de la géomembrane inférieure en PEHD prévue au fond et sur les parois (nord et sud) de la cellule de sols < C, nous comptons procéder à une détection de fuites par méthode géoélectrique, méthode ASTM D6747, *Standard Guide for Selection of Techniques for Electrical Detection of Potential Leak Paths in Geomembranes*.

Toutefois, il est à noter que la détection de fuites par méthode géoélectrique comporte au moins deux (2) contraintes majeures empêchant l'application de cette méthode :

- 1) la présence d'humidité sous la géomembrane à être testée est essentielle et,
- 2) les sols sous-jacents ou compris dans les couches de drainage du système d'imperméabilisation ne doivent pas être gelés.

Il est donc fort possible dans notre cas que la pose des géomembranes s'effectue en début de période de gel au sol et la détection de fuites par méthode géoélectrique soit donc impossible à réaliser, du moins pour la 1^{ère} phase de la cellule.

11.0 Calculs techniques

Les calculs techniques pour le centre de stockage sont présentés à l'Annexe 1 ci-après.

Annexe 1
CALCULS TECHNIQUES

CENTRE DE STOCKAGE DES SOLS – MASCOUCHE
CALCULS TECHNIQUES

CENTRE DE STOCKAGE DES SOLS – MASCOUCHE
CALCULS TECHNIQUES

TABLE DES MATIÈRES

- 1 GESTION DU LIXIVIAT
 - 1.1 SYSTÈME SRL (SYSTÈME DE RÉCUPÉRATION DU LIXIVIAT)
 - 1.1.1 Espacement entre les drains perforés du fond de la cellule
 - 1.1.2 Choix du matériau des conduites
 - 1.1.3 Diamètre des drains perforés latéraux
 - 1.1.4 Méthode rationnelle
 - 1.1.5 2^e méthode
 - 1.2 SYSTÈME SDF (SYSTÈME DE DÉTECTION DE FUITES)
- 2 VÉRIFICATION DE LA RÉSISTANCE DES CONDUITES EN PEHD
- 3 ESSAI DE COMPATIBILITÉ EN FILTRATION DÉMONTRANT LA STABILITÉ DU FILTRE.- ASTM D5101
- 4 ESSAI ASTM D5514 – ESSAI DE POINÇONNEMENT
- 5 ESSAIS DE CISAILLEMENT DIRECT (ASTM D5321)
 - 5.1 VÉRIFICATION DE STABILITÉ AVEC PENTE INFINIE
 - 5.1.2 Stabilité des parois internes
 - 5.1.3 Stabilité du recouvrement
- 6 ANCRAGES
- 7 SYSTÈME DE COLLECTE DES EAUX DE SURFACE
 - 7.1 ESTIMATION DES DÉBITS
 - 7.2 DIAMÈTRE DE LA CONDUITE DE DRAINAGE COIN NORD-OUEST DU SITE
- 8 SYSTÈME DE TRAITEMENT DU LIXIVIAT
- 9 CALCUL DU TASSEMENT

1 Gestion du lixiviat

L'article 9 du RESC préconise que la capacité de drainage des drains doit être telle que la hauteur maximale de lixiviat dans la cellule ne doit pas dépasser 30 cm.

Les diamètres minimaux pour les drains du système de récupération du lixiviat (SRL) et du système de détection de fuites sont :

- Diamètre minimal pour le SRL (système de récupération du lixiviat) : 150 mm
- Diamètre minimal pour le SDF (système de détection de fuites) : 100 mm

Conformément à l'article 11, paragraphe 5 du RESC, le fond de la cellule aura une inclinaison de 2% pour permettre l'écoulement du lixiviat, par gravité, vers les drains.

Les tranchées de drains auront quant à eux une pente de 0.5% et ce autant pour le SRL que le SDF.

Deux conduites de 500 mm de diamètre en PEHD sont installées sur la paroi, à partir du point bas pour permettre le pompage du lixiviat du SRL et du SDF respectivement.

1.1 Système SRL (système de récupération du lixiviat)

1.1.1 Espacement entre les drains perforés du fond de la cellule

L'espacement requis entre les drains pour respecter une charge hydraulique maximale de 30 cm de lixiviat a été déterminé à l'aide de l'équation de Giroud en fonction de la conductivité hydraulique du sable de la couche de drainage ($k = 2 \times 10^{-2}$ cm/sec) et de la pente du revêtement imperméable (2 %).

Pour nos calculs nous utilisons un débit annuel maximal de 100 cm par an. Le débit de 100 cm/an représente la précipitation moyenne annuelle de la région de Montréal. C'est donc un débit très sécuritaire puisque éventuellement la quantité d'eau qui atteindra les drains au fond de la cellule sera moindre dû à l'absorption d'eau dans les sols et l'évaporation.

Nous voyons que même avec ce débit nous avons une hauteur de 18.2 cm avec un espacement de 60 m centre à centre entre les tuyaux, donc bien en deça de la valeur limite de 30 cm. (Voir **Annexe 1**)

1.1.2 Choix du matériau des conduites

Tel que spécifié à l'article 3.2.2.4 du Guide, tous les drains perforés et conduites utilisées devront être en PEHD.

1.1.3 Diamètre des drains perforés latéraux

Il est à noter que la cellule d'enfouissement sera exploitée en deux (2) phases. Les deux (2) phases représentent 50 % chacune de la superficie totale de la cellule.

Le diamètre des drains perforés a été déterminé à l'aide de l'équation de Hazen Williams.

Les calculs de débits ont été effectués avec deux (2) méthodes : (Voir **Annexe 2**).

- 1) avec la méthode rationnelle, pluie 1/10 ans de récurrence et en tenant compte du temps de percolation à travers la couche de drainage en sable.
- 2) Calcul avec une pluie de une (1) heure en tenant compte d'une pluie de 1/10 ans de récurrence appliquée sur toute la cellule et en considérant trois (3) scénarios d'évacuation de l'eau, soit, 1 h, 2h et 3 h ainsi que deux (2) scénarios de rétention d'eau par la couche drainante, soit 0 et 10%.

1.1.4 Méthode rationnelle

La méthode rationnelle indique que pour la conduite du collecteur, un diamètre de 350 mm est suffisant. Pour les drains perforés, un diamètre de 250 mm serait suffisant.

1.1.5 2^e méthode

Pour la 2^e méthode, si on considère une rétention de 10% dans la couche drainante et une évacuation d'une (1) à deux (2) heures, un diamètre de 200 mm est suffisant pour la conduite de collecte.

Pour les drains perforés un diamètre de 150 mm serait suffisant en considérant une rétention de 10% dans la couche drainante et une évacuation d'une (1) à deux (2) heures.

CENTRE DE STOCKAGE DES SOLS – MASCOUCHE
CALCULS TECHNIQUES

En conclusion, nous avons :

Conduite	Diamètre calculé	
	Méthode Rationnelle	2 ^e méthode
Collecteur	350 mm	200 mm
Drains perforés	250 mm	150 mm

Conduite	Diamètre retenu
Collecteur	300 mm
Drains perforés	150 mm

Le choix des diamètres repose sur les points suivants :

1. Les débits de pointe calculés représentent les débits générés par une pluie maximale d'une durée de 60 minutes et de période de récurrence d'une fois tous les 10 ans;
2. La durée d'exposition à l'air libre de la couche de sable drainant de la section de cellule qui vient d'être mise en exploitation, avant la mise en place de la première levée de sols contaminés pourrait être relativement courte;
3. la probabilité que survienne une pluie de récurrence de 1/10 ans durant la période d'exposition de la couche de sable drainant de la section de cellule qui vient d'être mise en opération est d'autant plus faible;

1.2 Système SDF (système de détection de fuites)

Étant donné que c'est un système secondaire de captage du lixiviat les diamètres suivants sont retenus :

Conduite	Diamètre retenu
Collecteur	200 mm
Drains perforés	100 mm

Les tuyaux seront aussi en PEHD.

2 Vérification de la résistance des conduites en PEHD

La résistance requise pour les conduites du réseau de collecte du lixiviat a été déterminée à l'aide de la formule d'Iowa State. La formule est utilisée dans le manuel technique de la compagnie KWH fournisseur de tuyaux en PEHD et utilisée aussi par la *Corrugated Polyethylene Pipe Association (CPPA)*.

La résistance d'une conduite est fonction du rapport des dimensions DR (dimension ratio) entre le diamètre extérieur de la conduite sur l'épaisseur de sa paroi. Plus ce rapport est faible, plus la conduite est rigide. La sélection du type de conduite est effectuée de façon à s'assurer que dans les conditions de mise en place, la déflexion verticale imposée par la charge sur la conduite sera limitée aux valeurs maximales permises (Voir **Annexe 3**).

Comme on peut le constater au tableau de l'**Annexe 3**, les conduites retenues sont du type DR-9 en considérant la charge maximale de sols pouvant être accumulés au-dessus des conduites (24 mètres). La déflexion calculée pour les conduites DR-9 était en deça de la valeur limite recommandée par le manufacturier.

La vérification de la contrainte de compression affectant la paroi de la conduite a également été effectuée. Les résultats sont tous inférieurs à la limite permise de 5 600 kPa.

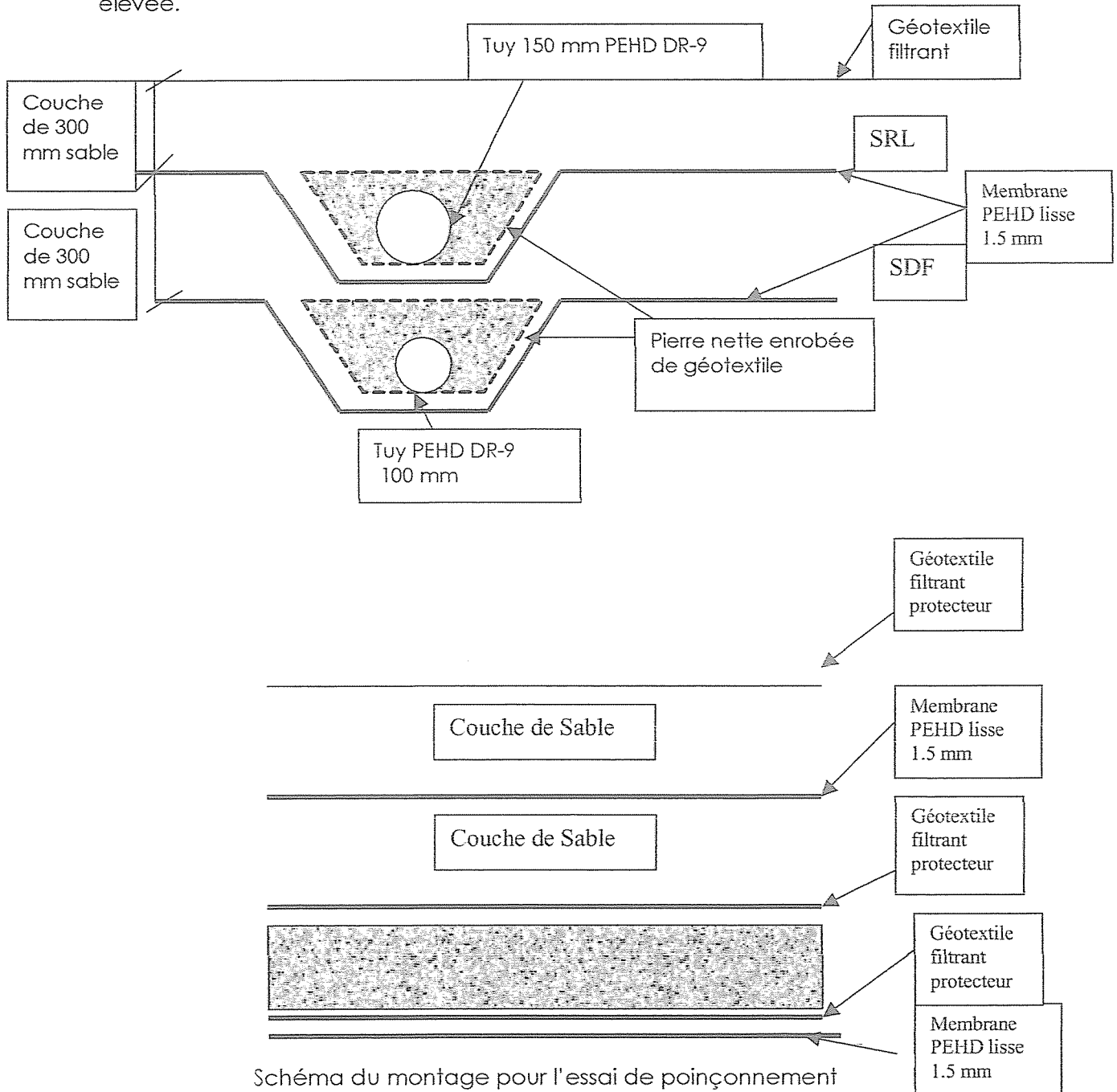
3 Essai de compatibilité en filtration démontrant la stabilité du filtre.- ASTM D5101

Essai à réaliser sur les systèmes suivants :

- sable de la couche drainante du SRL ou SDF / géotextile filtrant entourant pierre nette des drains (même système pour les deux (2).)
- lors du recouvrement final , terre végétale / géotextile filtrant

4 Essai ASTM D5514 – Essai de poinçonnement

Essai à réaliser sur le système de sols et géosynthétiques à être installés sur le fond de la cellule, soit l'endroit où la pression exercée par le poids des sols est la plus élevée.



Charge à appliquer selon le laboratoire Sageos :

24 m de sols (hauteur maximale) x 1 800 kg/m³ x 9.8 m/sec² x 2.5 (facteur utilisé par Sageos) = 1 058 kPa. Pendant 100 heures.

5 Essais de cisaillement direct (ASTM D5321)

Selon le Guide : *La stabilité de toute la séquence de matériaux (synthétiques et granulaires) présente sur le fond et les parois de la cellule devra également être évaluée. La réalisation d'un ou plusieurs essais de cisaillement direct (ASTM D5321) devra être effectuée. Tous les scénarios de glissement intercouche envisageables devront être considérés tant sur le fond que les parois.*

Advenant le cas où l'essai de cisaillement direct ne puisse être effectué qu'après la conception de la cellule (ex. source des matériaux granulaires inconnue), une modélisation préliminaire basée sur des résultats tirés de la littérature devra être réalisée.

Les interfaces suivantes, au niveau de la paroi, sont analysées :

- argile (échantillonnée sur le site) / géomembrane lisse
- argile (échantillonnée sur le site) / géomembrane texturée
- sable (échantillonné sur le site) / géomembrane texturée

L'angle de frottement a été établi avec différentes charges appliquées. La charge la plus critique sera celle avec aucun sol contaminé, puisque c'est lorsque la cellule est vide que les risques de glissement dans la pente sont les plus importants. La mise en place des sols contaminés s'effectuant du bas vers le haut de la pente, créera un effet de butée qui stabilisera tout le système.

5.1 Vérification de stabilité avec pente infinie

La stabilité des géosynthétiques et des couches de sable de drainage ont été vérifiées pour l'endroit le plus critique situé au niveau de la pente d'excavation en périphérie du site. En effet, au fond de la cellule les pentes maximales sont de l'ordre de 2% et la stabilité des géosynthétiques et du sable de drainage ne sont pas problématiques.

Les calculs de stabilité démontrent que la pente est stable et ce avec les calculs de pente infinie. Selon les dernières informations reçues du MENV, il faut utiliser la valeur de l'angle de frottement résiduel obtenue lors d'essais en laboratoire. En accord avec le laboratoire Sageos, vu l'utilisation de ces valeurs un facteur de sécurité égal à 1.0 ou légèrement supérieur à 1.0 indique une stabilité de l'interface considérée. (Voir **Annexe 4**)

5.1.2 Stabilité des parois internes

Comme on pouvait s'y attendre l'interface argile / géomembrane est la plus critique vu son angle de frottement plus faible. (Voir **Annexe 4**).

Comme on peut le constater au tableau de l'**Annexe 4**, l'interface sable / géomembrane texturée est stable avec une pente 3H:1V ou une pente 3.5 H:1V.

Par contre l'interface argile / géomembrane texturée ou lisse est instable pour une pente 3H:1V.

Les interfaces sont stables avec des pentes de 3.5H:1V, mais l'interface argile/géomembrane donne un facteur de sécurité à peine supérieur à 1.0. Donc pour assurer une meilleure stabilité on optera pour une pente 4H:1V dans les parois internes de la cellule avec des géomembranes texturées.

Dans le tableau ci-bas nous présentons en résumé les calculs présentés à l'**Annexe 4**.

Interface étudiée	Facteur de sécurité calculé
Pente de paroi 4 H : 1V	
Argile – géomembrane lisse inférieure	1.20
Argile – géomembrane texturée inférieure	1.21
Sable – géomembrane texturée supérieure	2.41
Pente de paroi 3.5 H : 1V	
Argile – géomembrane lisse inférieure	1.05
Argile – géomembrane texturée inférieure	1.07
Sable – géomembrane texturée supérieure	2.11
Pente de paroi 3H : 1V	
Argile – géomembrane lisse inférieure	0.91
Argile – géomembrane texturée inférieure	0.92
Sable – géomembrane texturée supérieure	1.81

CENTRE DE STOCKAGE DES SOLS – MASCOUCHE
CALCULS TECHNIQUES

De plus comme indiqué à l'**Annexe 4**, aucune géomembrane ne travaille en tension. C'est à dire que la force appliquée à la géomembrane est plus faible que celle de friction la retenant en place. Donc l'ancrage n'est pas sollicité.

Soit en considérant la pente retenue de 4H:1V, et la géomembrane texturée nous avons :

A	B	C	D = B - C
Géosynthétique	Force appliquée σ_n (kPa)	Force de friction σ_t (kPa)	Différence (kPa)
géomembrane texturée inférieure	2.52	3.06	-0.54
géomembrane texturée supérieure	1.26	3.03	-1.77

La colonne D indique donc que les géomembranes travaillent en compression.

Les seules interfaces non-étudiées sont :

- sable de la couche de drainage - géotextile filtrant
- sols contaminés – géotextile filtrant

Toutefois, dans les deux (2) cas, la littérature indique des angles de frottement entre géotextile et sols granulaires de l'ordre de 23 à 30 °. Comme nous l'avons vu ci-haut, (**Annexe 4**) cet ordre de grandeur nous donne des résultats indiquant une interface stable.

5.1.3 Stabilité du recouvrement final

Comme nous l'avons vu ci-haut, l'interface argile/géomembrane est la plus critique.

Le RESC, article 38.4, exige des pentes maximales de 3.333 H :1V, soit 30% pour le recouvrement final.

L'argile qui aura été excavée pour la construction des cellules sera utilisée pour le recouvrement final. C'est la même argile que celle déjà testée au laboratoire Sageos pour le cisaillement direct (ASTM D5321) de l'interface argile/géomembrane.

CENTRE DE STOCKAGE DES SOLS – MASCOUCHE
CALCULS TECHNIQUES

Nous avons calculé le facteur de sécurité avec la pente prescrite par le MENV, soit 30% ou 3.333 H:1 V. Cette pente s'avère instable pour l'interface argile/géomembrane. Une pente plus douce d'au moins 4 H:1V est donc prévue pour l'interface argile/géomembrane et la couche de drainage et de terre végétale au-dessus. (Voir **Annexe 4**).

C'est la même pente que les parois internes. Le recouvrement final sera moins sollicité et du fait qu'on utilise l'angle de frottement résiduel dans nos calculs nous permettent de conclure à sa stabilité à long terme.

En résumé pour le recouvrement final, nous avons pour l'interface argile/géomembrane texturée :

Interface étudiée	Facteur de sécurité calculé
Pente de paroi 4 H : 1V	
Argile – géomembrane texturée inférieure	1.14

Donc, dans ce cas-ci aussi, la géomembrane travaille en compression, soit :

A	B	C	D = B - C
Géosynthétique	Force appliquée σ_n (kPa)	Force de friction σ_t (kPa)	Différence (kPa)
géomembrane texturée	3.15	3.6	-0.45

6 Ancrages

Selon le Guide , p. 21, la dimension des ancrages devra être déterminée à l'aide d'une méthode reconnue (ex. Sharma et Sangeeta 1994).

Nos calculs sont effectués avec les formules de Koerner (1997 4th edition).

Nos calculs prendront comme hypothèse que la tension admissible dans la géomembrane sera égale à la tension ultime dans la géomembrane, soit la limite élastique du manufacturier divisée par un facteur de sécurité de 2.5, soit :

$$\begin{aligned} T_{adim} &= T_{ult} / FS(2.5) \\ &= 23 \text{ kN/m} / 2.5 = 9.2 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Comme nous l'avons vu ci-haut la géomembrane considérée sera de la PEHD texturée de 1.5 mm d'épaisseur. L'ancrage sera du type avec tranchée.

Les calculs sont présentés à l' **Annexe 5**.

En résumé, nous avons :

Longueur horizontale ancrage (mm)	Longueur verticale de l'ancrage (mm)
500	735

Il est à noter que l'on peut faire varier ces deux valeurs tout en ayant la même valeur de tension admissible.

7 Système de collecte des eaux de surface

La conception du système de collecte et d'évacuation des eaux de surface a été effectuée à l'aide de la méthode rationnelle. Les étapes suivantes ont été réalisées.

1. Division du site en sous-bassins de drainage se déversant dans un fossé périphérique ceinturant tout le site.
2. Établissement de la pente de drainage du système de drainage (fossé périphérique et conduite le long de la route de service no.3) à partir du radier de la conduite existante se déversant dans un regard situé dans le fossé existant à l'ouest de la servitude d'Hydro-Québec.
3. Établissement d'un point haut dans le fossé périphérique au sud des cellules existantes et écoulement divisé en longueurs égales au poutour du site.
4. Estimation des paramètres de conception requis en fonction des caractéristiques et de l'utilisation du sol pour chacun des sous-bassins de drainage définis (pente, coefficient de ruissellement, temps de concentration)
5. Évaluation du débit à la sortie (coin nord-ouest) du système de fossés périphériques.
6. À l'aide de la formule de Manning, évaluation du diamètre de la conduite de drainage coin nord-ouest et se déversant dans le fossé existant à l'ouest de la servitude d'Hydro-Québec.

7.1 Estimation des débits

Les débits ont été déterminés selon l'équation de la méthode rationnelle suivante :

(Voir **Annexe 6**)

$$Q = 2.75 A \times I \times R \times 10^{-3}$$

Q = débit en m³/sec

A= superficie en Ha

I = coefficient de ruissellement ¹

R = intensité moyenne en mm/h d'une durée égale au temps de concentration

¹ Selon le type de sol en surface soit dans notre cas Gazon, sol dense

plat, pente < 2% : $I = 0.13$

Les limites et superficies des sous-bassins de drainage ont été déterminées de façon arbitraire vu que le site est relativement plat. Le même coefficient de ruissellement a été utilisé pour chaque sous-bassin.

L'intensité de la pluie est fonction du temps de concentration de chaque bassin de drainage. Les temps de concentration ont été établis à l'aide de la formule de Kirpich :

$$T_c = 0.0195 \times L^{0.77} \times F / S^{0.385}$$

T_c = temps de concentration -Kirpich

L = longueur maximale de parcours sur la surface

F = facteur propre aux surfaces ($F=2$, ruissellement en surface, gazon)

S = pente moyenne de la longueur de parcours L

Cependant, dans le cas de la sommation de sous-bassins versants en série, le temps de concentration retenu était le plus long entre :

- du sous-bassin versant associé au tronçon de fossé à l'étude;
- du sous-bassin versant amont plus le temps d'écoulement en fossé.

L'intensité de la précipitation est basée sur les données du Service Météorologique du Canada - Aéroport de Dorval - 1943-2002, période de récurrence de 1/10 ans.

7.2 Diamètre de la conduite de drainage coin nord-ouest du site

Bien que les calculs établis avec la formule de Manning indiquaient la sélection d'un tuyau de 750 mm de diamètre pour véhiculer le débit calculé avec la méthode rationnelle, ce diamètre ne donnait pas une vitesse suffisante pour des ouvrages de drainage pluvial. Le diamètre retenu est un 600mm qui avec le débit de pointe calculé avec la méthode rationnelle crée un refoulement à l'amont et de ce fait produit une vitesse d'écoulement acceptable. (Voir **Annexe 6**).

8 Système de traitement du lixiviat

L'unité de traitement des eaux (UTE) est située dans un bâtiment isolé et chauffé.

L'aire de traitement du lixiviat est munie d'une surface étanche permettant de retenir et contenir les déversements accidentels.

Une description plus détaillée des composantes du système de traitement est présentée au devis spécial

Le système de traitement des eaux comprend les équipements et les dispositifs suivants :

- ♦ système de récupération du lixiviat (SRL) gravitaire du lixiviat installé au fond de la cellule ;
- ♦ système de détection de fuites (SDF) gravitaire des eaux intermembranes ;
- ♦ deux (2) conduites de pompage installées le long de la paroi à partir du point bas de la cellule, une pour chaque système SDF et SRL.
- ♦ un bassin de décantation, alimenté par les puits de pompage automatisés pour les eaux de lixiviat provenant de la cellule;
- ♦ un bassin d'eau décantée;
- ♦ deux séries de (1) filtre anthracite suivi de (1) filtre au charbon activé en parallèle
- ♦ un bassin d'eau traitée de 100 m³
- ♦ un débitmètre totalisateur du volume d'eau traitée, déversée dans la rivière Mascouche.
- ♦ un réservoir d'eau propre pour le lavage des filtres.

Le lavage des filtres sera réalisé à partir de l'eau propre du réseau d'eau municipal.

L'eau de lavage usée retourne dans le bassin de décantation.

Le calcul du bassin de sédimentation est inclus à l' **Annexe 7**

9 Calcul du tassement

Selon le rapport géotechnique du Groupe SM, le tassement net prévu au milieu de la cellule est de 450 mm.

Si on considère la dimension du fond de cellule la plus courte, soit nord-sud qui est d'environ 100 mètres, nous avons une déflexion de 0.45 mètre sur une corde de 100 mètres, soit $0.45/100 = 0.45 \%$.

L'allongement à la limite élastique de la géomembrane PEHD 1.5 mm lisse est de : 13 %.

En considérant un facteur de sécurité de supérieur à 2, nous avons :

$$\% \text{ élongation} < \frac{\text{limite élastique}}{2 \text{ (FS)}} \text{ ou } FS > 2 > \frac{\text{limite élastique}}{\% \text{ élongation}}$$

$$\text{soit : } FS = \frac{13 \%}{0.45\%} = 28.9 > 2 \text{ donc OK.}$$

Un calcul alternatif serait de considérer la déformation comme un segment de cercle et de calculer l'élongation de l'arc, soit :

$$\varepsilon_a = \frac{(h^2 + a^2) \cdot \sin^{-1} \left[\frac{2ah}{h^2 + a^2} \right]}{2ah} - 1$$

où a est la corde du segment de cercle et h sa profondeur maximale et l'angle exprimé en radians.

$$a = 100 \text{ m et } h = 0.45 \text{ m.}$$

$$\varepsilon_a = 0.00135 \%, \text{ soit encore moins qu'avec le calcul précédent.}$$

ANNEXE 1

CALCUL D'ESPACEMENT DES DRAINS DE LIXIVIAT
(FORMULE DE GIROUD)

Écolosol

Calcul de l'épaisseur de lixiviat au fond de la cellule

Équation de Giroud

$$D_{max} = L \times ((4 q_i/k) + \tan^2 \beta)^{0.5} - \tan \beta / 2 \cos^2 \beta$$

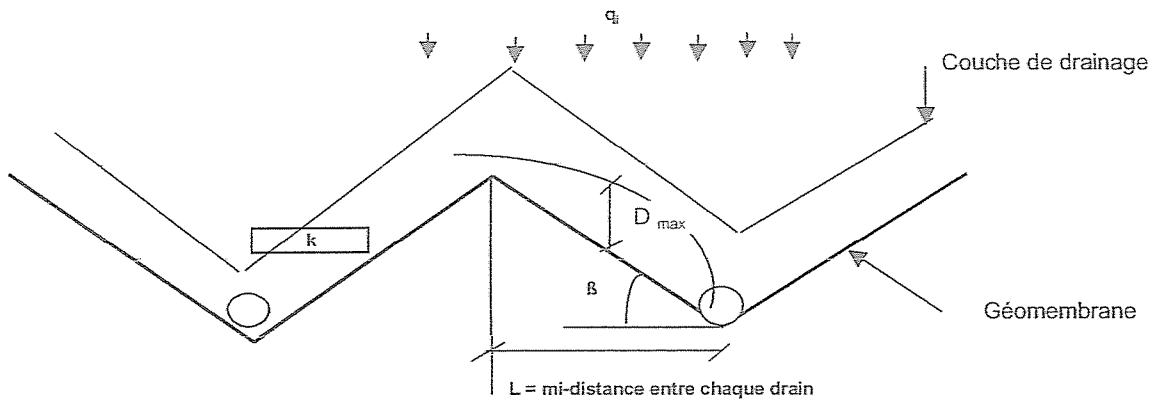
q_i débit infiltration (cm/an)

k perméabilité de la couche de drainage (cm/sec)

β inclinaison

L mi-distance entre les drains

D_{max} hauteur maximale du lixiviat sur le fond de la cellule



NOTE: Avec une précipitation annuelle de 100 cm, soit la moyenne annuelle totale dans la région de Montréal, on respecte aisément l'article 12 parag 3 du RESC, concernant la hauteur maximale de 30 cm dans le fond de la cellule.

L (m)	q_i (cm/an)	k (cm/sec)	Pente (%)	$\tan^2 \beta$	$\tan \beta$	$\cos^2 \beta$	D_{max} (m)
30	50	0.02	2%	0.0004	0.02	1.0	0.102
20	50	0.02	2%	0.0004	0.02	1.0	0.068
30	100	0.02	2%	0.0004	0.02	1.0	0.182
20	100	0.02	2%	0.0004	0.02	1.0	0.122

Maximum selon le guide du MENV
(60m c/c drain)

ANNEXE 2

DIMENSIONNEMENT DES CONDUITES DE LIXIVIAT

Projet Ecolosol

Dimensionnement du collecteur de lixiviat - méthode rationnelle

1. Calcul temps concentration

Kirpich

$$t_c = 0.0195 \times L^{0.77} \times F / S^{0.385}$$

L = long maximale du parcours en mètres

S = pente moyenne en m/m

F = facteur propre aux surfaces (suppose 1)

bassin de drainage écoulement bien défini F=1

2. Intensité pluie sur courbe

3. Calcul débit avec méthode rationnelle

$$Q = 2.75 \times 10^{-3} \times A I R$$

Q = débit en m³/sec

A = sup sous bassin en Ha

I = Coefficient de ruissellement

R = intensité moyenne de l'averse en mm/hr d'une durée égale au temps de concentration

1. Calcul temps concentration

$$t_c = 0.0195 \times L^{0.77} \times F / S^{0.385}$$

tc en tenant compte de la rétention de la couche de sable de 0.6 m soit 8.3 min additionnels

Bassin 1 = Bassin 2		Bassin 1 = Bassin 2		Bassin 1 = Bassin 2	
L	106	L	106	L	106
F	1	F	1	F	1
ΔH		ΔH		ΔH	
$S = \Delta H/L$	0.020	$S = \Delta H/L$	0.020	$S = \Delta H/L$	0.020
tc. (min)	3.19	tc. (min)	3.19	tc. (min)	11.49

2. Intensité pluie (1/25 ans)	2. Intensité pluie (1/10 ans)	2. Intensité pluie (1/10 ans)			
R	172	R	148	R	99.03

3. Calcul débit avec méthode rationnelle					
A Ha	2.25	2.25	2.25		
I Coefficient de ruissellement *	0.15	0.15	0.15		
R	172	R	148	R	99.03
Q m ³ /sec	0.160	0.137	0.092		

* surface apparenté à gazon, sol sablonneux, pente 2 à 7%: 0.10 à 0.15

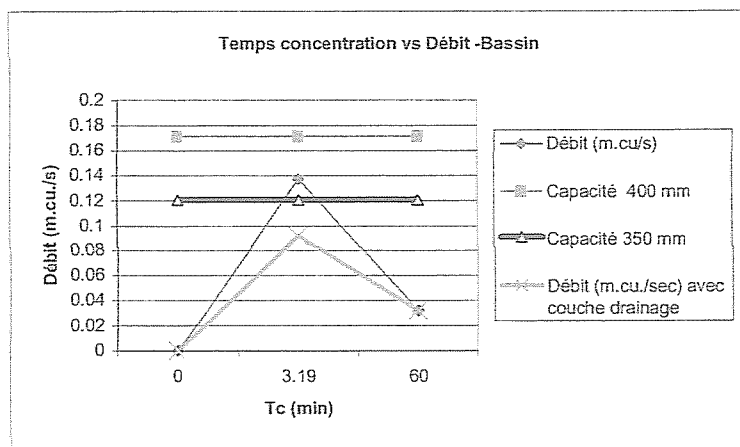


Projet Ecolosol

CELLULE - CONDUITE COLLECTEUR

Diam(m)	D	0.100	0.150	0.200	0.250	0.300	0.350	0.400
Diam (po)		4	6	8	10	12	14	16
Hazen-Williams coeff.	C	120	120	120	120	120	120	120
Longueur (m)	L	50	50	50	50	50	50	50
Pente	S	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005
Capacité (m ³ /s)	Q = 0.278							
	CD ^{2.63} S ^{0.54}	0.00	0.01	0.03	0.05	0.08	0.12	0.17

t _c (min)	0	3.19	60
Débit (m ³ /s)	0	0.137	0.032
Capacité cond 400 mm	0.17	0.17	0.17
Capacité cond 350 mm	0.12	0.12	0.12
Débit (m ³ /s) avec percolation à travers couche de drainage	0	0.092	0.0323



Dimensionnement des drains perforés de lixiviat - méthode rationnelle

1. Calcul temps concentration

Kirpich

$$t_c = 0.0195 \times L^{0.77} \times F / S^{0.385}$$

L = long maximale du parcours en mètres

S = pente moyenne en m/m

F = facteur propre aux surfaces (suppose 1)

bassin de drainage écoulement bien défini F=1

2. Intensité pluie sur courbe

3. Calcul débit avec méthode rationnelle

$$Q = 2.75 \times 10^{-3} \times AIR$$

Q = débit en m³/sec

A = sup sous bassin en Ha

I = Coefficient de ruissellement

R = intensité moyenne de l'averse en mm/hr d'une durée égale au temps de concentration

Bassin 1 = Bassin 2			Bassin 1 = Bassin 2			Bassin 1 = Bassin 2		
L	106		L	106		L	106	
F	1		F	1		F	1	
ΔH			ΔH			ΔH		
$S = \Delta H/L$	0.020		$S = \Delta H/L$	0.020		$S = \Delta H/L$	0.020	
t_c (min)	3.19		t_c (min)	3.19		t_c (min)	11.49	

2. Intensité pluie (1/25 ans)		2. Intensité pluie (1/10 ans)		2. Intensité pluie (1/10 ans)	
R	172	R	148	R	99.03

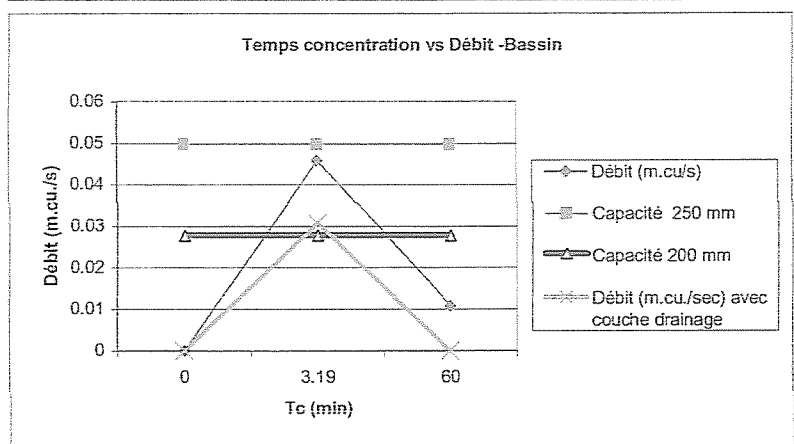
3. Calcul débit avec méthode rationnelle			
A Ha	0.75	0.75	0.75
I Coefficient de ruissellement *	0.15	0.15	0.15
R	172	148	99.03
Q m ³ /sec	0.053	0.046	0.031

* surface apparenté à gazon, sol sablonneux, pente 2 à 7%: 0.10 à 0.15

CELLULE - CONDUITE DRAINS PERFORÉS

Diam(m)	D	0.100	0.150	0.200	0.250	0.300	0.350	0.400
Diam (po)		4	6	8	10	12	14	16
Hazen-Williams coeff.	C	120	120	120	120	120	120	120
Longueur (m)	L	50	50	50	50	50	50	50
Pente	S	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005
Capacité (m ³ /s)	$Q = 0.278 CD^{2.63} S^{0.54}$	0.00	0.01	0.028	0.0498	0.080	0.121	0.171

Bassin conduite (1/10 ans)			
t_c (min)	0	3.19	60
Débit (m ³ /s)	0	0.046	0.011
Capacité cond 250 mm	0.050	0.050	0.050
Capacité cond 200 mm	0.028	0.028	0.028
Débit (m ³ /s) avec percolation à travers couche de drainage	0	0.031	0



PROJET: Ecolosol
TITRE: Estimation de la capacité hydraulique requise pour le collecteur de lixiviat

HYPOTHÈSE: CAPACITÉ EMMAGASINEMENT COUCHE DRAINANTE 10%			
Superficie du secteur (Phase I - 50 % de la superficie totale)	A	m ²	22 455
Intensité de pluie (pour 60 min) pour 1/10 ans	B	mm/min	0.580
Durée de la pluie	C	min	60
Quantité d'eau à drainer	D=A*B*C/1000	m ³	781
Épaisseur de la couche drainante (sable)	F	m	0.3
Capacité d'emmagasinement de la couche drainante (% de l'épaisseur)	E		10%
Volume d'eau retenu par la couche drainante	G=A*F*E	m ³	674
Volume d'eau à évacuer	H=D-G	m ³	108
SCÉNARIO 1			
Durée maximale requise pour l'évacuation d'eau	I	h	1
Débit d'évacuation par cellule	J=H/I	m ³ /h	108
	J=H/I/3600	m ³ /s	0.030
SCÉNARIO 2			
Durée maximale requise pour l'évacuation d'eau	I	h	2
Débit d'évacuation par cellule	J=H/I	m ³ /h	54
	J=H/I/3600	m ³ /s	0.015
SCÉNARIO 3			
Durée maximale requise pour l'évacuation d'eau	I	h	3
Débit d'évacuation par cellule	J=H/I	m ³ /h	36
	J=H/I/3600	m ³ /s	0.010

Conduite requise (mm)
200
200
150

Diam(m)	D	0.100	0.150	0.200	0.250	0.300	0.350	0.400
Diam (po)		4	6	8	10			
Hazen-Williams coeff.	C	120	120	120	120	120	120	120
Longueur (m)	L	125	125	125	125	125	125	125
Pente	S	0.0050	0.0050	0.0050	0.0050	0.0050	0.0050	0.0050
Capacité (m ³ /s)	Q = 0.278 CD ^{2.63} S ^{0.54}	0.004	0.013	0.03	0.05	0.08	0.12	0.17

PROJET: Ecolosol
TITRE: Estimation de la capacité hydraulique requise pour le collecteur de lixiviat

Capacité d'emmagasinement de la couche drainante (% de l'épaisseur)	0
Débit à évacuer 1 hrs (m ³ /s)	0.030
Débit à évacuer 2 hrs (m ³ /s)	0.015
Débit à évacuer 3 hrs (m ³ /s)	0.010
Capacité du tuyau 250 mm avec Hazen Williams	0.05
Capacité du tuyau 300 mm avec Hazen Williams	0.08
Capacité du tuyau 400 mm avec Hazen Williams	0.17

HYPOTHÈSE: CAPACITÉ EMMAGASINEMENT COUCHE DRAINANTE 0%			
Superficie du secteur	A	m ²	22 455
Intensité de pluie (pour 60 min) pour 1/10 ans	B	mm/min	0.580
Durée de la pluie	C	min	60
Quantité d'eau à drainer	D=A*B*C/1000	m ³	781
Épaisseur de la couche drainante (pierre)	F	m	0.3
Capacité d'emmagasinement de la couche drainante (% de l'épaisseur)	E		0%
Volume d'eau retenu par la couche drainante	G=A*F*E	m ³	-
Volume d'eau à évacuer	H=D-G	m ³	781
SCÉNARIO 1			
Durée maximale requise pour l'évacuation d'eau	I	h	1
Débit d'évacuation par cellule	J=H/I	m ³ /h	781
	J=H/I/3600	m ³ /s	0.217
SCÉNARIO 2			
Durée maximale requise pour l'évacuation d'eau	I	h	2
Débit d'évacuation par cellule	J=H/I	m ³ /h	391
	J=H/I/3600	m ³ /s	0.109
SCÉNARIO 3			
Durée maximale requise pour l'évacuation d'eau	I	h	3
Débit d'évacuation par cellule	J=H/I	m ³ /h	260
	J=H/I/3600	m ³ /s	0.072

PROJET: Ecolosol
TITRE: Estimation de la capacité hydraulique requise pour le collecteur de lixiviat

Diam(m)	D	0.100	0.150	0.200	0.250	0.300	0.350	0.400
Diam (po)		4	6	8	10			
Hazen-Williams coeff.	C	120	120	120	120	120	120	120
Longueur (m)	L	125	125	125	125	125	125	125
Pente	S	0.0050	0.0050	0.0050	0.0050	0.0050	0.0050	0.0050
Capacité (m ³ /s)	Q = 0.278 CD ^{2.63} S ^{0.54}	0.004	0.013	0.028	0.05	0.08	0.12	0.17

Capacité d'emmagasinement de la couche drainante (% de l'épaisseur)	0
Débit à évacuer 1 hrs (m ³ /s)	0.217
Débit à évacuer 2 hrs (m ³ /s)	0.109
Débit à évacuer 3 hrs (m ³ /s)	0.072
Capacité du tuyau 250 mm avec Hazen Williams	0.05
Capacité du tuyau 300 mm avec Hazen Williams	0.08
Capacité du tuyau 400 mm avec Hazen Williams	0.17

PROJET: Ecolosol
TITRE: Estimation de la capacité hydraulique requise pour les drains perforés de lixiviat

HYPOTHÈSE: CAPACITÉ EMMAGASINEMENT COUCHE DRAINANTE 10%	
Superficie du secteur - Trois lignes de drains perforés, la phase I est donc divisée en 3	A m ² 7 485
Intensité de pluie (pour 60 min) pour 1/10 ans	B mm/min 0.580
Durée de la pluie	C min 60
Quantité d'eau à drainer	D=A*B*C/1000 m ³ 260
Épaisseur de la couche drainante (sable)	F m 0.3
Capacité d'emmagasinement de la couche drainante (% de l'épaisseur)	E 10%
Volume d'eau retenu par la couche drainante	G=A*F*E m ³ 225
Volume d'eau à évacuer	H=D-G m ³ 36

PROJET: Ecolosol

TITRE: Estimation de la capacité hydraulique requise pour le collecteur de lixiviat

SCÉNARIO 1					
Durée maximale requise pour l'évacuation d'eau	I	h		1	
Débit d'évacuation par cellule	J=H/I	m ³ /h		36	
	J=H/I/3600	m ³ /s		0.010	
SCÉNARIO 2					
Durée maximale requise pour l'évacuation d'eau	I	h		2	
Débit d'évacuation par cellule	J=H/I	m ³ /h		18	
	J=H/I/3600	m ³ /s		0.005	
SCÉNARIO 3					
Durée maximale requise pour l'évacuation d'eau	I	h		3	
Débit d'évacuation par cellule	J=H/I	m ³ /h		12	
	J=H/I/3600	m ³ /s		0.003	

Conduite requise (mm)
150
150
100

Diam(m)	D	0.100	0.150	0.200	0.250	0.300	0.350	0.400
Diam (po)		4	6	8	10			
Hazen-Williams coeff.	C	120	120	120	120	120	120	120
Longueur (m)	L	125	125	125	125	125	125	125
Pente	S	0.0050	0.0050	0.0050	0.0050	0.0050	0.0050	0.0050
Capacité (m ³ /s)	$Q = 0.278 CD^{2.63} S^{0.54}$	0.004	0.013	0.03	0.05	0.08	0.12	0.17

Capacité d'enmagasinement de la couche drainante (% de l'épaisseur)	0
Débit à évacuer 1 hrs (m ³ /s)	0.010
Débit à évacuer 2 hrs (m ³ /s)	0.005
Débit à évacuer 3 hrs (m ³ /s)	0.003
Capacité du tuyau 250 mm avec Hazen Williams	0.05
Capacité du tuyau 300 mm avec Hazen Williams	0.08
Capacité du tuyau 400 mm avec Hazen Williams	0.17

PROJET: Ecolosol
TITRE: Estimation de la capacité hydraulique requise pour le collecteur de lixiviat

HYPOTHESE: CAPACITÉ EMMAGASINEMENT COUCHE DRAINANTE 0%			
Superficie du secteur	A	m ²	7 485
Intensité de pluie (pour 60 min) pour 1/10 ans	B	mm/min	0.580
Durée de la pluie	C	min	60
Quantité d'eau à drainer	D=A*B*C/1000	m ³	260
Épaisseur de la couche drainante (pierre)	F	m	0.3
Capacité d'emmagasinement de la couche drainante (% de l'épaisseur)	E		0%
Volume d'eau retenu par la couche drainante	G=A*F*E	m ³	-
Volume d'eau à évacuer	H=D-G	m ³	260
SCÉNARIO 1			
Durée maximale requise pour l'évacuation d'eau	I	h	1
Débit d'évacuation par cellule	J=H/I	m ³ /h	260
	J=H/I/3600	m ³ /s	0.072
SCÉNARIO 2			
Durée maximale requise pour l'évacuation d'eau	I	h	2
Débit d'évacuation par cellule	J=H/I	m ³ /h	130
	J=H/I/3600	m ³ /s	0.036
SCÉNARIO 3			
Durée maximale requise pour l'évacuation d'eau	I	h	3
Débit d'évacuation par cellule	J=H/I	m ³ /h	87
	J=H/I/3600	m ³ /s	0.024

PROJET: Ecolosol
TITRE: Estimation de la capacité hydraulique requise pour le collecteur de lixiviat

	0.100	0.150	0.200	0.250	0.300	0.350	0.400
Diam(m)	4	6	8	10			
Diam (po)							
Hazen-Williams coeff.	120	120	120	120	120	120	120
Longueur (m)	125	125	125	125	125	125	125
Pente	0.0050	0.0050	0.0050	0.0050	0.0050	0.0050	0.0050
Capacité (m ³ /s)	0.004	0.013	0.028	0.05	0.08	0.12	0.17

Capacité d'enmagasinement de la couche drainante (% de l'épaisseur)	0
Débit à évacuer 1 hrs (m ³ /s)	0.072
Débit à évacuer 2 hrs (m ³ /s)	0.036
Débit à évacuer 3 hrs (m ³ /s)	0.024
Capacité du tuyau 250 mm avec Hazen Williams	0.05
Capacité du tuyau 300 mm avec Hazen Williams	0.08
Capacité du tuyau 400 mm avec Hazen Williams	0.17

ANNEXE 3

VÉRIFICATION DE LA RÉSISTANCE DES CONDUITES EN PEHD

Vérification de la déflexion des tuyaux HDPE lisses

Iowa State Formula

FORMULE
$$\Delta = \frac{D_L KW}{\frac{EI}{r^3} + 0.061 E'}$$

Δ	déflexion dans le diamètre du tuyau, (m)
D_L	facteur de déflexion, sans unité, (= 1.5 (selon fabricant))
K	constante du lit de pose, sans unité (= 0.083 selon fabricant)
W	charge par unité de longueur du tuyau (kN/m)
r	rayon moyen du tuyau (m) (r = (diam ext - ép)/2)
OD	diamètre extérieur du tuyau
E	module d'élasticité du tuyau (kPa) (210 000 kPa est la valeur généralement utilisée).
I	moment d'inertie de la paroi du tuyau par unité de longueur (m ⁴ /m) (ép en m) ³ x 1m/m
E'	module de réaction du sol sous le tuyau, (kPa) (varie selon la nature et la compaction du sol) Une valeur de 100 kPa a été calculée par une étude géotechnique.

2 000 kg/m ³	densité moy des sols de recouvrement et déchets
24 m	hauteur maximale approx des sols

9.8 m/sec ²	constante d'accélération gravitaire pour transformer des kg en N
------------------------	--

% déflexion = Δ / OD

TUYAUX HDPE

W =	1 800 kg/m ³ x	24 m x 9.8 m/sec ² x D / 1000
-----	---------------------------	--

Calculs avec la FORMULE

Tuy HDPE	DR-17	DR 15.5	DR-13.5	DR-11	DR-9
Diam nom (mm)	100	100	100	100	100
OD (mm)	114	114	114	114	114
Ép (mm)	6.73	7.4	8.5	10.4	12.7
r (mm)	53.635	53.3	52.75	51.8	50.65
I (m ⁴ /m)	3.04821E-07	4.05224E-07	6.14125E-07	1.12486E-06	2.04838E-06
W (kN/m)	48.26304	48.26304	48.26304	48.26304	48.26304
E (kPa)	210 000	210 000	210 000	210 000	210 000
E' (kPa)	100	100	100	100	100
Δ (m)	0.014	0.011	0.007	0.004	0.002
% déflexion	12.52	9.28	5.96	3.09	1.59

Tuy HDPE	DR-17	DR 15.5	DR-13.5	DR-11	DR-9
Diam nom (mm)	150	150	150	150	150
OD (mm)	168.28	168.28	168.28	168.28	168.28
Ép (mm)	9.9	10.84	12.47	15.29	18.69
r (mm)	79.19	78.72	77.905	76.495	74.795
I (m ⁴ /m)	9.70299E-07	1.27376E-06	1.9391E-06	3.57456E-06	6.52872E-06
W (kN/m)	71.2430208	71.2430208	71.2430208	71.2430208	71.2430208
E (kPa)	210 000	210 000	210 000	210 000	210 000
E' (kPa)	100	100	100	100	100
Δ (m)	0.021	0.016	0.010	0.005	0.003
% déflexion	12.66	9.51	6.08	3.13	1.61