

Université du Québec
INRS Géoressources

**ANALYSE DE DÉCISION APPLIQUÉE AUX SCÉNARIOS
DE CONTRÔLE HYDRAULIQUE DES EAUX DE
LIXIVIATION AU CENTRE DE TRI ET D'ÉLIMINATION DES DÉCHETS
(C.T.E.D.) DE LA VILLE DE MONTRÉAL, QUÉBEC.**

Par:

Pascal Hamel ing.stag., (B.Sc.a)

Mémoire présenté pour l'obtention du
grade de Maître ès sciences (M.Sc.)
en sciences de la Terre

Janvier 1997



RÉSUMÉ

Le C.T.E.D. de la ville de Montréal est le seul site d'enfouissement sanitaire au Québec à être construit dans une ancienne carrière (Miron) dont le socle rocheux est fracturé. De plus, ce site est le plus grand site d'enfouissement sanitaire au Québec et le troisième en importance en Amérique du Nord. À ce site, comme pour tous les autres, l'enfouissement de déchets peut provoquer la contamination des eaux de surface et souterraines par les eaux de lixiviation (lixiviat). La production des eaux de lixiviation est causée par l'infiltration d'eau dans les déchets, ce qui solubilise des substances chimiques organiques et inorganiques dont les concentrations peuvent excéder les normes environnementales. Normalement, plus il y a d'eau qui s'infiltré ou qui percole dans les déchets, plus grande sera la solubilisation de contaminants et plus grand sera le volume à traiter.

Présentement, le système de captage et de traitement des eaux de lixiviation au C.T.E.D. répond aux normes environnementales. Par contre, pour contrer l'effet observé de l'ancienne carrière Francon adjacente, ces infrastructures devront être améliorées de façon à permettre une exploitation plus sécuritaire et plus longue du C.T.E.D.. Quatre scénarios de contrôle hydraulique des eaux de lixiviation sont proposés dans le présent projet: 1) pompage du lixiviat directement dans les déchets à partir de la station de pompage #1; 2) interception des fuites du côté NE du site par pompage du lixiviat dans le roc; 3) injection d'eau du côté NE dans le roc ce qui force le lixiviat à rester dans le site, l'alimentation des puits d'injection se fait à partir du réseau d'aqueducs de la ville de Montréal; et 4) injection d'eau du côté NE dans le roc ce qui force le lixiviat à rester dans le site, l'alimentation des puits d'injection se fait à partir de puits d'alimentation construits en amont du site du côté SE. Notre but est d'évaluer objectivement le pour et le contre de chaque option, afin d'optimiser la mise en oeuvre et la conception des nouvelles infrastructures de contrôle du lixiviat.

La comparaison des scénarios de contrôle hydraulique des eaux de lixiviation se fera de façon systématique en utilisant l'analyse de décision. La structure de l'analyse de décision est basée sur la combinaison de trois modèles: 1) un modèle de décision basé sur une fonction objective (Φ) décrivant les risques, coûts et bénéfices pour la réalisation d'un ouvrage; 2) un modèle numérique simulant l'écoulement de l'eau souterraine (Lepage, 1996); et 3) un modèle décrivant l'incertitude géologique et l'incertitude dans la caractérisation des paramètres physiques. Une attention particulière sera portée aux deux premiers modèles, tandis que le troisième ne pourra être utilisé que suite à une caractérisation plus détaillée du site.

Pascal Hamel, étudiant

René Lefebvre
Directeur de recherche

René Therrien
Co-directeur de recherche

REMERCIEMENTS

La toute première personne que je veux remercier c'est mon directeur de recherche René Lefebvre, professeur à l'INRS Géoressources, pour son professionnalisme et sa patience à me transmettre ses connaissances en hydrogéologie qui m'ont permis de faire avancer mon projet de maîtrise sur la gestion hydraulique des eaux de lixiviation au C.T.E.D.. Pour ce qui est de mes connaissances en modélisation, je dois remercier mon co-directeur René Therrien, professeur au département de géologie et génie géologique de l'Université Laval. Sans un excellent transfert de connaissances sur le modèle de simulation hydrogéologique (FRAC3DVS), et le processus de modélisation mon travail aurait été plus complexe. C'est pourquoi je tiens à remercier Nicolas Lepage (étudiant à la maîtrise à l'INRS-Géoressources) qui m'a énormément aidé. Je désire souligner la contribution et la collaboration au projet du C.T.E.D. de: Chantale Blais (étudiante à la maîtrise à l'INRS-Géoressources), Olivier Tavchanjian (anciennement à l'INRS-Géoressources, présentement à INCO, Sudbury).

TABLE DES MATIÈRES

Résumé	v
Remerciements	vii
Table des matières	ix
Liste des figures	xv
Liste des tableaux	xix
<u>CHAPITRE I INTRODUCTION</u>	1
1.1) <u>PROBLÉMATIQUE</u>	1
<u>CHAPITRE II LES SITES D'ENFOUISSEMENT</u>	9
2.1) <u>RÉGLEMENTATION</u>	9
2.2) <u>MÉTHODES D'ÉLIMINATION DES DÉCHETS</u>	11
2.3) <u>CLASSIFICATION DES LIEUX D'ENFOUISSEMENT SANITAIRE</u>	11
2.4) <u>PRODUCTION DES EAUX DE LIXIVIATION</u>	12
2.5) <u>COMPOSITION ET CARACTÉRISTIQUES DES EAUX DE LIXIVIATION</u>	14
2.6) <u>SÉLECTION DE L'EMPLACEMENT D'UN LIEU D'ENFOUISSEMENT SANITAIRE</u>	16
2.7) <u>SURVEILLANCE ENVIRONNEMENTALE (MONITORING)</u>	17
2.7.1) <i>Zone vadose</i>	17
2.7.2) <i>Eau souterraine</i>	18
2.7.3) <i>L'air</i>	18
2.8) <u>OPÉRATION D'UN SITE D'ENFOUISSEMENT SANITAIRE</u>	19
2.9) <u>LA FERMETURE ET LA POST-FERMETURE</u>	20
<u>CHAPITRE III CONTEXTE GÉOLOGIQUE ET HYDROGÉOLOGIQUE AU C.T.E.D.</u>	21
3.1) <u>DESCRIPTION DU SITE</u>	21
3.2) <u>CONTEXTE GÉOLOGIQUE DU C.T.E.D.</u>	22
3.3) <u>CONTEXTE HYDROGÉOLOGIQUE</u>	24
3.4) <u>PARAMÈTRES HYDRAULIQUES</u>	25
3.4.1) <i>Des déchets</i>	25
3.4.2) <i>De la roche en place</i>	26

3.5) <u>GESTION DES EAUX DE LIXIVIATION AU C.T.E.D.</u>	27
3.6) <u>COMPILATION DES ÉTUDES HYDROGÉOLOGIQUES ANTÉRIEURES</u>	29

CHAPITRE IV STRUCTURE DE L'ANALYSE DE DÉCISION EN HYDROGÉOLOGIE 33

4.1) <u>ANALYSE DE DÉCISION</u>	33
4.2) <u>STRUCTURE DE L'ANALYSE DE DÉCISION EN HYDROGÉOLOGIE</u>	34
4.2.1) <i>Programme d'investigation sur le terrain</i>	34
4.2.2) <i>Modèle d'incertitude géologique et des paramètres hydrogéologiques</i>	35
4.2.3) <i>Modèle de fiabilité de conception</i>	35
4.2.4) <i>Modèle de simulation hydrogéologique</i>	35
4.2.5) <i>Modèle de décision</i>	35
4.3) <u>STRUCTURE MODÈLE DE DÉCISION</u>	36
4.3.1) <i>Composantes du modèle de décision</i>	38
a) <i>Perspective</i>	38
b) <i>Approche</i>	38
c) <i>Structure de design</i>	38
d) <i>Fonction objective (Φ)</i>	39
e) <i>Durée</i>	40
f) <i>Taux d'escompte</i>	40
g) <i>Utilité</i>	41
h) <i>Définition du succès</i>	41
i) <i>Bénéfices et coûts</i>	41
j) <i>Variables de décision</i>	41
k) <i>Valeur des données</i>	42
4.4) <u>UTILISATION DES PIÈGES HYDRAULIQUES POUR CONTRÔLER LE LIXIVIAT AU C.T.E.D.</u>	42
4.4.1) <i>Création d'une barrière hydraulique avec des puits d'injection périphériques</i>	46
4.4.2) <i>Interception des fuites avec des puits de pompage périphériques</i>	47
4.5) <u>DESCRIPTION SOMMAIRE DES SCÉNARIOS DE CONTRÔLE ET DE GESTION DES EAUX DE LIXIVIATION AU C.T.E.D.</u>	48

CHAPITRE V DESCRIPTION DÉTAILLÉE DES COÛTS RELIÉS AU CONTRÔLE

<u>HYDRAULIQUE DES EAUX DE LIXIVIATION AU C.T.E.D.</u>	51
5.1) <u>MISE EN SITUATION</u>	51

5.2) <u>DESCRIPTION DES COMPOSANTES ET DES GÉNÉRALITÉS</u>	51
5.2.1) <i>Travaux de forage</i>	52
5.2.2) <i>Coulis de ciment</i>	52
5.2.3) <i>Vannes et contrôle de la conduite principale</i>	52
5.2.4) <i>Vannes et contrôle des conduites secondaires</i>	53
5.2.5) <i>Équipement à la tête des puits</i>	53
5.3) <u>COÛTS DE CONSTRUCTION DES INSTALLATIONS AU C.T.E.D.</u>	54
5.3.1) <i>Coût unitaire de construction d'un puits de pompage dans le roc</i>	54
5.3.2) <i>Coût unitaire de construction d'un puits de pompage dans les déchets</i>	56
5.3.3) <i>Coût unitaire de construction d'un puits d'injection dans le roc</i>	58
5.3.4) <i>Coût unitaire de construction d'un puits d'alimentation dans le roc</i>	60
5.4) <u>COÛTS D'EXPLOITATION DES INSTALLATIONS AU C.T.E.D.</u>	62
5.3.1) <i>Coûts du traitement des eaux de lixiviation au peroxyde d'hydrogène (H₂ O₂)</i>	62
5.3.2) <i>Coûts de traitement des eaux de lixiviation par l'ozonation</i>	63
5.3.3) <i>Coûts de pompage à la station de pompage #1</i>	64
5.5) <u>COÛTS D'EXPLOITATION DES INSTALLATIONS PROPOSÉES</u>	65

<u>CHAPITRE VI DESCRIPTION DÉTAILLÉE DES SCÉNARIOS DE CONTRÔLE HYDRAULIQUE DES EAUX DE LIXIVIATION AU C.T.E.D.</u>	69
6.1) <u>CONTRAINTES DE CONCEPTION</u>	69
6.2) <u>SCÉNARIO DE CONTRÔLE #1</u>	70
6.2.1) <i>Description du scénario #1</i>	71
6.2.2) <i>Méthode pour évaluer les coûts du scénario #1</i>	71
6.2.3) <i>Remarques sur le scénario #1</i>	73
6.3) <u>SCÉNARIO DE CONTRÔLE #2</u>	75
6.3.1) <i>Description du scénario #2</i>	76
6.3.2) <i>Méthode pour évaluer les coûts du scénario #2</i>	76
6.3.3) <i>Remarques sur le scénario #2</i>	77
6.4) <u>SCÉNARIO DE CONTRÔLE #3</u>	77
6.4.1) <i>Description du scénario #3</i>	78
6.4.2) <i>Méthode pour évaluer les coûts du scénario #3</i>	78
6.4.3) <i>Remarques sur le scénario #3</i>	79
6.5) <u>SCÉNARIO DE CONTRÔLE #4</u>	80
6.5.1) <i>Description du scénario #4</i>	80

6.5.2) Méthode pour évaluer les coûts du scénario #4.....	81
6.5.3) Remarques sur le scénario #4.....	82

**CHAPITRE VII DESCRIPTION DES PARAMÈTRES NÉCESSAIRES À L'ÉLABORATION DU
MODÈLE CONCEPTUEL REPRÉSENTANT LES CONDITIONS LOCALES AU C.T.E.D..... 83**

7.1) DESCRIPTION DU PROCESSUS DE MODÉLISATION	83
7.1.1) Description des caractéristiques régionales de l'île de Montréal.....	83
a) Contexte hydrologique régional	84
b) Contexte hydraulique régional	84
c) Contexte hydrogéologique régional	84
7.1.2) Modélisation régionale (MODFLOW).....	85
7.1.3) Représentation du réseau d'écoulement.....	85
7.1.4) Intégration et description des caractéristiques locales au C.T.E.D.	85
a) Limite et position du maillage local	85
b) Contexte hydrologique local	86
c) Contexte hydraulique local.....	87
d) Contexte hydrogéologique local	87
7.2) MODÉLISATION LOCALE.....	89
7.2.1) Détermination des conditions limites à Francon.....	89
7.2.2) Modélisation locale (TOUGH2).....	90
7.2.3) Modélisation locale (FRAC3DVS).....	90
7.2.4) Discrétisation spatiale du modèle local.....	91
7.3) RÉSULTATS APRÈS CALIBRATION.....	96
7.3.1) Représentation des lignes d'écoulement (lignes de courant).....	97
7.3.2) Simulation de zones fracturées entre le C.T.E.D. et Francon	99

**CHAPITRE VIII MODÉLISATION ET OPTIMISATION DES SCÉNARIOS DE CONTRÔLE
HYDRAULIQUE DES EAUX DE LIXIVIATION AU C.T.E.D. 103**

8.1) MODIFICATION DU MAILLAGE NÉCESSAIRE À LA MODÉLISATION	103
8.2) COMPARAISON DES RÉSULTATS OBTENUS AVEC LES DEUX MAILLAGES	105
8.3) MODÉLISATION DU SCÉNARIO DE CONTRÔLE HYDRAULIQUE #1.....	106
8.4) MODÉLISATION DU SCÉNARIO DE CONTRÔLE HYDRAULIQUE #2.....	112
8.5) MODÉLISATION DU SCÉNARIO DE CONTRÔLE HYDRAULIQUE #3.....	122

8.6) <u>MODIFICATION DU MAILLAGE POUR LA MODÉLISATION DU QUATRIÈME SCÉNARIO</u>	130
8.7) <u>MODÉLISATION DU SCÉNARIO DE CONTRÔLE HYDRAULIQUE #4</u>	132
8.8) <u>COMPARAISON ENTRE LA PIÉZOMÉTRIE DE BASE ET CELLE OBTENUE POUR LE CAS OPTIMUM DU SCÉNARIO #4</u>	136
<u>CHAPITRE IX DISCUSSIONS ET RECOMMANDATIONS</u>	139
9.1) <u>DISCUSSION DES RÉSULTATS</u>	139
9.1.1) <i>Scénario de contrôle hydraulique #1</i>	142
9.1.2) <i>Scénario de contrôle hydraulique #2</i>	142
9.1.3) <i>Scénario de contrôle hydraulique #3</i>	143
9.1.4) <i>Scénario de contrôle hydraulique #4</i>	143
9.1.5) <i>Comparaison des coûts en fonction des taux de pompage et d'injection</i>	144
9.2) <u>DISCUSSION SUR L'APPROCHE GLOBALE</u>	145
9.2.1) <i>Limites de l'étude</i>	145
9.2.2) <i>Les résultats sont applicables à:</i>	145
9.2.3) <i>Les résultats ne sont pas applicables à:</i>	146
9.3) <u>RECOMMANDATIONS</u>	146
ANNEXE A: Fichier d'entrée sur FRAC3DVS pour le cas optimum du scénario #1	147
ANNEXE B: Fichier d'entrée sur FRAC3DVS pour le cas optimum du scénario #2	153
ANNEXE C: Fichier d'entrée sur FRAC3DVS pour le cas optimum du scénario #3	161
ANNEXE D: Fichier d'entrée sur FRAC3DVS pour le cas optimum du scénario #4	169
ANNEXE E: Calcul de la fonction objective des coûts pour le scénario #1	177
ANNEXE F: Calcul de la fonction objective des coûts pour le scénario #2	187
ANNEXE G: Calcul de la fonction objective des coûts pour le scénario #3	203
ANNEXE H: Calcul de la fonction objective des coûts pour le scénario #4	221
BIBLIOGRAPHIE	227

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I

Figure #1.1	Localisation du C.T.E.D. sur l'Île de Montréal _____	4
Figure #1.2	Agrandissement de la zone étudiée _____	5

CHAPITRE II

Figure #2.1	Représentation de la production du lixiviat _____	13
--------------------	---	----

CHAPITRE III

Figure #3.1	Zones d'exploitation du C.T.E.D. _____	22
Figure #3.2	Coupe géologique du C.T.E.D. _____	23
Figure #3.3	Carte piézométrique de l'Île de Montréal _____	24
Figure #3.4	Carte piézométrique du C.T.E.D. _____	25
Figure #3.5	Localisation des stations de pompage _____	28
Figure #3.6	Élévation du fond de la carrière avant enfouissement _____	29
Figure #3.7	Localisation des puits et forages au C.T.E.D. _____	31

CHAPITRE IV

Figure #4.1	Structure de l'analyse de décision en hydrogéologie _____	34
Figure #4.2	Carte piézométrique du C.T.E.D. et fuites supposées vers Francon _____	44
Figure #4.3	Isolement des fuites par des puits d'injection _____	46
Figure #4.4	Interception des fuites par des puits de pompage _____	47
Figure #4.5	Scénarios de contrôle hydraulique pour le C.T.E.D. _____	49

CHAPITRE V

Figure #5.1	Schéma d'un puits de pompage dans le roc _____	55
Figure #5.2	Schéma d'un puits de pompage dans les déchets _____	57
Figure #5.3	Schéma d'un puits d'injection dans le roc _____	59
Figure #5.4	Schéma d'un puits d'alimentation dans le roc _____	61

CHAPITRE VI

Figure #6.1	Représentation du scénario de contrôle #1 _____	70
Figure #6.2	Schématisation de la courbe des coûts en fonction du débit de pompage _____	72
Figure #6.3	Profil des contraintes en fonction de la hauteur de la nappe dans les déchets _____	74
Figure #6.4	Variation de la contrainte effective en fonction de la hauteur de la nappe phréatique _____	74
Figure #6.5	Représentation du scénario de contrôle #2 _____	75
Figure #6.6	Représentation du scénario de contrôle #3 _____	77
Figure #6.7	Représentation du scénario de contrôle #4 _____	80

CHAPITRE VII

Figure #7.1	Limite du maillage pour la modélisation locale _____	86
Figure #7.2	Piézométrie régionale simulée (MODFLOW) _____	88
Figure #7.3	Piézométrie régionale simulée autour du C.T.E.D. _____	88
Figure #7.4	Carte piézométrique du C.T.E.D. _____	89
Figure #7.5	Représentation de la discrétisation du maillage local _____	92
Figure #7.6	Représentation de la topographie du terrain naturel ainsi que de la pente du maillage _____	93
Figure #7.7	Représentation schématique de deux coupes montrant la discrétisation verticale au C.T.E.D. _____	94
Figure #7.8	Représentation de la topographie du fond de la carrière avant l'enfouissement _____	95
Figure #7.9	Résultats de la modélisation à partir du modèle FRAC3DVS _____	97
Figure #7.10	Représentation des lignes d'écoulement obtenues à partir de FRAC3DVS _____	98
Figure #7.11	Vue en plan et en élévation des zones plus perméables qui représentent la fracturation _____	99
Figure #7.12	Position des coupes verticales _____	100
Figure #7.13	Carte isocontour des vitesses passant à travers les sections ABC pour le cas de référence _____	101

CHAPITRE VIII

Figure #8.1	Représentation en 2D et 3D de la nouvelle discrétisation pour le modèle local _____	104
Figure #8.2	Représentation des lignes d'écoulement pour le scénario #1 _____	108
Figure #8.3	Représentation des zones d'appels de lixiviat pour le scénario #1 avec différent taux de pompage à la station de pompage #1 _____	109
Figure #8.4	Représentation de la loi normale et association avec les zones d'appels _____	111
Figure #8.5	Graphique de la fonction objective en fonction du taux de pompage à la station de pompage #1 pour le scénario #1 _____	112
Figure #8.6	Disposition des puits de pompage pour la première série de simulations du scénario #2 _____	113
Figure #8.7	Représentation des lignes d'écoulement pour la première série de simulations du scénario #2 _____	114
Figure #8.8	Disposition des puits de pompage pour la deuxième série de simulations du scénario #2 _____	115
Figure #8.9	Représentation des lignes d'écoulement pour la deuxième série de simulations du scénario #2 _____	117
Figure #8.10	Représentation des lignes d'écoulement pour l'optimisation des débits du scénario #2 _____	119
Figure #8.11	Graphique de la fonction objective en fonction du taux de pompage dans les puits du côté NE pour le scénario #2 _____	122
Figure #8.12	Disposition des puits d'injection pour la première série de simulations du scénario #3 _____	123
Figure #8.13	Représentation des lignes d'écoulement pour la première série de simulations du scénario #3 _____	124
Figure #8.14	Ajout du puits d'injection (Pi0) pour la deuxième série de simulations du scénario #3 _____	125
Figure #8.15	Représentation des lignes d'écoulement pour la deuxième série de simulations du scénario #3 _____	126

Figure #8.16	Représentation des lignes d'écoulement pour les simulations d'optimisation du scénario #3	<u>127</u>
Figure #8.17	Graphique de la fonction objective en fonction du taux de pompage à la station de pompage #1 et dans les puits d'injection du côté NE pour le scénario #3	<u>129</u>
Figure #8.18	Représentation en 2D et 3D de la nouvelle discrétisation pour la modélisation du scénario #4	<u>131</u>
Figure #8.19	Disposition des puits d'injection et d'alimentation pour les simulations du scénario #4	<u>132</u>
Figure #8.20	Représentation des lignes d'écoulement pour les simulations du scénario #4	<u>133</u>
Figure #8.21	Graphique de la fonction objective en fonction du taux de pompage dans les puits d'alimentation et dans les puits d'injection pour le scénario #4	<u>135</u>
Figure #8.22	Comparaison entre la piézométrie du scénario #4 et le cas de base	<u>137</u>
Figure #8.23	Différence entre la piézométrie du scénario #4 et le cas de base	<u>138</u>

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I

Tableau #1.1	Quantité de déchets enfouis au C.T.E.D. depuis son ouverture _____	6
---------------------	--	---

CHAPITRE II

Tableau #2.1	Nombre de lieux d'élimination au Québec en 1993 _____	11
Tableau #2.2	Facteurs influençant la production des eaux de lixiviation _____	13
Tableau #2.3	Composition des eaux de lixiviation _____	15

CHAPITRE III

Tableau #3.1	Résumé des conductivités hydrauliques dans les déchets _____	26
Tableau #3.2	Compilation des puits au C.T.E.D. _____	30

CHAPITRE IV

Tableau #4.1	Composantes du modèle de décision _____	37
---------------------	---	----

CHAPITRE V

Tableau #5.1	Coût unitaire de construction d'un puits de pompage dans le roc _____	56
Tableau #5.2	Coût unitaire de construction d'un puits de pompage dans les déchets _____	58
Tableau #5.3	Coût unitaire de construction d'un puits d'injection dans le roc _____	60
Tableau #5.4	Coût unitaire de construction d'un puits d'alimentation dans le roc _____	62
Tableau #5.5	Traitement des eaux de lixiviation au peroxyde d'hydrogène _____	63
Tableau #5.6	Traitement des eaux de lixiviation avec de l'ozone _____	64
Tableau #5.7	Pompage des eaux de lixiviation à la station de pompage #1 _____	65
Tableau #5.8	Coût d'exploitation des puits de pompage dans le roc _____	66
Tableau #5.9	Coût d'exploitation des puits de pompage dans les déchets _____	67
Tableau #5.10	Coût d'exploitation des puits d'injection dans le roc _____	67
Tableau #5.11	Coût d'exploitation des puits d'alimentation dans le roc _____	68
Tableau #5.12	Résumé des coûts nécessaires à l'évaluation des fonctions objectives _____	68

CHAPITRE VI

Tableau #6.1	Composantes du scénario #1 _____	70
Tableau #6.2	Composantes du scénario #2 _____	75
Tableau #6.3	Composantes du scénario #3 _____	78
Tableau #6.4	Composantes du scénario #4 _____	80

CHAPITRE VII

Tableau #7.1	Liste des paramètres calibrés pour le modèle local avec FRAC3DVS _____	96
---------------------	--	----

CHAPITRE VIII

Tableau #8.1	Comparaison des résultats obtenus à partir des deux maillages dans le roc _____	105
---------------------	---	-----

Tableau #8.2	Comparaison des résultats obtenus à partir des deux maillages dans les déchets	106
Tableau #8.3	Description des simulations pour le scénario #1	107
Tableau #8.4	Détermination des facteurs de pondération (β) et calcul de la fonction objective des coûts pour le scénario #1(Φ)	111
Tableau #8.5	Description de la première série de simulations avec un espacement constant et un débit constant pour le scénario #2	113
Tableau #8.6	Description de la deuxième série de simulations pour le scénario #2 avec la nouvelle disposition des puits et un débit constant	116
Tableau #8.7	Description des scénarios d'optimisation des débits pour le scénario #2	118
Tableau #8.8	Nombre de lignes d'écoulement qui vont vers Francon, évaluation du facteur de pondération de l'échec (β) et calcul de la fonction objective des coûts (Φ) pour le scénario #2	121
Tableau #8.9	Description de la première série de simulations avec un espacement constant et un débit constant pour le scénario #3	123
Tableau #8.10	Description de la deuxième série de simulations pour le scénario #3 lorsque le taux de pompage à la station de pompage #1 change et les taux d'injection changent	126
Tableau #8.11	Description de l'optimisation pour le scénario #3 lorsque le taux de pompage à la station de pompage #1 change et les taux d'injection changent	127
Tableau #8.12	Nombre de lignes d'écoulement qui vont vers Francon, évaluation du facteur de pondération de l'échec (β) et calcul de la fonction objective des coûts (Φ) pour le scénario #3	129
Tableau #8.13	Description des simulations pour le scénario #4	133
Tableau #8.14	Nombre de lignes d'écoulement qui vont vers Francon, évaluation du facteur de pondération de l'échec (β) et calcul de la fonction objective des coûts (Φ) pour le scénario #4	135
Tableau #8.15	Comparaison des niveaux piézométriques dans le roc	136
Tableau #8.16	Comparaison des niveaux piézométriques dans les déchets	137

CHAPITRE IX

Tableau #9.1	Avantages et inconvénients pour chacun des scénarios	141
Tableau #9.2	Volume d'eau qui nécessite un traitement et coûts totaux des scénarios	144

CHAPITRE I

Introduction

1.1) PROBLÉMATIQUE

L'enfouissement sanitaire est une importante source potentielle de contamination des eaux de surface et souterraines. En s'infiltrant dans les déchets, l'eau peut solubiliser des substances chimiques organiques et inorganiques dont les concentrations peuvent excéder les normes de rejets à l'égout sanitaire. L'eau de lixiviation, appelée aussi lixiviat, peut devenir une source de contamination des eaux souterraines. Pour éviter ce problème, il faut capter le lixiviat et en retirer les contaminants par un traitement approprié, avant que la contamination ne se propage. Normalement, plus il y a d'eau qui s'infiltré ou qui percole dans les déchets, plus grande sera la solubilisation de contaminants et plus grand sera le volume à traiter. Donc ce que l'on veut, c'est limiter l'apport d'eau vers la zone d'enfouissement des déchets pour ainsi diminuer les coûts d'isolation et de traitement du lixiviat.

Les processus contrôlant la migration des contaminants en milieu poreux sont connus. Ils sont: l'advection, qui est la migration de contaminants causée par l'écoulement de l'eau souterraine; la dispersion mécanique, qui est le processus de mélange hydraulique causé par les variations de vitesse au niveau des pores; et la diffusion moléculaire, qui est le transport provenant des gradients de concentration des contaminants. Le premier terme caractérise le transport des contaminants tandis que les deux autres sont les facteurs caractérisant la dilution [Fetter, 1992].

La propagation des contaminants dans une matrice de roc fracturé est aussi importante que dans un milieu poreux. La complexité de ce milieu a fait que les recherches sur ce sujet sont plus rares. Le roc fracturé doit être considéré comme un milieu poreux, ce qui implique que l'eau peut circuler dans les fractures comme dans la matrice. Au niveau d'une fracture, l'eau circule par advection dans le sens longitudinal de la fracture tandis que la diffusion moléculaire se produit normalement et parallèlement à l'axe longitudinal de la fracture. Pour des débits élevés, l'advection sera le facteur

prédominant tandis que pour de faibles débits, la diffusion moléculaire dominera et le profil de concentration à travers la fracture sera homogénéisé [Fetter, 1992].

Un autre phénomène constituant un risque environnemental est présent dans les sites d'enfouissement. À la suite de la dégradation bactérienne de la partie organique des déchets (C,H,O,N), il y a production de gaz qu'on appelle biogaz. Cette transformation de la matière organique, principalement en méthane (CH₄ [47,4%]), en dioxyde de carbone (CO₂ [47%]), en azote (N₂[3,7%]) et en oxygène (O₂ [0,8%]), se divise en deux grandes phases de production [Ham, 1979]. La première phase qu'on appelle aérobie se déroule en présence d'oxygène et la seconde phase, anaérobie, se déroule en absence d'oxygène. Il existe plusieurs facteurs qui influencent la qualité et la quantité de méthane qui sera produit lors de la décomposition des déchets. Les principaux facteurs pouvant expliquer cette variation sont la quantité et la composition des déchets, l'humidité, la température, le pH, l'alcalinité, la quantité et la qualité des nutriments [Tchobanoglous, Theisen et Vigil, 1993]. Bien que très intéressant, ce sujet ne sera pas abordé directement lors du présent projet. Ce qui retiendra notre attention, c'est plutôt le contrôle et la gestion hydraulique des eaux de lixiviation.

Les activités de gestion et de contrôle des sites d'enfouissement sont comparables à celles devant être effectuées pour un site contaminé en voie de restauration. Généralement, la gestion d'un site contaminé se divise en deux étapes. En premier lieu, si la source est toujours active, il faut la contrôler pour empêcher l'agrandissement du panache de contamination. Deuxièmement, il faut restaurer les lieux contaminés pour diminuer au maximum la concentration des contaminants. Cette dernière étape est souvent difficile à réaliser avec les techniques actuelles de décontamination et elle implique des coûts très élevés [Fetter, 1992].

Plusieurs méthodes existent pour contrôler la contamination des eaux de surface et souterraines par les eaux de lixiviation. Chacune d'entre elles a pour objet d'empêcher la migration du contaminant vers l'extérieur du site ainsi que de permettre la capture du lixiviat avant son rejet vers le réseau ambiant. Ces méthodes utilisent l'une ou l'autre des approches générales suivantes:

- Empêcher ou minimiser l'entrée et la sortie d'eau des déchets par des membranes (à la base, au pourtour et recouvrant le site), tout ceci pour imperméabiliser le site. De plus, l'installation de drains autour du site permet d'intercepter l'eau de ruissellement avant qu'elle ne pénètre dans les déchets.

- Empêcher ou minimiser la sortie d'eau, en utilisant des membranes et systèmes de drainage à la base et au pourtour du site.

- Contrôler la génération et l'agrandissement du panache de contamination en créant des pièges hydrauliques à l'aide de puits de pompage et/ou d'injection.

Il est très important de considérer dans les installations de contrôle la présence de puits de surveillance (monitoring) qui permettent de s'assurer que le système de contrôle est efficace et que le site respecte les normes environnementales.

Notre étude portera sur le contrôle et la gestion des eaux de lixiviation au Centre de Tri et d'Élimination des Déchets de la ville de Montréal (C.T.E.D.). Le C.T.E.D. est un site d'enfouissement sanitaire situé sur l'île de Montréal aménagé sur le site de l'ancienne carrière Miron (**Figure #1.1 et #1.2**). Le socle rocheux de cette carrière est fait de roches calcaires dont la géologie est caractérisée par une séquence sédimentaire de trois groupes de l'Ordovicien moyen et de quelques intrusions Montérégiennes de la période Crétacé. L'hydrogéologie est contrôlée par la roche encaissante et les déchets. La surface libre se situe entre cinq et dix mètres de profondeur [*Bodineau et Rouillard, 1995*]. La gestion et le contrôle adéquat du lixiviat et des biogaz nécessite une caractérisation du milieu fracturé et des déchets.

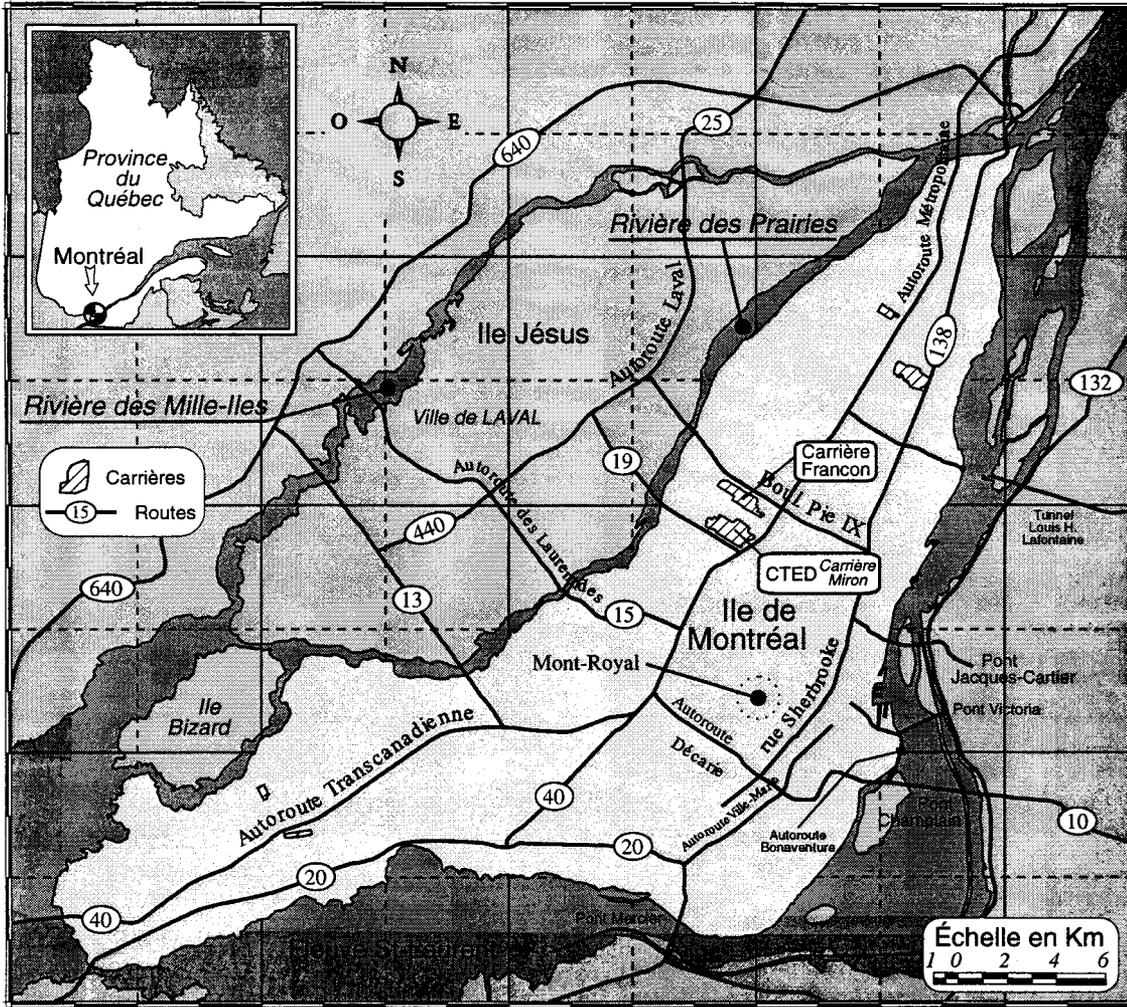


Figure #1.1 Localisation du C.T.E.D. sur l'Île de Montréal
[Adapté de: Lepage, 1996]

Le C.T.E.D. est limité au Nord-Est par la rue d'Iberville, au Sud-Ouest par la rue Papineau, au Sud-Est par la rue Jarry et au Nord-Ouest par la rue Charland. Dans un rayon de deux kilomètres, on retrouve la Rivière-des-Prairies au Nord-Ouest, l'autoroute métropolitain au Sud-Est et l'ancienne carrière Francon au Nord-Est (**Figure #1.2**).

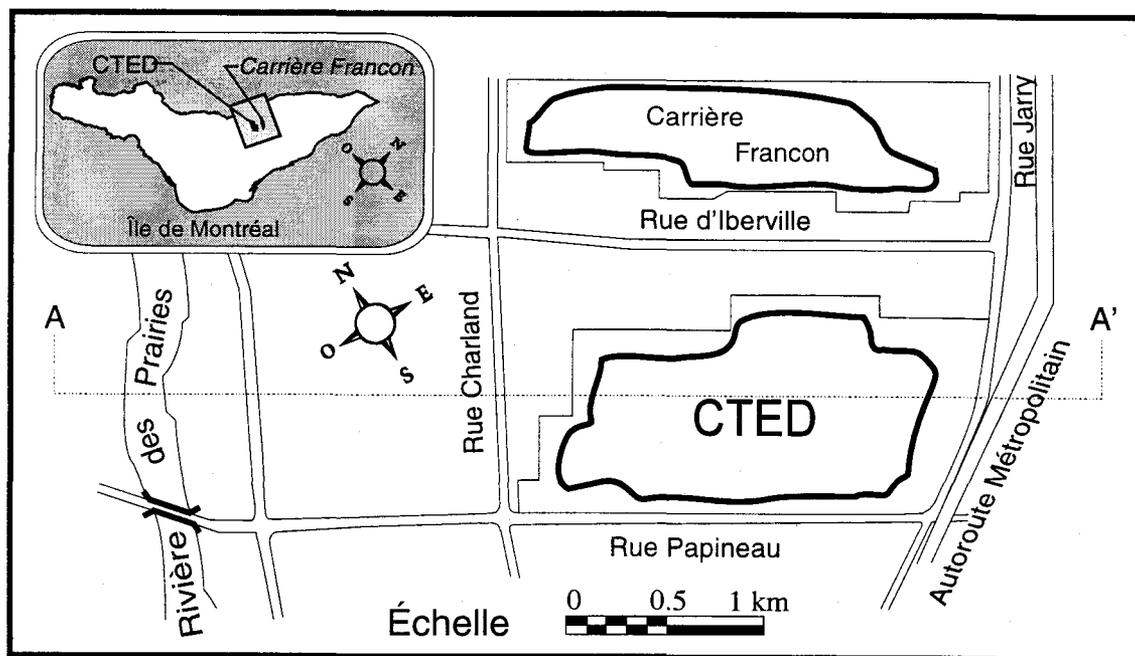


Figure #1.2 Agrandissement de la zone étudiée

La superficie totale du site est de 198 hectares, dont 75 servent à l'enfouissement des déchets et l'épaisseur des déchets peut atteindre 75 mètres. Les dimensions du C.T.E.D. sont de 2200 x 900 mètres, tandis que Francon a 2300 x 500 mètres. Toutes ces caractéristiques font du C.T.E.D. le troisième plus grand site d'enfouissement sanitaire en Amérique du Nord [Bodineau et Rouillard, 1995].

Les opérations d'excavation dans l'ancienne carrière Miron ont débuté en 1925 et se sont poursuivies jusqu'en 1987. Ce n'est qu'en 1968 que les activités d'enfouissement de déchets ont débutées. Pendant la période de 1968 à 1987, les deux opérations étaient menées en même temps. En 1984, la ville de Montréal s'est portée acquéreur du site bien que la compagnie Miron a continué de l'opérer jusqu'en 1987. Pendant cette période, un comité composé de la ville de Montréal, de la compagnie Miron et du Ministère de l'environnement et de la faune a été formé pour favoriser le transfert des activités. Une fois le transfert effectué, la ville de Montréal a commandé des études de caractérisation qui ont permis d'envisager la fermeture du site d'enfouissement sanitaire vers 1993. Considérant la baisse du volume de déchets, les efforts d'augmentation du recyclage et de la récupération, la date de fermeture du C.T.E.D. a été repoussée jusqu'au moins 1998. Parallèlement à ces efforts, la ville de Montréal s'efforce de contrôler les nuisances environnementales (biogaz, lixiviat). Un projet d'agrandissement est présentement en évaluation et les directives sont en préparation.

Au début des opérations d'enfouissement au C.T.E.D., les déchets étaient composés des ordures domestiques de la ville de Montréal, des déchets industriels (sable de fonderie) et des déchets de raffineries. En 1979, la compagnie Miron s'est conformée au nouveau règlement sur les déchets solides [*Gazette officielle du Québec, 1978 (Q-2,r.3.2.)*]. Cette modification dans la réglementation a changé la définition de la composition des déchets solides, ce qui a provoqué une révision quant aux déchets acceptés au site.

Pour l'instant, il est estimé qu'annuellement 600 000 tonnes de déchets sont enfouis. De ce nombre, 250 000 tonnes sont de déchets domestiques de la ville de Montréal, le reste provient des industries, des commerces et des villes avoisinantes. Il a été estimé qu'à ce jour plus de 32 millions de tonnes de déchets ont été enfouis sur le site (**Tableau #1.1**) [*Nastev, 1995*].

Tableau #1.1 Quantité de déchets enfouis au C.T.E.D. (en tonnes) depuis son ouverture
[Ville de Montréal, 1991]

Année	Déchets enfouis	Déchets enfouis (cumulatif)	Année	Déchets enfouis	Déchets enfouis (cumulatif)
1968	909 091	909 091	1982	1 374 175	17 448 089
1969	945 455	1 894 546	1983	1 401 658	18 849 747
1970	983 273	2 837 819	1984	1 401 657	20 251 404
1971	1 022 604	3 860 423	1985	1 401 657	21 653 061
1972	1 063 508	4 923 931	1986	1 401 657	23 054 718
1973	1 106 048	6 029 979	1987	1 401 657	24 456 375
1974	1 150 290	7 180 269	1988	1 401 657	25 758 782
1975	1 196 302	8 376 571	1989	1 487 900	27 246 682
1976	1 220 227	9 596 798	1990	1 620 100	28 866 782
1977	1 244 632	10 841 430	1991	1 094 000	29 960 782
1978	1 269 525	12 110 955	1992	320 400	30 281 182
1979	1 294 915	13 405 870	1993	600 000	30 881 182
1980	1 320 814	14 726 684	1994	600 000	31 481 182
1981	1 347 230	16 073 914	1995	600 000	32 081 182

Le C.T.E.D. est en milieu urbain et il doit se soumettre à la réglementation sur les déchets solides, ce qui impose des contraintes supplémentaires. Ces contraintes sont d'ordre: pratique, technique, géologique, sociale et économique. Pratiquement, comme le site est en milieu urbain, des normes existent sur les distances minimales à respecter lors de l'enfouissement de déchets. Ces normes sont très difficiles à rencontrer dans le cas présent car les résidences étaient déjà en place lorsque

l'exploitation a commencé et de plus, la réglementation n'existait pas encore. Techniquement, le milieu fracturé est mal défini, ce qui rend très difficile de prévoir exactement la perméabilité et la continuité du milieu, donc difficile de prévoir la quantité et le parcours du lixiviat vers l'extérieur du site. Géologiquement, il est connu que le mur du côté NE est fracturé, mais la caractérisation n'est pas complète [*Géophysique GPR international inc. (GPR), 1990*]. Socialement, personne n'aime avoir un site d'enfouissement dans son voisinage, que ce soit pour les odeurs, le bruit, le paysage ou la pollution. Donc, la bonne gestion du site doit se faire en considérant toutes ces contraintes.

Il pourrait sembler qu'une solution serait de construire un nouveau site, de repartir en neuf, tout en respectant la mentalité du projet de règlement sur les déchets solides du Ministère de l'environnement et de la faune. Cependant, cette option n'est pas réaliste face aux contraintes économiques en plus des délais nécessaires pour les audiences publiques et l'obtention d'un permis. De plus, si le site n'est plus en opération, il faut assurer quand même le contrôle des nuisances (biogaz, lixiviat), ce qui serait plus difficile à supporter sans les revenus de l'enfouissement.

Actuellement au C.T.E.D., les installations de contrôle et de traitement du lixiviat se composent de trois stations de pompage, d'un bassin de traitement et d'un bassin de sédimentation [*Ministère de l'environnement et de la faune (MEF), 1994b*]. Bien que ce système soit généralement efficace, il est prévu de faire l'amélioration des installations de gestion et de contrôle du lixiviat pour mieux contrer l'effet de la présence de la carrière Francon sur l'écoulement en bordure du C.T.E.D..

Plusieurs nouvelles méthodes de contrôle ont été proposées pour améliorer le présent système de captage des eaux de lixiviation au C.T.E.D. [*Bodineau, 1994*]: 1) pompage du lixiviat directement dans les déchets; 2) pompage du lixiviat dans le roc; 3) injection d'eau dans le roc; et 4) injection de coulis de ciment dans le roc. Bien que ces options offrent toutes un certain potentiel de succès, il serait intéressant d'évaluer objectivement le pour et le contre de chaque option, afin d'optimiser la mise en oeuvre et la conception des nouvelles infrastructures de contrôle du lixiviat.

À l'aide du modèle numérique de l'écoulement de l'eau souterraine au C.T.E.D. [*Lepage, 1996*], il sera possible d'évaluer l'effet de la modification de l'écoulement par une contrainte hydraulique (pompage et/ou injection). En utilisant ce modèle comme outil d'évaluation des scénarios de contrôle, il sera possible de vérifier l'effet de la mesure de contrôle hydraulique sur l'écoulement local au C.T.E.D.. Des résultats obtenus, nous pourrions identifier les scénarios qui semblent contrôler le mieux la génération et la propagation du panache de contamination. Une fois les solutions optimisées, les paramètres du modèle peuvent être variés en tenant compte de l'effet de l'incertitude provenant de la caractérisation hydraulique sur la stabilité des solutions. Une fois les résultats

analysés, nous pourrions déterminer la méthode de contrôle la plus efficace pour faire la gestion du lixiviat au C.T.E.D..

La comparaison des nouveaux scénarios de contrôle du lixiviat se fera de façon systématique en utilisant l'analyse de décision. La méthode d'analyse de décision que nous utiliserons est celle qui est proposée par Freeze et ses collaborateurs [Freeze *et al.*, 1990; Massmann *et al.*, 1991; Sperling *et al.*, 1992; Freeze *et al.*, 1992]. L'approche utilisée est celle de l'analyse de décision dans des projets où l'hydrogéologie joue un rôle important et où l'on doit faire de la conception. La structure de l'analyse de décision est basée sur la combinaison de trois modèles: 1) un modèle de décision basé sur une fonction objective (Φ) décrivant les risques, coûts et bénéfices pour la réalisation d'un ouvrage; 2) un modèle numérique simulant l'écoulement de l'eau souterraine; et 3) un modèle décrivant l'incertitude géologique et l'incertitude dans la caractérisation des paramètres physiques. Ce modèle de décision nous permettra d'optimiser la gestion hydraulique du lixiviat mais il pourrait aussi servir à faire un contrôle de la migration d'un contaminant pour n'importe quelle autre condition. Donc c'est une méthode d'analyse qui s'applique à tout processus hydrogéologique.

CHAPITRE II

Les sites d'enfouissement

2.1) RÉGLEMENTATION

Dans les années soixante et soixante-dix, au Québec, les déchets domestiques se retrouvaient au dépotoir municipal. Le dépotoir était, comme son nom l'indique, l'endroit où l'on accumulait les déchets et autres objets qui ne servaient plus. Les dépotoirs étaient localisés à l'extérieur des villes ou villages, assez loin pour que les odeurs, les rats et les ours n'incommodent pas les voisins, mais assez rapprochés pour minimiser les frais de transport. La modification des habitudes de consommation et de fabrication des biens a provoqué l'augmentation de la production de déchets solides: soit directement par la quantité de biens utilisés et rejetés, soit indirectement par les rebuts issus des procédés de fabrication, d'emballage et de transport des biens de consommation. Au fil des années, le territoire des villes s'est rapidement étendu et les petits villages périphériques sont devenus des municipalités de banlieue. Les dépotoirs ont été rattrapés puis cernés et quelquefois même recouverts par le développement résidentiel ou commercial et finalement la plupart ont été fermés.

Au cours de ces années, les dépotoirs étaient régis par le Règlement sur les matières de vidanges, déchets et nuisances (A.C.479 (1944)76 C.O. 1230), compris dans la Loi sur l'hygiène publique datant de 1941. La modification des habitudes a forcé la séparation de la gestion des déchets et l'hygiène publique en 1978. On a alors remplacé l'ancien règlement par le Règlement sur les déchets solides (Q-2, r.14), faisant partie de la Loi sur la qualité de l'environnement (L.R.Q., c. Q-2), ce qui a provoqué la transformation des dépotoirs en lieux d'enfouissement sanitaire.

On estime à 7,2 millions de tonnes la quantité de résidus solides produits annuellement au Québec, ce qui représente l'équivalent d'une tonne métrique par habitant. Les résidus solides sont constitués de l'ensemble des matériaux dont l'usage a pris fin et qui sont mis d'une façon ou d'une autre au rebut. Les trois grandes catégories de déchets sont domestique, commerciale et industrielle.

En septembre 1989, le Gouvernement du Québec a proposé une politique de gestion intégrée des déchets solides qui avait comme constats qu'il y avait trop de déchets et que les méthodes d'élimination étaient non sécuritaires. La politique propose que, d'ici l'an 2000, on réduise de 50% la production de déchets, en prenant 1988 comme année de référence. Il faut aussi faire la refonte du règlement sur les déchets solides et, finalement, procéder à la correction de lieux non conformes afin de rendre l'élimination sécuritaire.

Au cours des vingt dernières années, les volumes et la nature des déchets se sont tellement modifiés avec l'apparition des collectes de résidus valorisables et des collectes de déchets dangereux. Les impacts négatifs grandissants de l'enfouissement conventionnel sur les milieux récepteurs (l'eau, l'air et le sol) entraînent l'obligation d'utiliser des technologies de plus en plus sophistiquées pour diminuer, contrôler et corriger les effets pernicieux de l'enfouissement sanitaire traditionnel. Actuellement, la refonte du règlement sur les déchets solides est en élaboration. Il aura comme principales orientations techniques de rendre les lieux d'enfouissement étanches, de faire une révision des normes sur le captage des eaux de lixiviation, d'établir des normes sur la concentration de biogaz, d'assujettir les exploitants à un programme de surveillance des eaux souterraines et des eaux rejetées aux cours d'eau, d'envisager le recouvrement final multicouche, de déterminer la surélévation après une étude d'intégration au paysage et de resserrer les normes au niveau des lieux d'enfouissement de débris de construction et de démolition et des lieux d'enfouissement en tranchée. Le tout devra être compatible avec les objectifs de gestion des impacts environnementaux et du développement durable.

Les opinions face au projet de refonte du règlement sur les déchets solides sont très partagées. Certains ingénieurs considèrent que le manuel contient trop de précisions techniques, qui permettent de faire la conception d'un site d'enfouissement sans faire appel aux connaissances d'un ingénieur et sans considérer les conditions particulières d'un site. Du point de vue légal, les personnes responsables de la réglementation disent qu'il faut établir des normes fixes et précises pour faciliter l'interprétation des textes de loi et ainsi assurer une application uniforme. Bien que la refonte soit très précise, après démonstration adéquate d'équivalence, des méthodes différentes de celles prescrites pourraient être appliquées. Ce qui laisse place à l'innovation et à des conceptions plus sécuritaires, donc l'ingénieur est encore indispensable.

Des audiences publiques en matière de gestion des déchets solides sont présentement en élaboration dans tout le Québec. Le bureau des audiences publiques en environnement (BAPE) visite chacune des régions au cours des mois de mars et avril 1996, pour ensuite présenter un rapport sur la situation de la gestion des déchets solides au Québec au ministre de l'environnement

(Jacques Brassard). C'est pourquoi le Gouvernement du Québec attend avant d'officialiser le nouveau règlement sur les déchets solides [MEF, 1994a]. D'après les gens qui participent à l'élaboration du règlement, la version finale devrait conserver le concept d'imperméabilisation des sites, contrairement à l'ancien qui favorisait l'atténuation naturelle. En ce moment, le Gouvernement procède cas par cas pour faire la gestion des projets de construction et d'agrandissement des sites d'enfouissement [Binette, 1995].

2.2) MÉTHODES D'ÉLIMINATION DES DÉCHETS

Depuis quelques années au Québec, la quantité de déchets éliminés dans les lieux d'élimination des déchets solides est pratiquement stable. Elle se chiffre à 5,2 millions de tonnes de déchets éliminés qu'on divise en cinq catégories :

Tableau #2.1 Nombre de lieux d'élimination au Québec en 1993
[MEF, 1993]

Type de lieu	Nombre	% de la population	% de la masse
Incinérateur	3	22	10.4
Enfouissement sanitaire	69	73	72.7
Dépôt en tranchée	353	3	1.7
Dépôt de matériaux secs	97	0 ⁽¹⁾	1.0
Dépotoir	44	2	14.2
Total =	566	100	100

(1) Clientèle commerciale et industrielle surtout

Des 69 Lieux d'Enfouissement Sanitaire (L.E.S.), 45 reçoivent moins de 20 000 tonnes de déchets annuellement, ce qui correspond à 11% de la masse enfouie. Les 24 autres reçoivent plus de 20 000 tonnes, ce qui correspond à 89% de la masse enfouie. Ces statistiques laissent entrevoir une augmentation du nombre de site de grande envergure, donc une augmentation de la gestion professionnelle des sites d'enfouissement sanitaire.

2.3) CLASSIFICATION DES LIEUX D'ENFOUISSEMENT SANITAIRE

Les lieux d'enfouissement sanitaire se divisent en quatre types : on retrouve les L.E.S. par atténuation (36), les L.E.S. en milieu imperméable (28), les L.E.S. aménagés (4) et le dernier, qui nous intéresse ici, les L.E.S. en carrière (1) [Simard, 1993].

Les L.E.S par atténuation (TYPE I: 36) sont des sites où on se fie sur les capacités naturelles du sol pour diminuer l'effet des contaminants. Il est possible que les contaminants fassent résurgence

sur les terrains avoisinants. Dans ce type d'enfouissement, on doit contrôler beaucoup d'eau car il n'y a aucun système de captage dans la zone d'enfouissement.

Les L.E.S. en milieu imperméable (TYPE II: 28) sont des sites qui ont un système de captage des eaux de lixiviation et un système de traitement composé d'un bassin de rétention, d'un étang d'aération et d'un étang de sédimentation (polissage).

Les L.E.S. aménagés (TYPE III: 4) sont des sites construits en milieu perméable qu'on imperméabilise avec de la bentonite et/ou des membranes géotextiles. Des systèmes de captage du lixiviat et des biogaz font partie de ce type d'installation.

Le L.E.S en carrière de roc (TYPE IV: 1) est le site qui nous intéresse dans cette étude. Ce type de lieu a pour avantage que le trou servant à l'enfouissement est déjà là, donc pas besoin de faire d'excavation. Cependant, comme normalement le roc est fracturé, il faut préalablement imperméabiliser le site, ce qui n'a pas été fait au C.T.E.D.. Et comme on va enfouir des déchets, il faut prévoir des systèmes de captage du lixiviat et des biogaz.

2.4) PRODUCTION DES EAUX DE LIXIVIATION

L'eau qui s'infiltre dans un site d'enfouissement sanitaire peut solubiliser des substances ou entraîner des particules en suspension pour former les eaux de lixiviation. En percolant à travers les déchets, il y a solubilisation de produits chimiques et microbiologiques. Les déchets qui sont enfouis possèdent une teneur en eau initiale (20 à 30% [$\text{Poids}_{\text{eau}}/\text{Poids}_{\text{déchets}}$]) qui se voit modifiée par plusieurs facteurs comme: les précipitations directes, l'écoulement de surface, l'intrusion de l'eau souterraine, l'irrigation, la décomposition des déchets, l'évapotranspiration et l'enfouissement des boues et/ou des liquides. Tous ces facteurs font varier la teneur en eau des déchets jusqu'à leur capacité de rétention. Au début, les déchets sont en conditions non saturées et au fur et à mesure que la quantité d'eau augmente, les déchets deviennent en conditions saturées. Une fois cette condition atteinte, il y a alors percolation de l'eau et production de lixiviat. Donc, une méthode efficace pour connaître la production de lixiviat est de faire un bilan de masse d'eau qui entre et celle qui sort. Si on fait la différence entre les sources et les pertes on obtient la production de lixiviat (**Tableau #2.2**).

Tableau #2.2 Facteurs influençant la production des eaux de lixiviation
[Nastev, 1995]

Sources	Pertes
Précipitation (P)	Eau en phase gazeuse (G_{vapeur})
Humidité initiale des déchets et des matériaux de surface (H)	Eau qui est consommée lors de la production de gaz ($G_{production}$)
Ruissellement qui entre (R_{entre})	Ruissellement qui sort (R_{sort})
Eau souterraine qui entre (S_{entre})	Eau souterraine qui sort (S_{sort})
	Évapotranspiration (E)

L'équation nous permettant de calculer la production de lixiviat par un bilan de masse est la suivante (les termes sont décrits au **tableau #2.2**):

$$L = (P - R_{sort} - E) + R_{entre} + (S_{entre} - S_{sort}) + H - G_{production} - G_{vapeur} \pm \text{emmagasinement}$$

Le principal facteur influençant la production de lixiviat est le premier terme entre les parenthèses. Il représente l'infiltration d'eau dans le site d'enfouissement sanitaire provenant des précipitations directes. Dans cette expression, il est possible de diminuer l'infiltration par les techniques d'enfouissement et une fermeture plus étanche des sites d'enfouissement abandonnés.

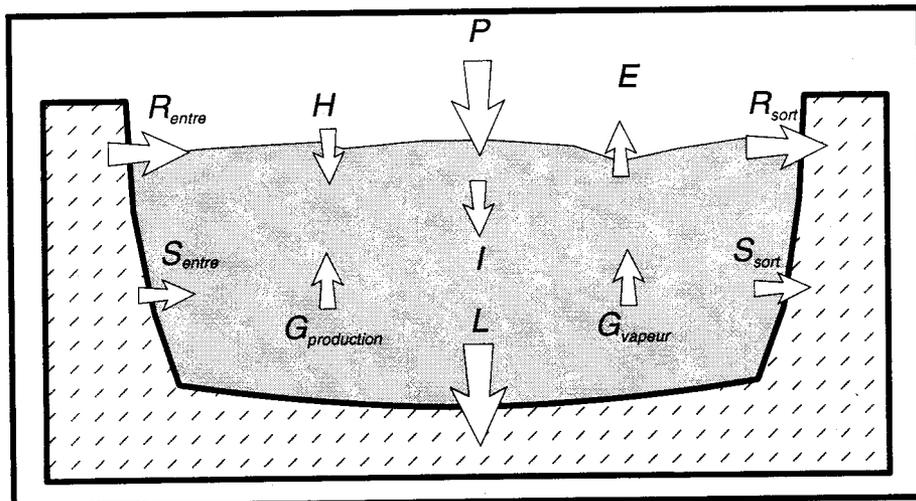


Figure #2.1 Représentation de la production du lixiviat

2.5) COMPOSITION ET CARACTÉRISTIQUES DES EAUX DE LIXIVIATION

La composition des eaux de lixiviation varie selon le type de déchets enfouis et le temps écoulé depuis que l'enfouissement a eu lieu. Habituellement, le lixiviat provenant des déchets enfouis récemment contient des concentrations plus fortes de substances organiques dissoutes que celui provenant des sites moins récents.

Il est très difficile de prévoir la composition des eaux de lixiviation car il y a trop de facteurs qui influencent la formation du lixiviat (la composition des déchets, l'âge des déchets, le mode d'opération du site, le climat, les conditions hydrogéologiques, les conditions à l'intérieur du site comme: les activités chimiques et biologiques, degré de saturation des déchets, la température, le pH, le degré de stabilisation et la compaction). Des études antérieures caractérisent le lixiviat avec des ordres de grandeurs ou en liant la composition du lixiviat à l'âge du site d'enfouissement [McGinley et Kmet, 1984; Lu, Morrison et Stearns, 1981; Robinson et Maris, 1979]. De plus, il serait intéressant de développer une équation mathématique qui caractériserait l'évolution des concentrations des contaminants dans le temps, tout en considérant l'augmentation d'humidité dans les déchets [Reitzel, Faquhar et McBean, 1992].

Il est possible d'évaluer la composition du lixiviat en le comparant à des analyses provenant de différentes sources de caractérisation (**Tableau #2.3**). Pour la ville de Montréal, ce sont les normes des rejets à l'égout sanitaire qui s'appliquent (règlement 87: colonne 9). Pour des raisons de comparaisons, l'article 30 du Règlement sur les déchets solides (colonne 10) est mentionné. Cependant cette norme s'applique seulement aux eaux souterraines qui font résurgences (selon le cas édicté par l'article 29 du Règlement sur les déchets solides).

En comparant les données du C.T.E.D. aux normes des règlements, on se rend compte que les composés phénoliques, les sulfures totaux, les chlorures, la DBO₅, et la DCO sont en concentrations excédant les normes de l'article 30 (colonne 10) pour le rejet au réseau hydrographique de surface du ministère de l'environnement et de la faune. Cependant, seuls les sulfures totaux ne rencontrent pas la norme de la Communauté Urbaine de Montréal (C.U.M.) pour le rejet à l'égout. De cette observation, il est possible de conclure que le lixiviat pompé à la station de pompage #1 est moins chargé en contaminants que celui pompé à d'autres lieux d'enfouissement sanitaire. En comparant l'article 30 du Règlement sur les déchets solides (colonne 10) à l'article 44 du projet de refonte du Règlement sur les déchets solides (colonne 11), il n'est pas évident que le prochain règlement sera plus sévère.

Tableau #2.3 Composition des eaux de lixiviation

Élément	Cas réels							Réglementation			
	1	2	3	4	5	6	7	CTED			
	8	9	10	11							
Demande chimique en oxygène (COO)	40-8850	65-11600	3000-8000	100-500	6-699000	31-71700	500-80000	880		100	100
Demande biochimique oxygène (CBO)	81-33360	<2-8000	2000-30000	100-200	ND-198000	4-57700	20-40000	201		40	40
Carbone organique total (COI)	295-28000	21-4400	1900-20000	80-180	ND-40000	70-27700		194			
Solides totaux (ST)	0-59200					1480-56300					
Solides dissous (SD)	584-46600				584-58000						
Solides en suspension (SS)	10-700		200-2000	100-400	2-140800						50
Conductivité spécifique (ms/cm)	2810-16800				480-72500	1400-17000					
Alcalinité (CaCO ₃)	0-20500		1000-10000	200-1000	ND-15080	140-6880	300-11500	2880			
Dureté (CaCO ₃)	0-22800		300-10000	200-900	0-1-225000						
Phosphore total (P)	0-130		5-100	0-10	ND-234	0-2-120	0-1-30				
Ortho-phosphates (P)	6-585	<0-02-3-4	4-80	0-8							
Azote ammoniacal (NH ₃ +NH ₄)	0-1106	5-730	10-800	20-40	ND-1200	2-1080	30-3000	289			30
Azote inorganique (NO ₃ +NO ₂)	0-2-10-29	<0-2-4-9	5-40	0-10	ND-250	0-51	0-80				
Azote organique (N)		ND-155	10-800	80-120			10-4250				
Azote Kjeldahl					2-3320	7-1970	50-5000				
Sulfate (SO ₄)	1-1558	5-5-45	50-1000	20-50	ND-1880	5-3940	10-1750	7-15		1500	
Sulfures totaux								45-9	5	2	1
Cyanures totaux								<0-04	10	0-1	0-2
Composés phénoliques								0-162	1	0-02	0-05
Aluminium (Al)					ND-85						
Cadmium (Cd)		<0-005-0-01			ND-0-4		0-0005-0-14	<0-001	2	0-1	0-1
Calcium (Ca)	60-7200	165-1150	200-3000	100-400	3-2500	70-3900	10-2500				
Chlore (Cl)	4-7-2-467	70-2777	200-3000	100-400	2-11375	30-5000	100-5000	1625		1500	
Chrome (Cr)		<0-05-0-14			ND-46	0-02-18	0-08-1-8	0-02	5	0-5	1
Cuivre (Cu)		<0-01-0-15			ND-9	0-005-2-2	0-004-1-4	<0-02	5	1	1
Fer (Fe)		0-09-380	50-1200	20-200	ND-4000	4-2200	3-2100	0-2		17	10
Manganèse (Mn)	0-08-125	0-32-265			ND-400	0-6-41	0-3-65				
Magnésium (Mg)	17-15500	12-480	50-1500	50-200	4-780	3-1140	40-1150				
Mercuré (Hg)					ND-3		0-0002-0-005	<0-0001	0-05	0-001	0-05
Nickel (Ni)		<0-05-0-16			ND-75	0-02-79	0-02-2-05	0-05	5	1	1
Pb (Pb)		<0-05-0-22			ND-142	0-001-1-44	0-008-1-02	<0-01	2	0-1	0-1
Potassium (K)		20-680	200-1000	50-400	ND-3200	35-2300	10-2500	4-2			
Sodium (Na)	0-7700	43-2500	200-2500	100-200	12-8010	20-7800	50-4000	1428			
Zinc (Zn)		<0-05-0-95			ND-731	0-08-220	0-1-120	<0-025	10	1	1
Coliformes totaux (UIC/100ml)						0-1025		93		200	200
Coliformes fécaux (UIC/100ml)						0-1025		93		200	400
Huiles et graisses minérales								0-7	30	15	15
pH	3-7-8-5	6-2-7-4	4-5-7-5	6-6-7-5	3-7-8-9	4-7-8-8	4-5-9-0				6-0-8-5

*Toutes les valeurs sont en (mg/l) sauf pour le pH et lorsqu'indiqué

1) Koerner, R. M., 1990 (18 différent sites)
2) Robinson, Barber and Maris, 1982 (15 sites des Nations Unies)
3) Tchobanoglous et al., 1993, Tableau 11.13 (Nouveaux sites)
4) Tchobanoglous et al., 1993, Tableau 11.13 (Sites de plus de 10 ans)
5) Bagchi, 1990, Tableau 3.14 (Proviert de plusieurs sites)
6) Pohland et Harper, 1985
7) Ervig, H.J., 1999
8) Station #1 zone #4 au CTED, MEF, 1994b
9) Normes du règlement 87 de la CUM
10) Article 30 du présent règlement sur les déchets solides
11) Article 44 de la refonte du règlement sur les déchets solides

2.6) SÉLECTION DE L'EMPLACEMENT D'UN LIEU D'ENFOUISSEMENT SANITAIRE

Cette discussion est basée sur Tchobanoglous, Theisen et Vigil, 1993. Bien qu'il existe plusieurs types de L.E.S., tous devront se soumettre à la future réglementation sur les déchets solides du Ministère de l'Environnement et de la Faune. Donc, avant d'entreprendre la construction d'un nouveau site d'enfouissement sanitaire, il faut considérer plusieurs facteurs et il faut s'assurer de répondre aux nouvelles exigences.

Il faut considérer le transport des déchets, c'est à dire qu'il ne faut pas installer le site trop loin de la région qu'on veut desservir. De plus en plus, la sélection des sites est économique et politique, donc il sera de moins en moins rare de voir des sites où l'on devra parcourir une grande distance avant l'enfouissement.

Il existe aussi des restrictions selon la réglementation qui est encore en fonction [MEF,1992], dont voici les grandes lignes (articles 24 à 27) :

- ne pas l'installer dans une zone d'inondation de zéro-cent (0-100) ans;
- être à au moins 150 mètres d'un plan d'eau;
- être à plus d'un kilomètre d'une prise d'eau;
- sol homogène sur au moins six mètres avec une conductivité hydraulique $\leq 1 \times 10^{-6}$ cm/s.

Il faut s'assurer d'avoir l'espace disponible pour pouvoir opérer le site pendant une période qui sera rentable pour le propriétaire du site.

Comme les sites sont de plus en plus loin des villes, il faut s'assurer d'avoir accès au site choisi. Si possible, il est très avantageux d'avoir un chemin de fer qui passe proche du site. De cette façon, la possibilité d'utiliser le train comme moyen de transport est envisageable.

Après chaque journée d'opération, il faut recouvrir les déchets. Donc il faut s'assurer d'avoir le matériel de recouvrement dans un rayon d'accès rapproché. De plus, la topographie doit être considérée car elle affectera le choix de la méthode d'enfouissement et elle modifiera les travaux de nivellement et d'excavation nécessaires.

Il faut tenir compte des conditions climatiques car à certains endroits, l'hiver est si rigoureux que l'accès au site peut être compromis. Si le sol gèle, il faut s'assurer d'avoir du matériel de

recouvrement en tas si l'excavation est impraticable. Le vent aussi est un facteur à considérer pour contrôler le déplacement des déchets et des odeurs.

L'hydrologie de l'eau de surface est très importante lors de l'évaluation de la quantité d'eau qui devra être gérée pour faire le traitement du lixiviat. Il est important de pouvoir diminuer à un minimum le volume d'eau à traiter. De plus, la connaissance de l'hydrologie nous permet d'éviter de prendre en considération des sites qui font partie d'une plaine de débordement.

Finalement, la géologie et l'hydrogéologie sont les deux facteurs clés pour faire l'évaluation des risques et de l'envergure de la pollution envisageable. De plus, ces deux caractéristiques permettent d'évaluer les possibilités de contamination de la nappe d'eau souterraine.

2.7) SURVEILLANCE ENVIRONNEMENTALE (MONITORING)

Cette étape est indispensable dans la conception d'un site d'enfouissement sanitaire. Elle permet de s'assurer que les contaminants, qui peuvent affecter la santé publique et l'environnement, ne s'échappent pas du système de collecte et, qu'après traitement, les rejets rencontrent les standards de qualité [*Tchobanoglous, Theisen et Vigil, 1993*].

Le programme d'échantillonnage se divise en trois parties: (1) les gaz et liquides dans la zone vadose, (2) l'eau souterraine et (3) la qualité de l'air. Les méthodes d'échantillonnage sont soit directes, par la collecte d'un échantillon pour en faire l'analyse dans un laboratoire accrédité, ou indirectes, par la détection d'un contaminant sans en faire l'analyse.

2.7.1) Zone vadose

La zone vadose correspond à la partie comprise entre le niveau naturel du sol et la surface libre. Dans cette zone, les pores ne sont pas saturés en eau car l'eau et l'air coexistent dans ce milieu. C'est pour cette raison qu'il faut faire la surveillance et le contrôle des liquides et des gaz dans cette zone.

La surveillance des liquides permet de détecter une fuite de lixiviat par le fond du site d'enfouissement. Pour pouvoir échantillonner cette zone, il faut tenir compte du fait que l'eau présente dans les pores du sol et du roc se trouve à une pression plus basse que la pression atmosphérique parce qu'elle est retenue par une succion capillaire. Donc, pour pouvoir échantillonner l'eau de la zone vadose, il faut développer une pression négative (succion). Pour cette

raison, les puits conventionnels ne sont pas utilisables, on doit plutôt utiliser des lysimètres à succion [Bagchi, 1990].

La surveillance des gaz permet de détecter un mouvement latéral causant probablement la migration des gaz vers l'extérieur du site. Pour obtenir un contrôle plus serré, les gaz sont échantillonnés à différentes hauteurs de la zone vadose.

2.7.2) Eau souterraine

L'intrusion de lixiviat et de gaz peut modifier la qualité de l'eau souterraine. C'est pourquoi il faut en faire la surveillance. Le transport d'un contaminant dans la zone saturée dépend de sa solubilité dans l'eau, de sa dégradation naturelle et de sa rétention (adsorption) avec les matériaux du site. De plus, les conditions géologiques et hydrogéologiques influencent l'advection et la dispersion des contaminants.

Il existe deux méthodes pour détecter la contamination de l'eau souterraine. La première est directe avec des puits de surveillance et la deuxième utilise des techniques géophysiques. La deuxième méthode s'applique à la remédiation d'un site et non à un système d'échantillonnage routinier comme la première méthode.

Nous pouvons faire la surveillance en installant des systèmes de contrôle, tout en prenant bien soin de mesurer le gradient ascendant et descendant. Les contaminants ne se déplacent pas tous de la même façon, ceux qui sont immiscibles et légers flottent (LLPNA), les immiscibles et lourds (DLPNA) sont contrôlés par leur densité et leur viscosité. Pour ce qui est des miscibles, ils sont transportés avec l'eau souterraine. Les espèces nonréactives, comme les chlorures, sont susceptibles d'avoir une grande mobilité tandis que les métaux lourds sont moins mobiles. Cette diminution de mobilité s'explique par l'adsorption des ions métalliques chargés positivement sur le sol chargé négativement et sur la matière organique. Donc, pour faire un contrôle adéquat, il faut imaginer le mieux possible l'allure que le panache de contamination peut prendre. Dans cette caractérisation, il ne faut pas oublier que la migration des contaminants est un phénomène en trois dimensions. Donc, la position verticale est aussi importante que la position horizontale.

2.7.3) L'air

Le contrôle de l'air se divise en trois catégories, (1) la qualité de l'air ambiant, (2) la qualité des gaz extraits et (3) les gaz après valorisation et/ou traitement. La surveillance de la qualité de l'air ambiant

permet de s'assurer qu'il n'y a pas de migration de contaminants gazeux vers l'extérieur des limites du site d'enfouissement. La surveillance des gaz générés par le site permet de déterminer la composition des gaz et d'identifier la présence de gaz dangereux pour la santé. La surveillance après valorisation et/ou traitement permet de contrôler les gaz avant le rejet dans l'air ambiant, donc contrôle les concentrations par rapport aux normes.

2.8) OPÉRATION D'UN SITE D'ENFOUISSEMENT SANITAIRE

Lors de l'opération d'un site d'enfouissement, la planification des opérations est une étape importante. Un simple plan, bien structuré, est un facteur très important pour que l'opération du site soit bonne. En prévoyant l'achalandage et les voies de circulation des camions, on évite ainsi la confusion, les embouteillages et les pertes de temps. Si, par exemple, nous savons que tôt le matin il y a beaucoup de gros camions, il serait intéressant de restreindre l'accès au public à la fin de la matinée.

Un autre facteur important est la logistique de remplissage du site. Une fois la géométrie du site établie, il est nécessaire de planifier l'avancement et le design des cellules. Tout ceci sera fonction de la quantité de matériel de recouvrement disponible, de la topographie, de l'hydrologie et de la géologie du site. Une bonne planification permettra de tenir compte de la variation de la quantité de déchets, des conditions climatiques et permettra de prévoir et non de subir. Tout ceci en gardant comme principe de base que les déchets doivent être recouverts le plus vite possible. Il existe autant de méthodes de remplissage qu'il existe de sites. Il suffit donc d'en établir une qui respecte les normes et les contraintes locales.

Pour connaître la quantité de déchets qui sont enfouis, il faut installer un poste de pesée à l'entrée du site pour contrôler les camions qui entrent et sortent. À partir du poids, il est possible d'évaluer le volume occupé par les déchets après compaction. Les postes de pesée ne sont pas tous installés de la même façon. Les installations sont fonctions du nombre de camions qui visitent le site par heure. On retrouve même des installations avec un détecteur de radiation pour les substances radioactives. Comme il existe des sites moins bien installés, des inspections de chargement sont nécessaires. L'inspection de chargement permet de vérifier si le transporteur tente d'envoyer à l'enfouissement des déchets dangereux. Celui qui sera trouvé coupable se verra sanctionner par le propriétaire du site d'enfouissement, la sanction pouvant aller jusqu'à l'interdiction d'enfouir des déchets. Cette mesure de contrôle est nécessaire pour assurer la sûreté et la sécurité des travailleurs, du public et ainsi diminuer l'impact potentiel du site sur l'environnement.

2.9) LA FERMETURE ET LA POST-FERMETURE

Avant même d'entreprendre l'ouverture d'un site d'enfouissement, il faut planifier la fermeture et la post-fermeture de celui-ci. Bien que techniquement et théoriquement réalisable, il est très difficile économiquement de faire la gestion d'un site qui n'a plus d'entrée d'argent. Pour cette raison, il faut prévoir des réserves d'argent pour opérer le site après sa fermeture. L'établissement d'un plan de fermeture clair et précis est l'élément le plus important pour faire une bonne gestion et l'entretien à long terme d'un site d'enfouissement. Dans ce plan, on doit inclure les détails concernant la couverture finale, la valorisation du terrain, le contrôle du ruissellement et de l'érosion, la collecte et le traitement des gaz et du lixiviat, et finalement la planification de la surveillance environnementale.

CHAPITRE III

Contexte Géologique au C.T.E.D.

3.1) DESCRIPTION DU SITE

Pour faire un meilleur contrôle et une optimisation de la gestion, le site du C.T.E.D. a été subdivisé en zone d'opérations (**Figure #3.1**) [MEF, 1994b].

La zone 1A, a été en opération de 1968 à 1973 et elle fut caractérisée comme une décharge incontrôlée. Tout ceci parce qu'aucune étude n'a été faite avant l'enfouissement et qu'aucun système de contrôle de lixiviat n'a été installé, seul le système d'assèchement de la carrière était opérationnel. Dans cette zone, la hauteur d'enfouissement a atteint 67 mètres. La zone 1B, a été en opération de 1973 à 1976, et son exploitation fut identique à la zone 1A.

La zone 2A, a été en opération de 1973 à 1976. Cependant une imperméabilisation des parois à l'aide d'une couche d'argile ainsi que l'installation de conduites de captage des biogaz ont été faits avant l'enfouissement des 61 mètres de déchets. La zone 2B, a été en opération de 1978 à 1985. Son exploitation fut semblable à celle de la zone 2A, mis à part le fait que, depuis 1980, le captage et le traitement des eaux de lixiviation et des biogaz est pratiqué. Il est important de noter qu'une partie des gaz récupérés a été utilisée pour des opérations de la cimenterie.

Les trois zones les plus récentes, les zones 3, 3A et 4, ne sont pas complétées. Elles ont été respectivement en opération de 1984 à 1990, de 1986 à 1990 et de 1991 à aujourd'hui. La dernière zone a été installée avec un système de captage des biogaz à même le fond de la carrière et les déchets sont enfouis sur une hauteur de 60 mètres. De plus, un tapis de pierre concassée d'un mètre d'épaisseur repose sur le plancher de la zone 4 et draine les eaux de lixiviation vers la station de pompage #1 localisée au point bas de cette dernière.

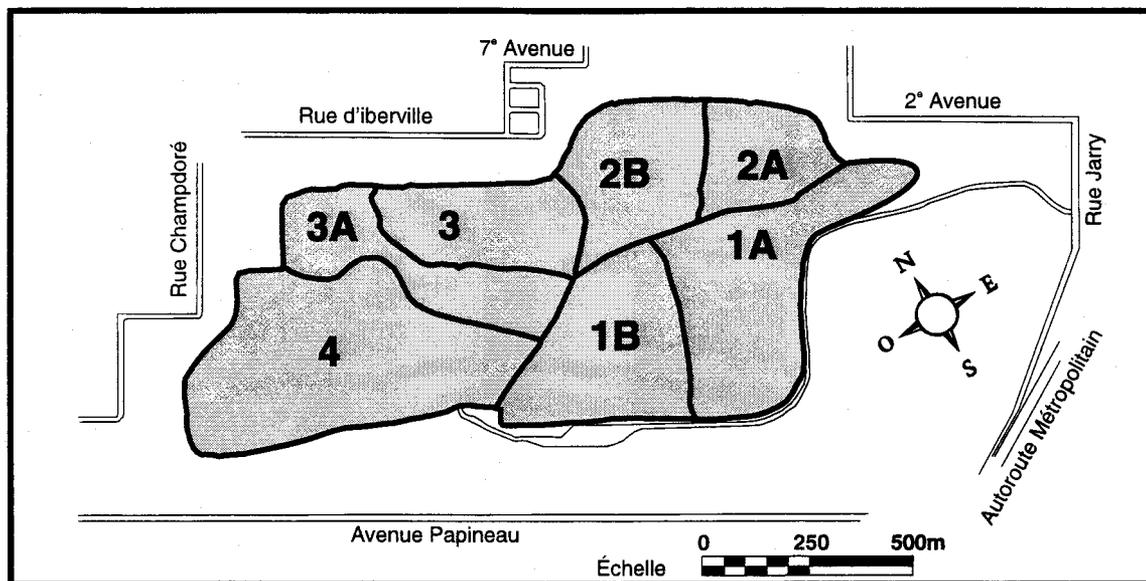
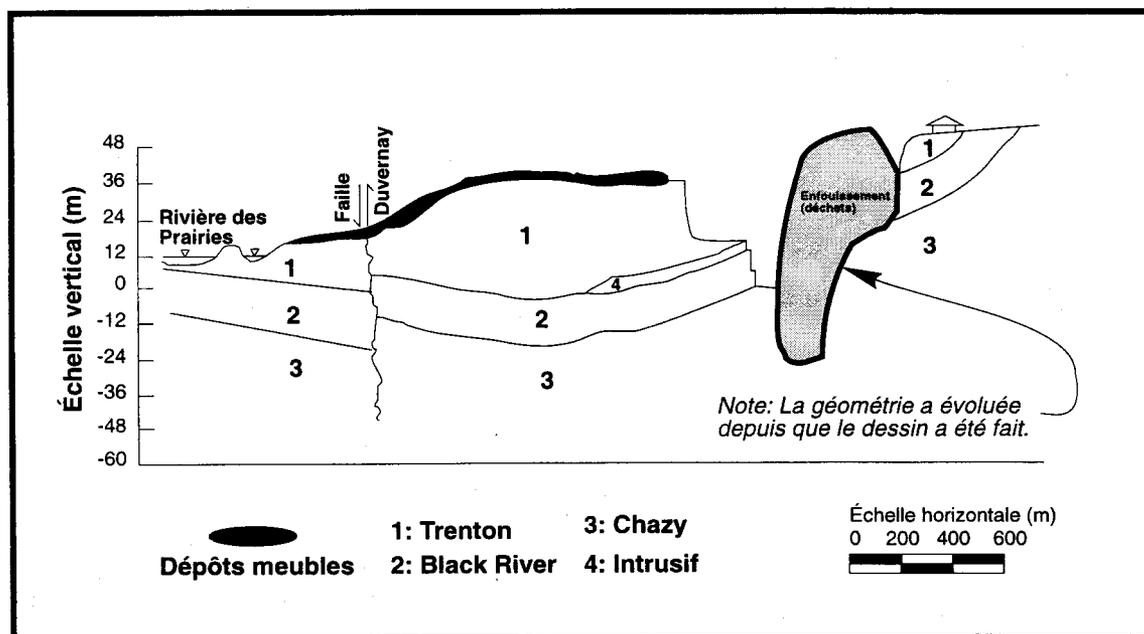


Figure #3.1 Zones d'exploitation du C.T.E.D.

3.2) CONTEXTE GÉOLOGIQUE DU C.T.E.D.

Le C.T.E.D. se situe dans la région physiographique des Basses-Terres du St-Laurent. De minces dépôts meubles de tills glaciaire (un à cinq mètres) recouvrent des roches sédimentaires des périodes Cambrienne et Ordovicienne de l'ère Paléozoïque inférieure. La géométrie est due à une série de plissements de très faible amplitude des formations sédimentaires avec quelques failles. Des roches intrusives du Crétacé associées aux collines Montérégiennes recourent l'unité géologique sous forme de filon-couches et de dykes.

De la base vers le sommet, la colonne stratigraphique se compose des groupes de Chazy, Black River et du Trenton inférieur, dont voici une illustration et une description (**Figure #3.2**):



Groupe de Chazy (3): Calcarénite fossilifère, parfois argileuse, interlitée par endroits de lits de dolomie massive, de shale ou de bancs de grès. Son épaisseur totale est évaluée à 85 mètres.

Groupe de Black River (2): Épaisseur pouvant atteindre 12 à 15 mètres.

- Formation de Pamélie: Dolomie ou dolomie schisteuse à litage de 60 à 90 centimètres interlitée de shale dolomitique.

- Formation de Lowville: Calcaire en lits de 20 à 30 centimètres d'épaisseur, interlité par des endroits de petites passées de shale.

- Formation de Leray: Calcaire gris sombre en lits épais, variant de 50 à 100 centimètres d'épaisseur.

C'est entre le Black River et le Trenton qu'on retrouve un filon couche de type lamprophyre de trois mètres d'épaisseur associé aux intrusions montérégiennes.

Groupe de Trenton (1):

- Formation de Rockland: Calcaire argileux finement cristallin.

- Formation de Mile-End: Calcaire bien stratifié à lits minces ou épais; parfois noduleux, il devient plus cristallin vers le sommet.

- Formation de Deschambeault:

Lits de calcarénite massive de 20 à 70 centimètres d'épaisseur.
Ce calcaire est presque entièrement composé de fragments de fossiles.

Le C.T.E.D. se situe sur le flan nord-ouest de l'anticlinal de Villeray, dont le pendage est vers le nord-ouest de deux, trois et huit degrés dans la partie sud-est de la carrière et tout ceci est près de l'axe du pli anticlinal. Il y a trois réseaux de diaclases [GPR, 1990] sur le site du C.T.E.D. qui sont orientés E-O, NO-SE et N-S et leur pendage varie de 70 à 90 degrés.

3.3) CONTEXTE HYDROGÉOLOGIQUE

En utilisant les résultats de la modélisation régionale de l'écoulement de l'eau souterraine sur l'île de Montréal [Lepage, 1996], il est possible de constater que l'écoulement de l'eau souterraine est contrôlé par la topographie du socle rocheux, donc l'eau s'écoule du centre de l'île vers l'extérieur. De plus, il est possible d'observer un écoulement radial autour du Mont-Royal. Cette dernière zone constitue un important secteur de réalimentation de la nappe à cause de la grande surface des espaces verts (**Figure #3.3**).

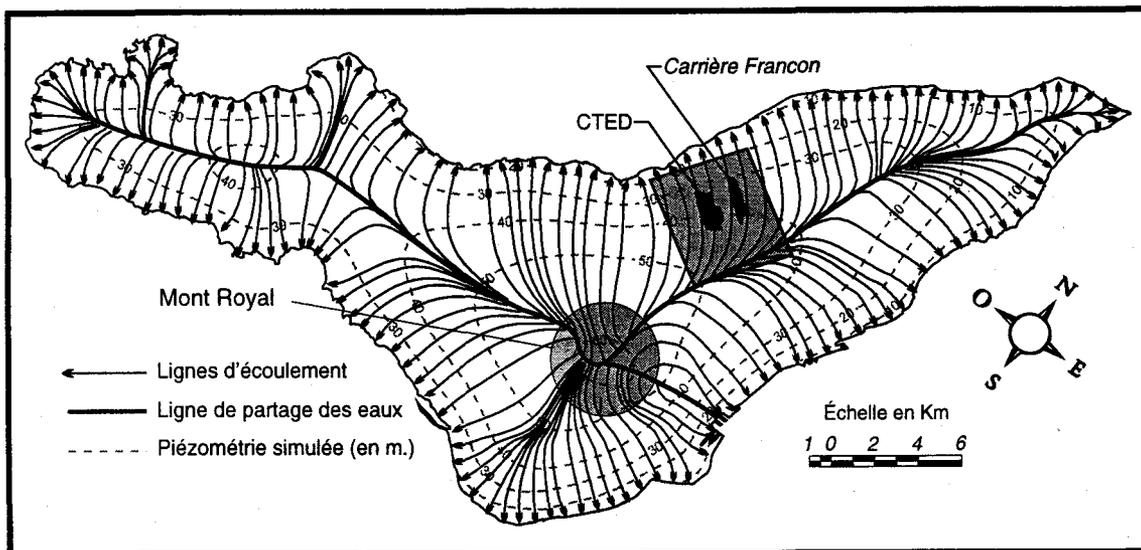


Figure #3.3 Carte piézométrique de l'île de Montréal
[Lepage, 1996]

Pour ce qui est du C.T.E.D., l'eau souterraine s'écoule parallèlement à l'axe longitudinal entre la carrière Francon et le C.T.E.D., vers la rivière des Prairies (**Figure #3.4**). Normalement, l'écoulement

du réseau souterrain se divise en deux catégories: on retrouve l'écoulement interstitiel dans les dépôts de surface et l'écoulement de milieu fracturé dans les premiers mètres du socle rocheux. Au C.T.E.D., comme on retrouve une faible perméabilité en profondeur associée aux formations rocheuses sédimentaires de l'Ordovicien, l'écoulement est donc contrôlé par le réseau de fractures superficielles dans le roc et par l'écoulement dans les déchets. Bien que l'écoulement soit fonction de l'écoulement dans les fractures superficielles, il est possible de retrouver des filons couchés et des zones karstiques en profondeur qui permettront un écoulement préférentiel en profondeur vers l'ancienne carrière Francon. On retrouve la nappe phréatique à moins de dix mètres de profondeur et elle ne représente que très peu de conditions artésiennes (moins de 1% de l'île).

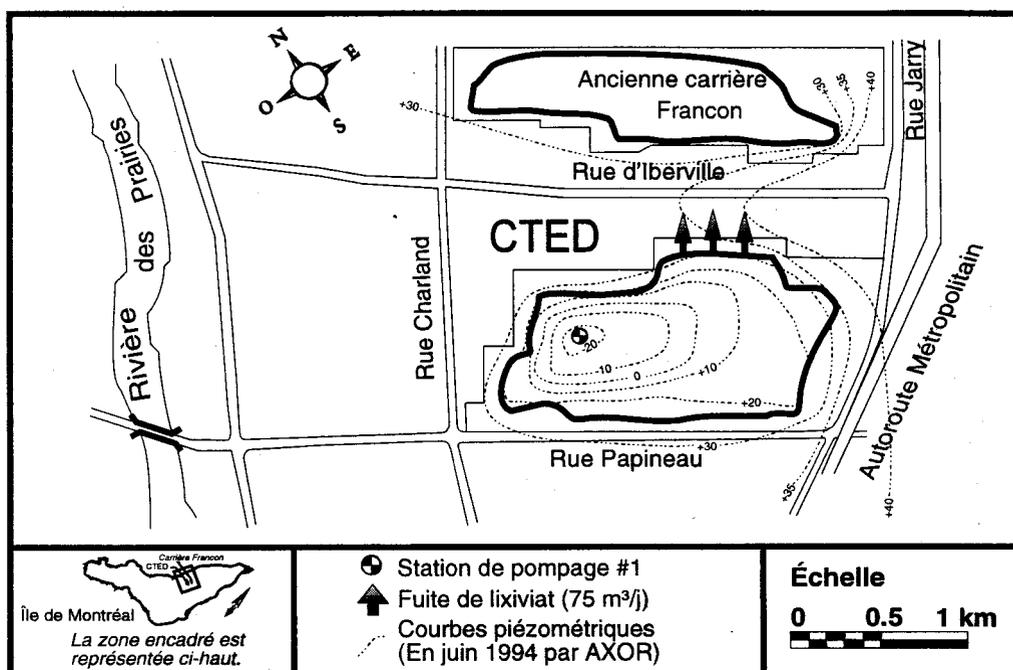


Figure #3.4 Carte piézométrique du C.T.E.D.
[Adapté de: Rouillard et Bodineau, 1995]

3.4) PARAMÈTRES HYDRAULIQUES

3.4.1) Des déchets

Avant de construire un système de contrôle et de traitement du lixiviat, il faut connaître la conductivité hydraulique des déchets ainsi que celle du milieu dans lequel le site a été construit. Tout ceci a pour but de faire une bonne évaluation du débit de lixiviat à traiter. La littérature propose plusieurs valeurs de conductivités hydrauliques qui semblent être fonction du poids volumique des déchets enfouis (**Tableau #3.1**).

Tableau #3.1 Résumé des conductivités hydrauliques dans les déchets
[Nastev, 1995; Oweis et al., 1990]

Source	Masse unitaire (kg/m ³)	Conductivité hydraulique (m/s)
Findikakis et Leckie, 1979	700	1.00x10 ⁻⁵
Findikakis et Leckie, 1979	815	1.00x10 ⁻⁵
Fungaroli et Steiner., 1979	110-420	1.00x10 ⁻⁵ - 2.00x10 ⁻⁴
Oweis et Khera, 1986	660	1.00x10 ⁻⁵
Oweis et al., 1990	660	1.00x10 ⁻⁵
Oweis et al., 1990	660-960	1.10x10 ⁻⁵
Oweis et al., 1990	960-1440	1.50x10 ⁻⁶

Bien que la conductivité semble diminuer avec l'augmentation de la masse unitaire, une première estimation de la conductivité hydraulique dans les déchets à 1.0×10^{-5} m/s semble raisonnable.

Blais (1996) a fait une évaluation détaillée des essais hydrauliques réalisés au C.T.E.D.. Bien que plusieurs essais de pompage aient été effectués, peu d'entre eux donnent des résultats analysables. Pour qu'un essai de pompage soit concluant, il faut qu'il soit assez long, ce qui n'est pas le cas pour la plupart des essais faits au C.T.E.D.. De plus, pour faire l'analyse des résultats, il faut utiliser une méthode qui tient compte de l'emménagement des puits, car le diamètre de ces derniers est souvent important (94 cm). De tous les essais faits dans les déchets au C.T.E.D., seulement ceux de la zone 2 donnent des résultats interprétables. Dans cette zone, la conductivité hydraulique des déchets est comprise entre les valeurs de 1.2×10^{-6} et 7.0×10^{-7} m/s. Ces valeurs sont plus basses que celles citées dans la littérature possiblement parce que dans la zone 2 les déchets sont enfouis sur plus de 60 mètres et ils sont là depuis plusieurs années. Les résultats du pompage du lixiviat dans la zone 4 à la station de pompage #1 peuvent être interprétés comme un système déchets plus graviers. Après l'analyse des résultats en régime permanent, il est conclu que la conductivité hydraulique de ce système est de 4.0×10^{-5} m/s, ce qui correspond presque aux valeurs de la littérature.

3.4.2) De la roche en place

En plus de connaître la conductivité hydraulique des déchets, il faut connaître le plus précisément possible la conductivité hydraulique de la roche en place. Pour ce faire, plusieurs essais de pompage et d'injection d'eau ont été faits au C.T.E.D.. Ces essais donnent des résultats variant de quatre ordres de grandeurs. Les forages F6 et F5 (*Figure #3.7*), donnent une conductivité hydraulique de

3.0×10^{-8} m/s. À l'autre extrême, le forage F4, donne une valeur de 1.0×10^{-4} m/s. Et pour terminer, le forage F2 donne une valeur comprise entre les deux premières, soit 5.5×10^{-6} m/s [Blais, 1996].

3.5) GESTION DES EAUX DE LIXIVIATION AU C.T.E.D.

Les installations pour faire la gestion des eaux de lixiviation au C.T.E.D. se composent de trois stations de pompage (1,2 et 3, **Figure #3.5**). De celles-ci, seulement les eaux pompées à la station de pompage #1 nécessitent un traitement avant rejet à l'égout de la ville de Montréal (sulfures totaux sont en concentration trop grande par rapport au règlement 87 de la C.U.M., voir **Tableau #2.3**). Pour ce qui est de la station de pompage #2 qui reçoit seulement les eaux de ruissellement de surface, elle respecte le règlement 87 de la communauté urbaine de Montréal. La station de pompage #3, pour sa part, sert d'intermédiaire entre l'eau traitée et le réseau d'égout unitaire, donc pas besoin de traitement. Avant de disposer du lixiviat pompé à la station de pompage #1, il est nécessaire de le traiter. Pour ce faire, le lixiviat (900 000 m³/an) est acheminé au bassin de traitement. Ce bassin a été construit avec une géomembrane pour l'imperméabiliser et il a un temps de rétention de quatre heures. On utilise le traitement au peroxyde d'hydrogène (H₂O₂) pour retirer les sulfures totaux. Le peroxyde d'hydrogène est injecté par des pompes doseuses dont le débit est calibré proportionnellement à l'entrée de lixiviat au bassin de traitement. De plus, des aérateurs assurent un mélange adéquat entre le lixiviat et le peroxyde d'hydrogène. D'après des tests en laboratoire, il est démontré que la réaction (oxydation) entre les sulfures totaux et le peroxyde d'hydrogène n'est qu'une question de minutes.

Une fois le traitement terminé, le lixiviat traité se déverse par gravité dans un bassin de sédimentation ayant une capacité de rétention de quatre à cinq jours. Ce bassin reçoit les eaux de ruissellement de surface qui n'ont pas été en contact avec les déchets (750 000 m³/an) qui sont pompées par la station de pompage #2.

Pour terminer, la station de pompage #3, installée sur un quai flottant dans le bassin de sédimentation, pompe le lixiviat traité et le lixiviat non-contaminé (1 650 000 m³/an) vers le réseau d'égout unitaire de l'avenue Papineau (**Figure #3.5**).

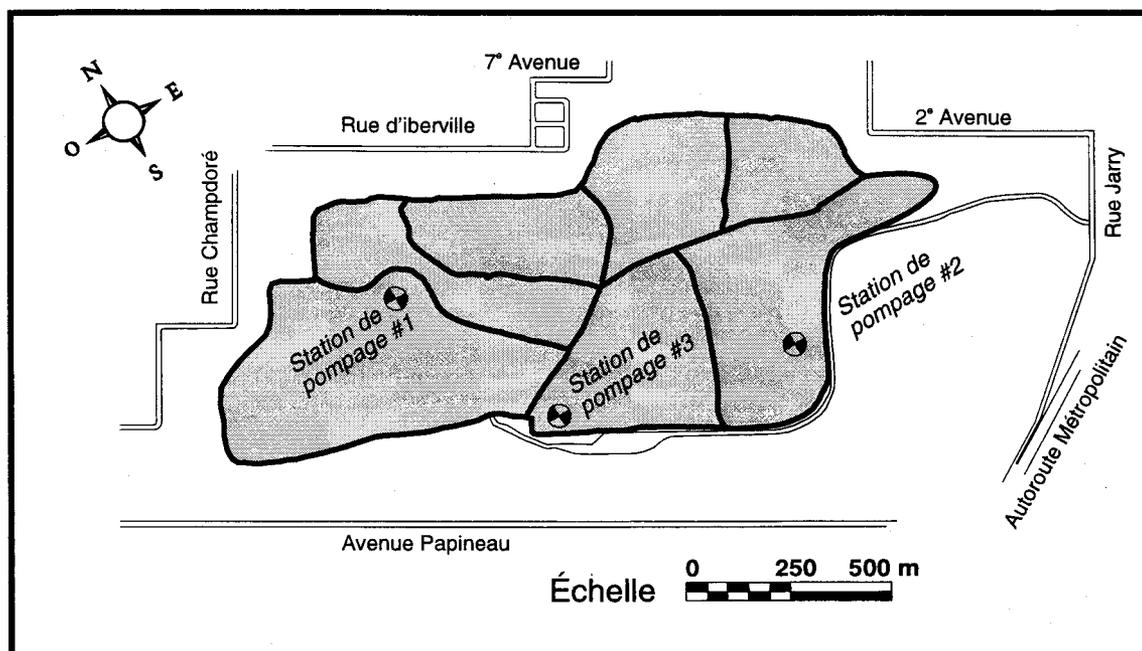


Figure #3.5 Localisation des stations de pompage

Dans le but de capter et de traiter les eaux de lixiviation, la station de pompage #1 a été installée dans un puits foré au point bas de la zone 4, à la limite entre la zone 3A et 4. Pour ce qui est de la station de pompage #2, elle se situe en surface à la limite sud de la zone 1, à un point bas topographique pour capter les eaux de ruissellement (**Figure #3.5**). La station de pompage comprend deux puits qui peuvent fonctionner alternativement ou simultanément avec un débit maximal théorique de 6000 m³/j. Sur le site du C.T.E.D., on retrouve des déchets enfouis sous le niveau normal des eaux souterraines, c'est pourquoi il faut pomper l'eau. En pompant avec un débit moyen de 2660 m³/j, il est possible de garder le niveau de la nappe phréatique à -33 mètres au droit de la station de pompage #1 (**Figure #3.4**, **Figure #3.5**). Ceci permet de garder la nappe sous la base de l'enfouissement moyen des déchets qui est de -25 mètres dans la zone 4 (**Figure #3.2**). Pour ce qui est des zones 1, 2 et 3, il n'est pas si évident que l'eau puisse s'écouler vers la station de pompage. Entre la station de pompage #1 et les autres zones, il y a des points hauts dans le roc à la base des déchets qui rendent le drainage plus difficile (**Figure #3.6**). De plus, le cône de rabattement de la nappe phréatique s'atténue avec la distance, ce qui a pour conséquence que les déchets des zones 1, 2 et 3 se retrouvent majoritairement en milieu saturé.

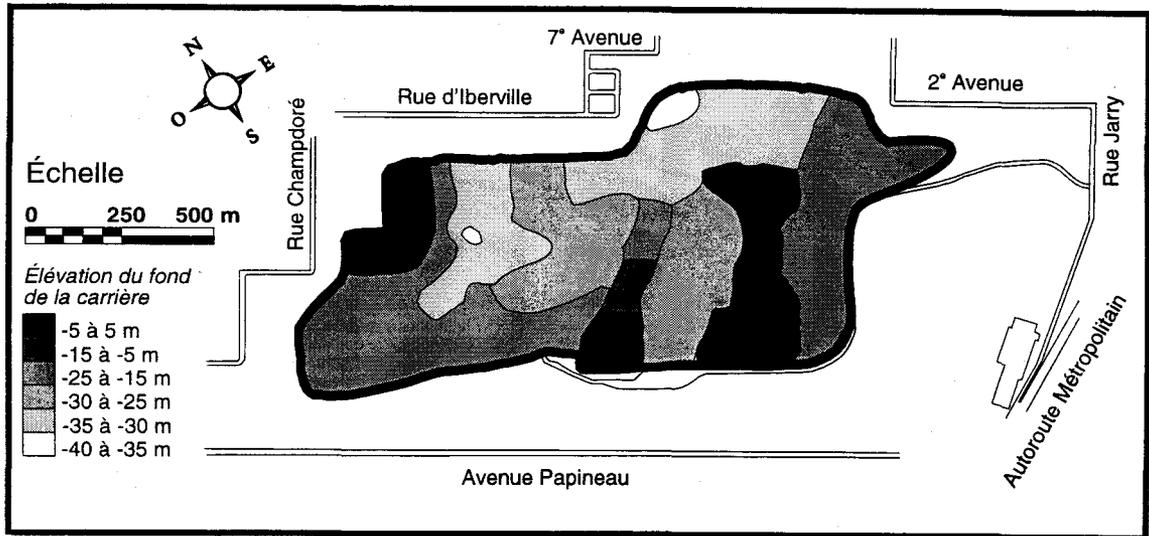


Figure # 3.6 Élévation du fond de la carrière avant enfouissement
[Adapté de: *Bodineau et Rouillard, 1994*]

3.6) COMPILATION DES ÉTUDES HYDROGÉOLOGIQUES ANTÉRIEURES

Plusieurs des études réalisées au C.T.E.D. l'étaient pour répondre aux exigences des organismes de contrôle environnemental, que ce soit pour l'agrandissement d'une zone d'enfouissement, la demande d'un permis d'exploitation ou lors de la modification des méthodes d'enfouissement.

La première étude hydrogéologique faite au C.T.E.D., a été exécutée par la compagnie Foratek international inc. qui a été mandaté par la compagnie Miron limitée [Poulin, 1979]. Cette étude qui est nécessaire à l'obtention d'un certificat d'opération d'un site d'enfouissement sanitaire a été effectuée de façon à être conforme aux règlements concernant la gestion des déchets solides de la loi de la qualité de l'environnement (Gazette officielle du Québec, 1978). Cette étude contient la description de la géologie structurale et la stratigraphie régionale et locale. Cinq des six puits se trouvent à l'extérieur des zones d'enfouissement, tandis que le sixième se trouve au point bas de la zone 4. Dans les six puits des essais de pompage ont été réalisés. De plus, 40 essais d'injection sous pression ont été réalisés par tranches de six mètres. À l'aide de l'analyse de ces résultats, il a été possible de caractériser les propriétés hydrauliques du roc et l'écoulement autour du site. On retrouve aussi la présentation de la composition chimique de l'eau pompée lors des essais de pompage.

Les études de Wright et Sarrailh (1983), Tremblay (1983) et Verge (1987) permettent de mieux caractériser la zone 3, sans apporter les informations nécessaires à la compréhension de l'hydrogéologie. Bien que la majeure partie du lixiviat est pompée et acheminée vers la station de

traitement, une certaine quantité de lixiviat semble s'échapper du site dans le secteur NE, en direction de la carrière Francon.

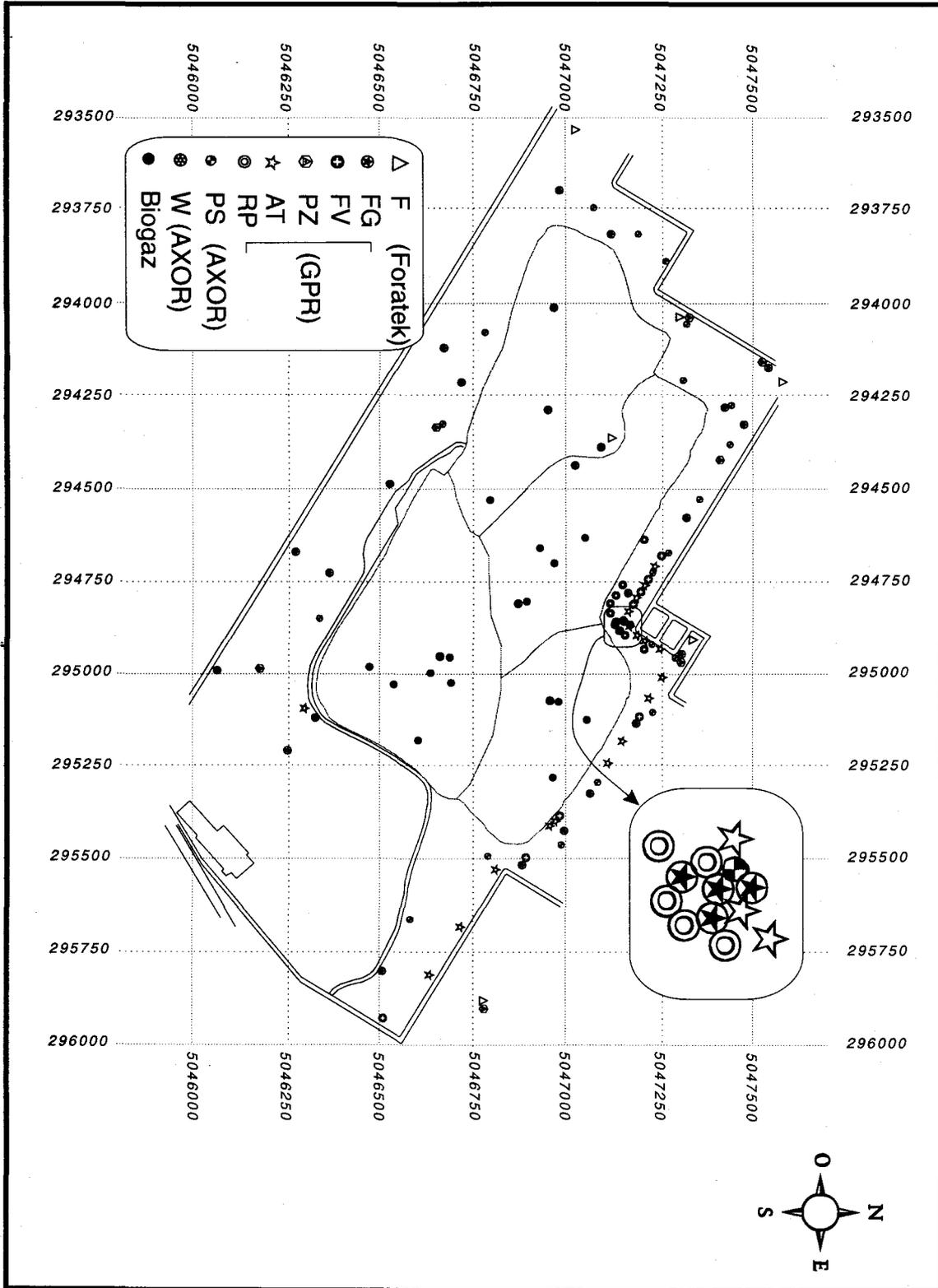
Une importante étude de caractérisation du milieu fracturé fut réalisée par Géophysique GPR International Inc. (1990). L'étude était axée sur le contrôle de la migration des biogaz, par une meilleure caractérisation des zones favorables (plus fracturées) à la migration latérale des biogaz. Il est important de noter que cet écoulement préférentiel peut aussi avoir une influence sur la circulation du lixiviat vers l'extérieur du C.T.E.D.. La grande quantité de données (173 essais d'injection) recueillies sur le terrain permettent une meilleure compréhension du contexte géologique et de faire une bonne description du milieu fracturé. Bien que très bien caractérisé, il n'a pas été possible d'établir un lien entre les propriétés du milieu fracturé et son impact sur l'écoulement. C'est pourquoi il serait intéressant de modéliser l'écoulement pour établir le plus exactement possible l'influence de la fracturation sur l'écoulement.

Un important programme de surveillance des eaux souterraines au C.T.E.D. a été réalisé par la compagnie AXOR [Rouillard et Bodineau, 1995]. Il se compose de 21 puits de surveillance installés sur le site du C.T.E.D. et de cinq installés autour du site, en des endroits stratégiques. Des essais d'injection (34) ont été réalisés sur les puits de surveillance pour déterminer la conductivité hydraulique des nouveaux puits de surveillance. L'interprétation des résultats a été confié à la firme Enviroconseil inc. et le dessin des puits tels que construits aux Constructions R.R.N. inc.. De plus, pour faire le suivi environnemental, ils ont dû construire des piézomètres dans les déchets en utilisant les puits de captage des biogaz (**Tableau #3.2 et Figure #3.7**).

Tableau #3.2 Compilation des puits au C.T.E.D.

Compagnie	Nom	Nombre	Type	Année
Foratek	F	6	Forages stratigraphiques avec foreuse rotative et marteau de fond	1979
GPR	FG	26	Forages géotechniques carottés inclinés d'un angle de 20°	1990
GPR	FV	8	Forages géotechniques carottés verticaux	1990
GPR	RP	10	Forages par percussion et rotation ($\varnothing = 6$ po)	1990
GPR	PZ	7	Forages par percussion et rotation ($\varnothing = 6$ po)	1990
GPR	AT	20	Forages par percussion et rotation ($\varnothing = 2,5$ po)	1990
AXOR	PS	21	Puits de surveillance (Piézomètres)	1993
AXOR	W	7	Puits dans les déchets (Piézomètres)	1993
	Autre	13	Puits dans les puits de biogaz	1993

Figure #3.7 Localisation des puits et forages au C.T.E.D.



CHAPITRE IV

Structure de l'analyse de décision en hydrogéologie

4.1) ANALYSE DE DÉCISION

Le présent chapitre fait la description de la structure de l'analyse de décision utilisée pour comparer les scénarios de contrôle du lixiviat au C.T.E.D. en se basant sur les textes de Freeze et de ses collaborateurs [Freeze et al., 1990; Massmann et al., 1991; Sperling et al., 1992; Freeze et al., 1992]. Dans une société contrôlée par des valeurs économiques, l'analyse de décision prend toute son importance. L'analyse de décision permet un classement de plusieurs options (design) en se basant sur leurs valeurs économiques relatives. Citons quelques exemples d'applications comme: la construction d'un site d'enfouissement sanitaire, d'un barrage hydroélectrique, d'un édifice à bureaux, d'un pont ou même lors du choix des scénarios de restauration d'un aquifère. Dans tous les cas, il faut tenir compte des contraintes techniques, économiques, légales, politiques et sociales. L'analyse de décision est le lien entre les résultats de l'analyse technique, ce sur quoi les décisions sont basées, et la structure économique, ce dans quoi les décisions sont prises. En analysant une fonction objective (Φ), l'analyse de décision détermine la meilleure option parmi celles proposées. De plus, il est possible d'optimiser un ou des paramètres très précis de façon à minimiser les coûts. La structure de l'analyse de décision en hydrogéologie se divise en six composantes (**Figure #4.1**).

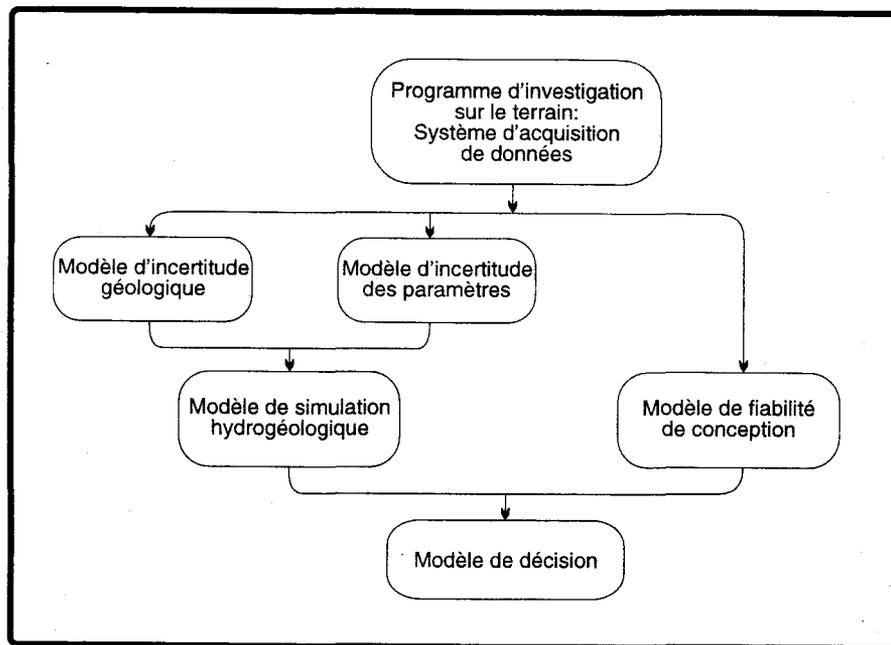


Figure #4.1 Structure de l'analyse de décision en hydrogéologie

4.2) STRUCTURE DE L'ANALYSE DE DÉCISION EN HYDROGÉOLOGIE

La section qui suit présente les composantes qui jouent un rôle important lors d'un processus d'analyse de décision en hydrogéologie. Bien que chacune des composantes de la structure ait une influence sur notre décision finale, notre intérêt se concentrera sur une élaboration plus précise du modèle de décision et de sa fonction objective correspondant à la situation au C.T.E.D..

4.2.1) Programme d'investigation sur le terrain

Plusieurs études hydrogéologiques ont été réalisées pour caractériser le socle rocheux et les déchets au C.T.E.D. (voir section 3.6). Ces études ont établi les paramètres hydrogéologiques et géologiques qui nous permettent de faire l'évaluation des scénarios de contrôle hydraulique des eaux de lixiviation au C.T.E.D.. Par un bon programme d'investigation sur le terrain, il est possible de réduire les incertitudes de terrain. Bien que cette étape soit très importante, elle a ses limites car, aussi bon que puisse être un programme d'investigation, il existe toujours des incertitudes qui sont difficiles à éliminer. Le but est donc de trouver le moment où l'addition de nouvelles données hydrogéologiques n'aidera pas dans le processus de décision entre plusieurs scénarios de contrôle hydraulique [James et Gorelick, 1994].

4.2.2) Modèle d'incertitude géologique et des paramètres hydrogéologiques

L'incertitude géologique ainsi que celle des paramètres hydrogéologiques aura une influence appréciable sur les résultats de la prédiction de l'allure de la surface piézométrique ou sur le temps de migration du front d'un panache de contamination. Les modèles d'incertitude peuvent prendre plusieurs formes et ils sont fonction du programme d'investigation sur le terrain. Le modèle d'incertitude géologique décrit l'incertitude des limites géologiques comme: limite imperméable, limite à charge constante, limite entre deux unités géologiques, limite de la nappe libre et la limite d'un panache de contamination. Le modèle d'incertitude des paramètres hydrogéologiques décrit l'incertitude des paramètres comme: la conductivité hydraulique (K), la porosité (n), l'emmagasinement (S), le coefficient de diffusion (Kd), la dispersivité (α), le facteur de retard (R) et la demi-vie des contaminants.

4.2.3) Modèle de simulation hydrogéologique

Le modèle de simulation hydrogéologique permet la représentation des performances hydrogéologiques des composantes du système par une solution analytique ou un modèle numérique. Dans les deux cas, le modèle donne une prévision de l'écoulement de l'eau souterraine et/ou du processus de transport des contaminants dans un milieu hydrogéologique. Le but premier de cette composante est de fournir une estimation de la probabilité d'échec d'un scénario de contrôle hydraulique du lixiviat.

4.2.4) Modèle de fiabilité de conception

Dans tous les projets hydrogéologiques, il existe deux composantes qui peuvent subir l'échec. La première provient de l'environnement hydrogéologique et la seconde provient de la conception. Le modèle de fiabilité de conception permet la représentation des performances attendues des composantes en ingénierie.

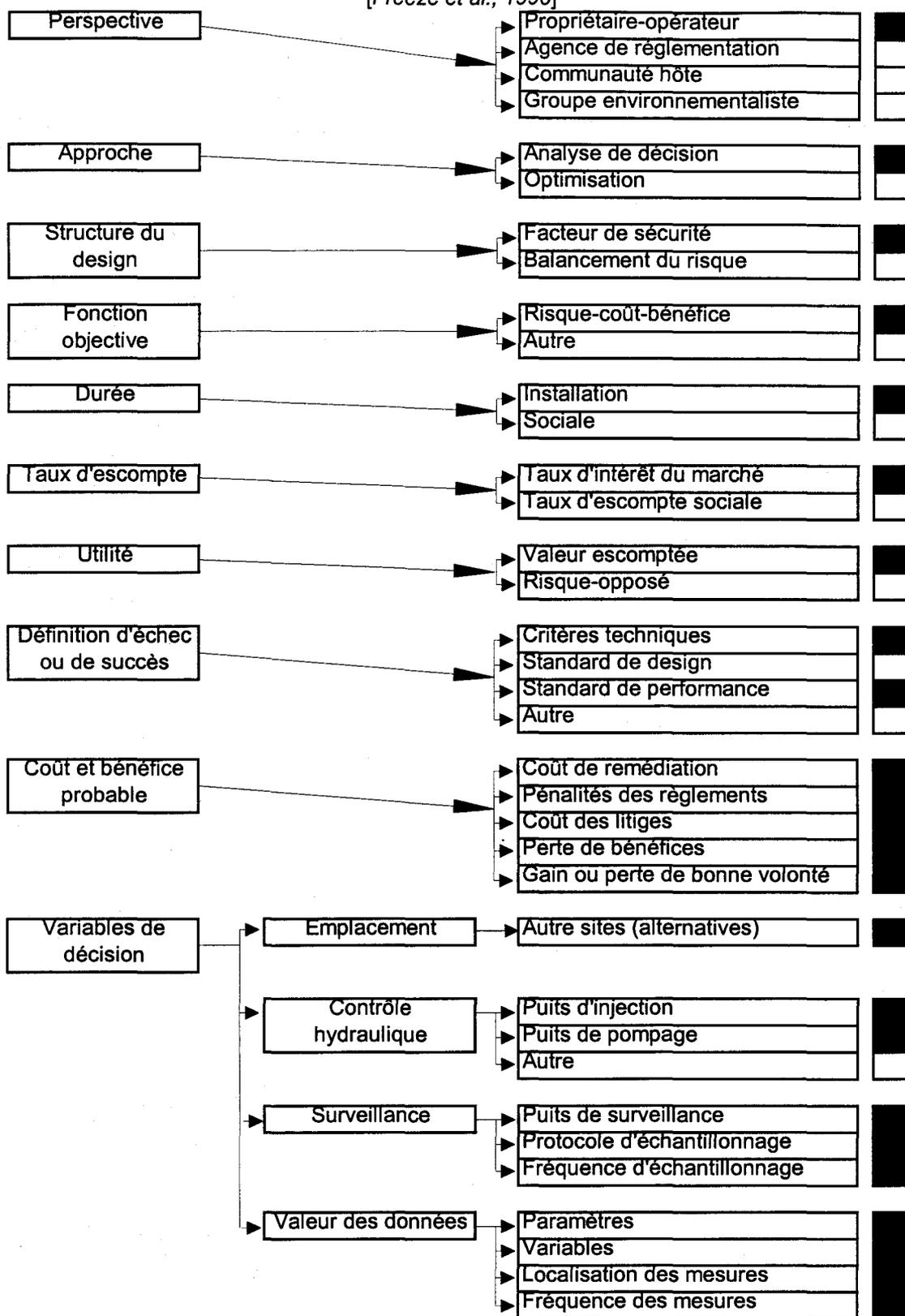
4.2.5) Modèle de décision

Le modèle de décision permet la comparaison entre plusieurs options de design et/ou scénarios de contrôle hydraulique des eaux de lixiviation au C.T.E.D.. Pour ce faire, il utilise une analyse économique basée sur une fonction objective (Φ) comprenant les termes de «risques-coûts-bénéfices». Les prochaines sections présenteront d'une façon plus détaillée la structure de ce modèle tout en établissant un lien avec son application pour le C.T.E.D..

4.3) STRUCTURE MODÈLE DE DÉCISION

L'élaboration d'un modèle de décision engendre une multitude de choix lors de sa conception. Pour mieux comprendre sa structure, les différentes étapes sont résumées au **tableau #4.1** [Freeze et al., 1990]. La section qui suit reprend chacune des étapes et les applique au cas du C.T.E.D. tout en définissant les termes nécessaires à sa compréhension. Pour chacune des composantes du modèle de décision qui s'applique au C.T.E.D. un carré noir correspondant identifie la composante au **tableau #4.1**.

Tableau #4.1 Composantes du modèle de décision
 [Freeze et al., 1990]



4.3.1) Composantes du modèle de décision

a) Perspective

Le tout premier point à considérer lors de l'élaboration d'un modèle de décision est la **perspective** (point de vue du concepteur). Comme le C.T.E.D. est la propriété de la ville de Montréal, il faut donc rentabiliser l'opération du site d'enfouissement en maximisant les profits (ou en minimisant les pertes). Pour cette raison, la perspective adoptée sera celle du propriétaire-opérateur. Cependant, il ne faut pas oublier que la ville de Montréal se doit de considérer l'opinion publique lors de l'opération de son site. Pour cette raison, l'élaboration du modèle de décision tiendra compte du fait que la ville représente aussi la communauté hôte du C.T.E.D..

b) Approche

Le second point à considérer est l'**approche** utilisée pour prendre une décision. Il existe deux types d'approche dans un modèle de décision. On peut utiliser l'analyse de décision ou l'optimisation. L'analyse de décision correspond au lien entre les résultats de l'analyse technique, ce sur quoi les décisions sont basées, et la structure économique, ce dans quoi les décisions sont prises. En analysant une fonction objective (Φ), cette méthode détermine la meilleure option parmi celles proposées. Pour ce qui est de l'optimisation, elle détermine les valeurs optimales des variables de décision dans un système d'ingénierie, tout en respectant les contraintes et en se basant sur la fonction objective (Φ).

Lors de l'élaboration du processus de design, toutes les options sont étudiées du début jusqu'à la fin. Cela permet au propriétaire-opérateur de faire des comparaisons économiques entre les options proposées. Cela lui permettra de faire des compromis économiques entre les différentes options. Par exemple, pour le C.T.E.D., est-il préférable de combiner le pompage et l'injection?; est-il plus intéressant d'utiliser seulement l'injection ou le pompage?; où est-il le plus intéressant de mettre les puits, dans les déchets ou dans le roc?

c) Structure de design

Troisièmement, il faut définir la **structure de design** qui sera préconisée. Bien que les paramètres hydrogéologiques semblent très variables dans l'espace, des valeurs représentatives seront utilisées pour les reproduire. Pour cette raison, l'approche déterministe du facteur de sécurité sera

préférée à l'approche stochastique du balancement du risque. L'analyse stochastique est applicable dans le cas où les paramètres hydrogéologiques incertains et/ou hétérogènes sont connus comme ayant une distribution de probabilité. Dans le cas où les paramètres hydrogéologiques sont connus avec une certaine précision, il est alors possible d'utiliser l'analyse déterministique. L'avantage de l'analyse déterministe est que lors de l'utilisation du modèle de transport et d'écoulement, une seule simulation sera nécessaire, tandis que l'analyse stochastique nécessiterait des centaines de simulations.

d) Fonction objective (Φ)

La quatrième étape consiste en l'élaboration de la **fonction objective** (Φ). La fonction objective tient compte des flots de bénéfices, coûts et risques pour les systèmes de contrôle hydraulique au C.T.E.D.. Le but premier est de minimiser cette équation pour minimiser les coûts associés au contrôle des eaux de lixiviation. La définition la plus générale de la fonction objective comprend le terme pour les bénéfices (B_j), les coûts (C_j), les bénéfices s'il y a succès de la méthode de contrôle (V_j) et les coûts s'il y a échec de la méthode de contrôle (R_j). Tous les termes de la fonction objective qui sont exprimés en dollars de l'année courante.

$$\Phi_j = \sum_{t=0}^T \frac{1}{(1+i)^t} [B_j(t) - C_j(t) + V_j(t) - R_j(t)]$$

Termes:	j	= 1...N, options de contrôle hydraulique
	Φ_j	= fonction objective pour l'option j [\$]
	$B_j(t)$	= bénéfices de l'option j à l'année t [\$]
	$C_j(t)$	= coûts de l'option j à l'année t [\$]
	$V_j(t)$	= risque (succès) de l'option j à l'année t [\$]
	$R_j(t)$	= risque (échec) de l'option j à l'année t [\$]
	T	= période totale de temps [années]
	t	= année du calcul discrétisée [années]
	i	= taux d'escompte [fraction décimale]

Les bénéfices s'il y a succès de la méthode de contrôle $V(t)$ sont évalués comme suit:

$$V(t) = P_s(t)B_s(t)\gamma(B_s)$$

Termes:	$P_s(t)$	= probabilité de succès à l'année t [fraction décimale]
---------	----------	---

$B_s(t)$ = bénéfices associés à la réussite à l'année t [\$]

$\gamma(B_s)$ = fonction d'utilité normalisée [fraction décimale, $\gamma \geq 1$]

Les coûts s'il y a échec de la méthode de contrôle $R(t)$ sont exprimés comme suit:

$$R(t) = Pr(t)C_r(t)\gamma(C_r)$$

Termes: $P_r(t)$ = probabilité d'échec à l'année t [fraction décimale]

$C_r(t)$ = coûts associés à l'échec à l'année t [\$]

$\gamma(C_r)$ = fonction d'utilité normalisée [fraction décimale, $\gamma \geq 1$]

e) *Durée*

Comme on peut le constater dans l'élaboration des définitions de la fonction objective, la ***durée*** (T) sur laquelle celle-ci est analysée est très importante. Comme nous sommes dans le cas où la ville est propriétaire-opérateur et qu'il faut tenir compte du fait que la ville est la communauté hôte, la durée se situera au maximum des installations et elle devra respecter le projet de règlement sur les déchets solides. Ce dernier préconise un programme de surveillance des eaux souterraines, des eaux de surface et des biogaz pour une période de 30 ans après la fermeture du site d'enfouissement. Lors de l'ouverture du C.T.E.D., le volume autorisé était de 39 millions de mètres cubes et les prévisions de fermeture du site proposent la fermeture du site en 1998. Ce délai laisse peu de marge de manoeuvre à la ville de Montréal pour implanter ces nouveaux programmes et atteindre les objectifs de réduction, de recyclage et de valorisation recherchés d'ici la fermeture de ce lieu d'enfouissement sanitaire, d'où la nécessité de l'agrandir. Ce projet propose une augmentation de la capacité d'enfouissement de 15 millions de mètres cubes avec une capacité annuelle de un million de mètres cubes de déchets, ce qui repousse la fermeture à l'an 2013 [MEF, 1996]. Donc, la durée sur laquelle on devra évaluer les scénarios de contrôle des eaux de lixiviation sera d'une cinquantaine d'année, soit jusqu'en 2045.

f) *Taux d'escompte*

Pour faire une évaluation dans le temps, il faut tenir compte du ***taux d'escompte***. Dans une situation de propriétaire-opérateur, le taux d'escompte est le taux d'intérêt du marché de l'argent emprunté qui varie entre 5 et 20%. Pour faire une première évaluation et pour s'assurer d'être au dessus du taux d'inflation moyen (6%) on utilisera un taux d'intérêt de 10%.

g) Utilité

La septième étape correspond à la solvabilité (*utilité*) de la ville de Montréal. Comme la ville de Montréal peut être considérée comme une grosse entreprise capable d'assumer ses risques, tous les coûts associés aux risques seront donc pris comme la valeur escomptée ($\gamma = 1$).

h) Définition du succès

Nous sommes à un site où l'on considère que le système de contrôle du lixiviat doit être amélioré. La **définition du succès** du système de contrôle de lixiviat sera caractérisé par le respect des normes de rejet à l'égout de la CUM (règlement 87) et le respect des normes de rejet à l'eau souterraine du MEF. Pour atteindre ces objectifs, les pièges hydrauliques devront permettre l'isolement des eaux de lixiviation tout en maintenant le volume de lixiviat à traiter le plus bas possible. Des puits de surveillance seront cruciaux pour juger du succès des mesures de contrôle et des couples de piézomètres permettront de définir la direction de l'écoulement.

i) Bénéfices et coûts

Tout ceci nous amène à parler de la neuvième étape, les **bénéfices et coûts** associés à l'échec du contrôle hydraulique. Les bénéfices comprennent la permission de continuer à opérer le site, l'abolition des responsabilités légales, et le retour de la bonne volonté de la communauté. Dans une année, 600 000 tonnes de déchets aboutissent au C.T.E.D.. En considérant un coût moyen de 33\$ la tonne, on obtient des revenus annuels de l'ordre de 20 millions de dollars. Pour ce qui est des coûts, ils sont très fortement liés aux scénarios/options de contrôle. En général ils comprennent: les coûts de pompage, les coûts d'injection, les coûts de traitement, les coûts de construction et d'opération des puits.

j) Variables de décision

Pour terminer, il faut déterminer les **variables de décision** qui seront utilisées pour définir et différencier les options de contrôle des eaux de lixiviation au C.T.E.D.. Comme nous l'avons déjà mentionné, le cas du C.T.E.D. en est un de contrôle. Donc l'emplacement du site n'est pas une variable de décision mais une contrainte technique que l'on doit respecter. Lors de l'élaboration des scénarios de contrôle hydraulique, les variables de décision touchant les puits de pompage et d'injection sont:

Emplacement des puits (roc ou déchets)	Profondeur des puits
Nombre de puits	Débits d'opération des puits
Nombre de pompes	Conduites de refoulement
Type de puits	Méthode de forage
Type de pompes	Volume de lixiviat pompé
	Coûts de traitement du lixiviat

En plus de ces variables de décision, il faudra considérer les puits de surveillance pour contrôler le niveau de la nappe phréatique. Il sera très important de prévoir le mieux possible les points de contrôles pour s'assurer d'avoir un écoulement vers l'intérieur du site d'enfouissement et d'avoir capté toutes les fuites possibles. Un échantillonnage des eaux souterraines est indispensable pour s'assurer de rencontrer les normes des réglementations.

k) Valeur des données

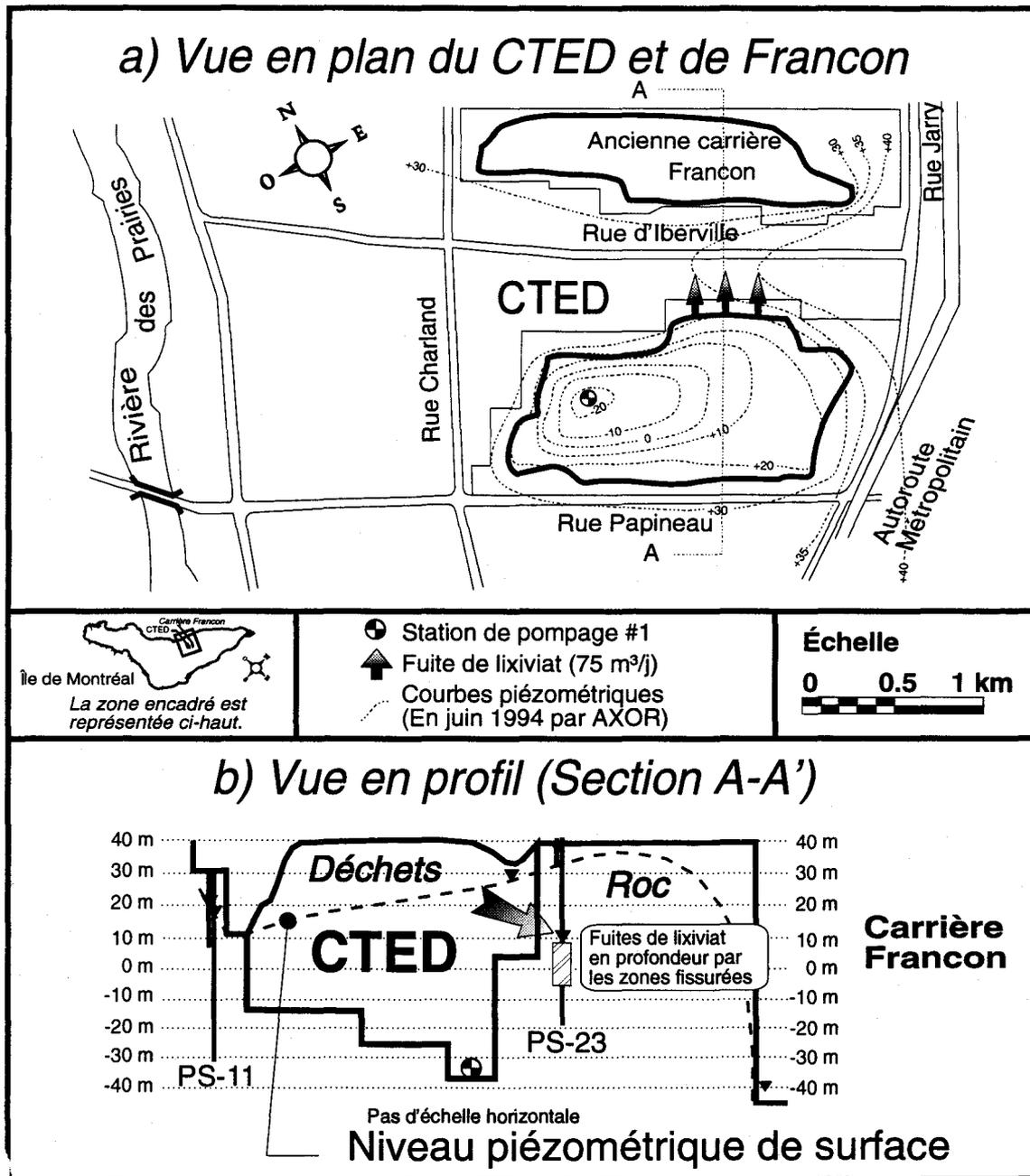
Lors de la cueillette des données, il faut s'assurer de rencontrer les normes de la CUM et du MEF. Et de plus, la localisation et la fréquence des mesures sera primordiale pour obtenir des données qui sont représentatives.

4.4) UTILISATION DES PIÈGES HYDRAULIQUES POUR CONTRÔLER LE LIXIVIAT AU C.T.E.D.

D'après l'analyse des résultats de la campagne de forage des puits de surveillance, le Groupe AXOR a conclu à l'existence de deux modes de circulation dans le roc fracturé entourant le C.T.E.D. [Rouillard et Bodineau, 1995]. En se basant sur les niveaux piézométriques observés en bordure du site (**Figures #4.2a et #4.2b**), il appert que le premier mode de circulation correspond à la zone de surface (entre les élévations de 30 à 40 mètres) qui comprend les dépôts meubles et les premiers mètres du roc hautement fissuré. Pour ce qui est du deuxième mode de circulation, il correspond à une zone plus profonde (élévation inférieure à 15 mètres) qui est caractérisée par des fissures importantes.

En observant la carte des isopièzes de la nappe libre de surface (**Figure #4.2a**), il est possible de faire plusieurs observations. D'après l'allure des courbes piézométriques, il semble que l'eau de surface se dirige vers la station de pompage #1 où le niveau d'eau est maintenu autour de -33 mètres, la station de pompage #1 semble créer une zone d'appel qui fait que l'eau souterraine de surface en périphérie du C.T.E.D. vient se déverser dans les déchets et il existerait une ligne de

partage des eaux entre l'ancienne carrière Francon et le C.T.E.D.. La coupe transversale entre les puits de surveillance PS-11 et PS-23 (**Figure #4.2b**) montre la relation entre l'écoulement dans les déchets et celui dans la roche encaissante. La zone fissurée en profondeur du puits de surveillance PS-23 montre un niveau piézométrique de +9,96 mètres, tandis que le contact entre la roche encaissante et les déchets est de l'ordre de +33 mètres. Cette observation indique que dans les zones perméables profondes il existerait un gradient inversé qui permettrait l'écoulement des déchets vers la roche encaissante. Il faut faire attention car cette affirmation se base sur très peu de points de contrôle entre les deux sites. Il y aurait donc lieu de mieux caractériser cette zone pouvant contenir des anomalies. Du lixiviat semble s'échapper du site dans le secteur NE du C.T.E.D. pour contaminer les eaux souterraines. La station de pompage #1 a un débit moyen de 2660 m³/j et une capacité maximale 6000 m³/j. D'après le rapport de la compagnie AXOR de janvier 1995 [*Rouillard et Bodineau, 1995*], 75 m³/j migre du côté NE vers la carrière Francon, ce qui correspond à 3% du débit de pompage de la station #1. Cette évaluation est reprise par Blais (1996) qui calcule un débit de fuite plus important.



Comme des fuites semblent présentes au C.T.E.D., un système de contrôle supplémentaire de la migration du lixiviat est nécessaire pour prévenir l'écoulement de lixiviat vers l'extérieur du site du côté de Francon. Il existe plusieurs méthodes pour contrôler la migration des eaux de lixiviation mais la méthode qui retiendra notre attention est celle qui utilise des pièges hydrauliques par injection et/ou pompage d'eau dans le réseau d'écoulement de l'eau souterraine.

Le pompage et/ou injection d'eau dans le régime d'écoulement de l'eau souterraine peut servir à la création de plusieurs types de pièges hydrauliques [Shafer, 1984]:

- Création d'une zone de stagnation correspondant à un écoulement presque nul dans une zone précise. Cet objectif est atteint lorsqu'à l'intérieur de la zone de stagnation, le gradient hydraulique tend vers zéro, donc la vitesse d'écoulement est presque nulle.
- Contrôler ou diriger le déplacement d'un panache de contamination.
- Intercepter le déplacement d'un panache de contamination.
- Créer une barrière hydraulique en empêchant la migration de la contamination et en permettant son isolation.

Selon l'Environmental Protection Agency [EPA, 1982], l'isolement des contaminants à l'aide d'un piège hydraulique est une méthode efficace pour limiter la contamination de puits d'eau potable et, permet de limiter la contamination des réseaux d'égouts. Pour des problèmes de contamination de l'eau souterraine, le contrôle de la migration des contaminants à l'aide d'un piège hydraulique est une méthode intéressante pour plusieurs raisons. Premièrement, cette méthode est très flexible et elle peut s'adapter à l'évolution dans le temps de la contamination. Elle est fiable lorsque bien conçue et bien opérée. De plus, l'écoulement de l'eau souterraine peut ne pas être modifié pour toujours, donc ce n'est pas un contrôle permanent. Et, finalement, elle est très compétitive économiquement par rapport aux autres techniques de restauration comme: les murs d'isolement, l'excavation et l'élimination, le traitement in-situ et la bioremédiation. Au C.T.E.D., les déchets sont enfouis dans un roc parfois hautement fissuré et le fond de la carrière est sous le niveau de la surface libre en périphérie. De plus, comme mentionné dans la section précédente, le gradient inversé par endroits en bordure du site (secteur de PS-23), permettrait à du lixiviat de migrer vers la roche encaissante. C'est pour cette raison qu'il faut développer un système qui protégera encore mieux l'eau souterraine de la contamination par les eaux de lixiviation provenant du C.T.E.D..

Le contrôle hydraulique est discuté brièvement de façon conceptuelle dans les deux sections qui suivent. Les scénarios de contrôle hydraulique envisagés spécifiquement pour le site du C.T.E.D. sont présentés à la section 4.5, discutés en détail au chapitre VI, puis évalués par la modélisation au chapitre VIII.

4.4.1) Création d'une barrière hydraulique avec des puits d'injection périphériques

La première méthode considérée pour atteindre cet objectif de confinement hydraulique est de maintenir le niveau d'eau dans les déchets à une élévation moindre que dans la formation rocheuse, empêchant ainsi les eaux de lixiviation de migrer vers le roc [Haitjema, 1991; Poulin et Lauzon, 1995].

L'installation de puits d'injection permettrait de s'assurer d'avoir une surface piézométrique plus haute à l'extérieur ce qui impose un écoulement vers le C.T.E.D. (**Figure #4.3**). Avec un flux de lixiviat qui a tendance à entrer dans le site plutôt que de sortir, il est alors possible d'isoler le lixiviat à l'intérieur du site pour le diriger vers une station de pompage puis de traitement. Avec cette installation, la surveillance dans l'aquifère aux abords du C.T.E.D. sera moins importante que la surveillance à l'intérieur du site.

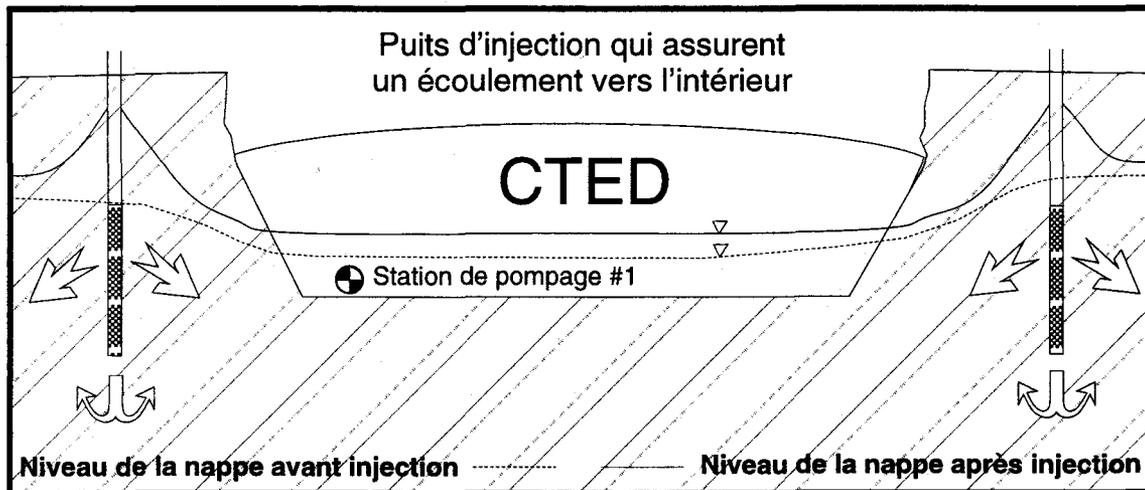


Figure #4.3 Isolement des fuites par des puits d'injection

Ce type de barrière hydraulique a plusieurs avantages qui sont:

- L'élimination des fuites de lixiviat hors du site.
- La diminution des coûts de surveillance car c'est plus facile de contrôler le niveau d'eau à l'intérieur du site plutôt qu'à l'extérieur.
- L'eau souterraine cherche à entrer dans le site plutôt que d'en sortir.

Pour ce qui est des inconvénients:

- Augmentation de la quantité d'eau qui entre dans le site.
- Augmentation des coûts de traitement.

4.4.2) Interception des fuites avec des puits de pompage périphériques

La deuxième méthode considérée permet l'interception des fuites par l'installation de puits de pompage périphériques. La création d'une dépression continue permet de capter le lixiviat qui pourrait s'échapper du site avant qu'il n'atteigne le réseau d'écoulement de l'eau souterraine.

Cette installation risque de créer un appel de lixiviat ce qui favorise l'augmentation des fuites provenant des déchets vers la roche encaissante. Si le système est bien conçu, les fuites seront pompées par les puits périphériques pour être redirigées vers la station de traitement.

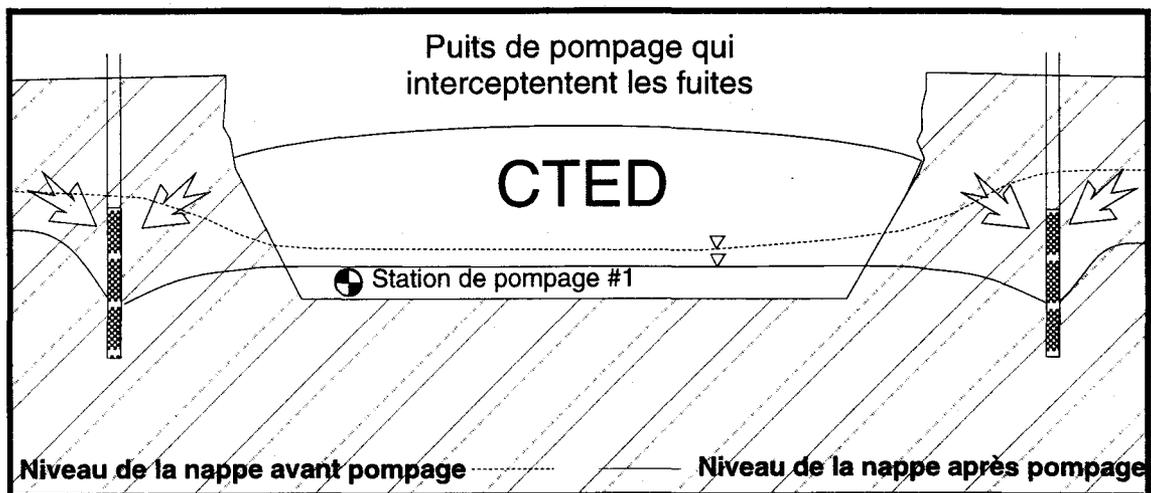


Figure #4.4 Interception des fuites par des puits de pompage

Ce type de barrière hydraulique a plusieurs avantages qui sont:

- Pas d'augmentation de la quantité de lixiviat pompé à la station de pompage #1.

Pour ce qui est des inconvénients:

- Augmentation de la quantité d'eau qui sort du site.
- Augmentation des coûts de traitement.
- Difficulté de surveillance.

4.5) DESCRIPTION SOMMAIRE DES SCÉNARIOS DE CONTRÔLE ET DE GESTION DES EAUX DE LIXIVIATION AU C.T.E.D.

Les scénarios se divisent en deux grandes familles, d'un côté on a les scénarios sans nouvelles infrastructures et de l'autre, on a ceux avec de nouvelles infrastructures (**Figure #4.5**) [Bodineau, 1994].

Sans nouvelles infrastructures

1) Augmenter le taux de pompage de station #1, tout en respectant les limites physiques de cette station et celles des infrastructures de traitement des eaux de lixiviation.

Avec de nouvelles infrastructures

2) Installation de puits de pompage au roc en bordure NE du site tout en maintenant le taux de pompage à peu près constant à la station de pompage #1.

3) Installation de puits d'injection au roc du côté NE du site tout en respectant les limites de la station de pompage #1 et en s'alimentant à l'aide du système d'aqueduc de la ville de Montréal.

4) Installation de puits d'injection au roc du côté NE du site et alimentation à l'aide de puits de pompage du côté SE. L'eau souterraine sur l'île de Montréal s'écoule de son centre vers l'extérieur, donc parallèlement à l'axe entre Francon et Miron. Les puits de pompage permettront d'intercepter l'eau souterraine avant qu'elle n'atteigne le C.T.E.D.. L'eau pompée qui est propre sera réinjectée dans les puits d'injection. De cette façon, le volume d'eau à traiter pourra rester sensiblement constant. Pour ce qui est de la station de pompage #1, elle sera utilisée pour recueillir le lixiviât. Comme on injectera de l'eau, le débit moyen de la station de pompage #1 pourrait augmenter mais elle sera limitée par son débit maximal. Donc, il faudra composer avec la création d'un gradient négatif et les limites du système existant.

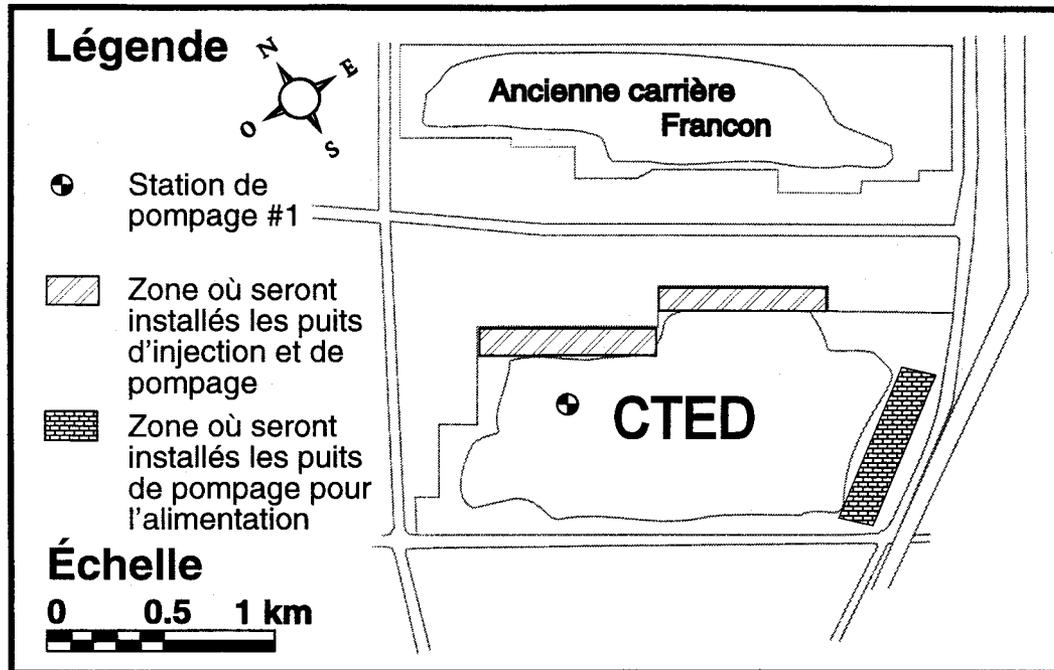


Figure #4.5 Scénarios de contrôle hydraulique pour le C.T.E.D.

CHAPITRE V

Description détaillée des coûts liés au contrôle hydraulique des eaux de lixiviation au C.T.E.D.

5.1) MISE EN SITUATION

Lors de l'élaboration d'un système de contrôle hydraulique du lixiviat, il faut tenir compte de plusieurs coûts comme: le nombre, le type et l'emplacement des puits qui seront construits (dans le roc ou dans les déchets), le nombre et le type de pompes qui seront utilisées, les conduites nécessaires au transport de l'eau pompée et/ou injectée. En plus de ces coûts, il faut tenir compte des coûts qui sont fonction du débit d'opération des puits. Dans le cas présent, des scénarios de contrôle sont proposés, tous les paramètres sont donc connus à l'exception des débits de pompage et d'injection dans les puits que l'on devra optimiser. Comme le design des puits est standardisé, il est possible de déterminer un coût unitaire constant pour la construction d'un puits en fonction de son emplacement et de son utilisation. Dans la fonction objective (Φ), ce terme sera fixe et les termes variables seront les débits de pompage et d'injection dans les puits. Plus grands seront ces débits, plus grands seront les coûts de pompage, d'injection, de traitement et d'approvisionnement en eau.

5.2) DESCRIPTION DES COMPOSANTES ET DES GÉNÉRALITÉS

À l'aide de plusieurs références il a été possible de faire la description des composantes et des coûts pour les différents scénarios de contrôle hydraulique. Le chapitre qui suit est basé sur les références suivantes: *Bodineau, 1994; Devis technique pour le contrat 11650.3; Soumission 9532 pour le contrat 11650.3; Association Canadienne des laboratoires d'essais, livret de taux pour le 1^{er} janvier 1994; Rishel, Boston et Schmidt, 1984.* Comme plusieurs références ont été utilisées, un effort de synthèse a été nécessaire.

5.2.1) Travaux de forage

Les forages seront principalement dans du roc recouvert de dépôts meubles. C'est pour cette raison qu'une foreuse rotative sera utilisée. L'air et l'eau serviront de véhicule pour remonter les débris de forage à la surface. La foreuse devra être capable de forer des trous de 200mm et de 150mm, jusqu'à des profondeurs maximales de 80 mètres. De plus, la foreuse devra être équipée de stabilisateurs qui permettront d'obtenir des ouvrages verticaux et d'espacement constant. Comme les premiers mètres de forage sont dans le mort terrain et dans la partie supérieure du roc non-consolidé et fracturé, un tubage de protection sera nécessaire à l'avancement des forages.

Pour ce qui est des forages dans les déchets, la technique de forage est plus complexe et plus dispendieuse. Une tarière pouvant forer des trous de 600mm sera nécessaire à la réalisation des forages dans les déchets. Encore une fois, la profondeur maximale des forages sera de 80 mètres et des tubages de protection en acier seront nécessaires à la protection contre le mouvement du sol et des déchets.

5.2.2) Coulis de ciment

Le coulis de ciment dans le haut des forages sera injecté au moyen d'une pompe et une conduite sera nécessaire pour commencer par le bout inférieur du tubage de protection. La cimentation se fera par tranche de trois mètres de façon à s'assurer qu'aucun vide n'a été créé. La norme de réalisation du coulis de ciment est ASTM-C494-86 qui respecte les proportions suivantes:

Eau	23 kg
Ciment Portland de type 10	43 kg
Adjuvant anti-retrait intraplast N de SKIPL	0,43 kg

5.2.3) Vannes et contrôle de la conduite principale

Le réseau d'alimentation à partir du réseau d'aqueduc de la ville de Montréal aura une capacité maximale de 345 m³/j. L'entrée d'eau sera raccordée à un robinet de 50mm de diamètre à l'épreuve du gel (RS 5914 de Rototech Smith ou équivalent). Pour ce qui est des équipements de vannes et contrôle, ils sont composés de:

- Conduite flexible de 50mm de diamètre et de 3m de longueur;

- Manomètre de 0-700 kPa (0-100 psi) de 100mm de diamètre;
- Compteur d'eau opérationnel de 39 à 475 m³/j de 40 mm de diamètre (LR 20 Lecompte ou équivalent);
- Vanne de réduction de pression de 40mm de diamètre qui maintien une pression de 350 kPa (106 PR Singer ou équivalent);
- Disconnecteur de 40mm de diamètre qui protège le réseau d'eau potable de siphonement et de refoulement (N° 909 de Watts ou équivalent).

La conduite sera du type Scarpipe HDPE avec un diamètre de 75mm, DR 15.5, en rouleau. Les raccords seront effectués avec des joints Victaulic de style 995.

5.2.4) Vannes et contrôle des conduites secondaires

Chacun des puits seront raccordés à la conduite principale par des conduites secondaires de polyéthylène Scarpipe de 25mm de diamètre CTS, série 160. Une sellette de 75x25 cc et un robinet de prise de 25mm seront installés sur la conduite principale. La conduite secondaire sera raccordée avec des joints de compression tel que fournis par Cambridge Brass ou équivalent. Pour ce qui est des équipements de vannes et contrôle ils sont composés de:

- Compteur d'eau opérationnel de 15 à 165 m³/j (LR 7 de Lecompte ou équivalent);
- Manomètre 0-700 kPa (0- 100 psi) de 100mm de diamètre;
- Robinet de purge de 12mm de diamètre.

5.2.5) Équipement à la tête des puits

À la tête des puits, la conduite inclura les équipements suivant:

- Robinet de purge de 12mm de diamètre;
- Manomètre de 50mm de diamètre;
- Regard de protection pour tête de puits;
- Pièces de raccord sur le tubage de 50mm de diamètre en PVC.

5.3) COÛTS DE CONSTRUCTION DES INSTALLATIONS AU C.T.E.D.

5.3.1) Coût unitaire de construction d'un puits de pompage dans le roc

Lors de la construction d'un puits de pompage dans le roc, les coûts de base se répètent car le design est standardisé. Cette standardisation permet de déterminer un coût unitaire pour construire ces puits. Le but de la construction de ces puits de pompage est de créer une ligne de dépression continue de la surface piézométrique le long de la face NE du C.T.E.D.. Par cette intervention, les fuites provenant des zones fracturées profondes seront interceptées pour être ensuite traitées.

Comme le fond de la carrière est 40 mètres sous le niveau moyen des mers et que des déchets sont enfouis sur plus de 75 mètres, les forages pourront atteindre une profondeur de 80 mètres. Dans des conditions idéales, il sera possible d'exploiter la zone de captage du rocher sans mettre de crépine. Les dix premiers mètres seront forés avec un diamètre de 200mm et le reste du forage aura un diamètre de 150mm. Le tubage dans le haut du forage est en PVC avec un diamètre de 150mm et l'espace annulaire autour du tubage sera cimenté sur toute sa hauteur par du coulis de ciment. Comme le débit nécessaire au pompage est de l'ordre de 45 m³/j, une pompe submersible de 1HP sera installée dans le fond des puits. Avant d'entreprendre l'exploitation des puits de pompage il pourrait être intéressant d'améliorer les conditions hydrauliques du rocher par fracturation hydraulique, dissolution par des acides, défloculation et/ou explosion. Une conduite de refoulement, d'un diamètre de 100mm permettra d'acheminer les eaux souterraines pompées vers la station de traitement. Il faut prévoir une alimentation électrique de 600 volts, parallèlement à la conduite de refoulement et, à tous les trois forages, des installations contenant les équipements électriques devront être mis en place.

La **figure #5.1** montre schématiquement l'installation des puits de pompage dans le roc tandis que la **tableau #5.1** détaille les coûts de construction des ces infrastructures.

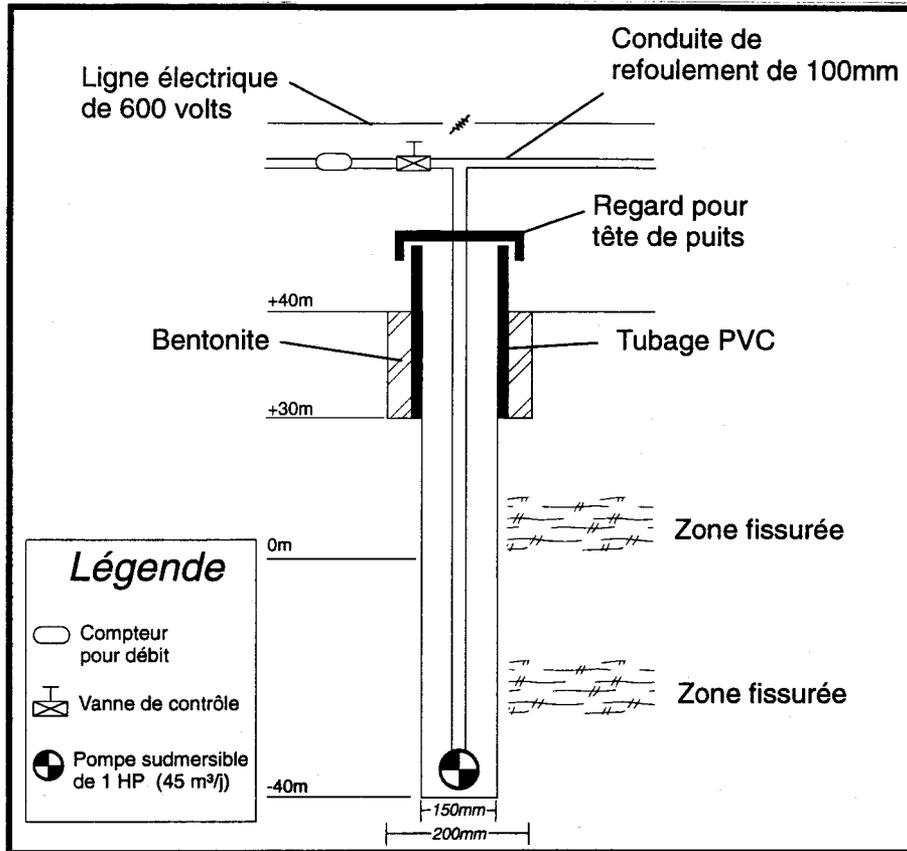


Figure #5.1 Schéma d'un puits de pompage dans le roc (Contrôle du lixiviat)

Tableau #5.1 Coût unitaire de construction d'un puits de pompage dans le roc
[Bodineau, 1994]

COMPOSANTES	COÛTS(\$)
Forage d'un puits de pompage dans le roc:	
<i>Forage, 150mm, 80m à 35\$/m</i>	2 800\$
<i>Tubage en PVC, 150mm, 10m à 30\$/m</i>	300\$
<i>Essais de perméabilité (Par 3m), 70m à 250\$</i>	6 000\$
<i>Essai de pompage</i>	
<i>Par palier (150\$/hr x 10hr)</i>	1 500\$
<i>Débit constant et remontée (100\$/hr x 72hr), 1 pour 5 puits</i>	<u>1 440\$</u>
Total des forages:	12 040\$
Équipements d'un puits de pompage dans le roc:	
<i>Pompe submersible de 1HP (45 m³/j)</i>	2 000\$
<i>Conduite refoulement secondaire, 80m à 45\$/m</i>	3 600\$
<i>Vanne en PVC, 150mm</i>	400\$
<i>Compteur d'eau en PVC, 150mm</i>	1 200\$
<i>Contrôle et protection de la pompe</i>	3 500\$
<i>Regard pour tête de puits</i>	4 000\$
<i>Panneau électrique (1 pour 3 puits *3 500\$/3)</i>	1 200\$
<i>Télésignalisation</i>	<u>3 500\$</u>
Total des équipements:	19 400\$
Sous-total (1):	<u>31 440\$</u>
Coûts des imprévus:	
<i>15 % du sous-total (1)</i>	4 716\$
Sous-total (2):	<u>35 156\$</u>
Frais contingents:	
<i>25 % du sous-total (2)</i>	9 039\$
Total pour un Puits de Pompage dans le Roc:	C_{PPR} <u><u>45 195\$</u></u>

5.3.2) Coût unitaire de construction d'un puits de pompage dans les déchets

La construction d'un puits de pompage dans les déchets nécessite des techniques de forage plus complexes et plus dispendieuses. Bien que les techniques soient différentes, une standardisation de la construction d'un puits est possible. Cette standardisation permet de déterminer un coût unitaire pour construire un puits de pompage dans les déchets. Le but de la construction de ces puits est de pomper le lixiviat directement dans les déchets avant qu'ils ne contaminent la nappe d'eau souterraine.

Les puits seraient forés à l'aide d'une tarière de 600mm de diamètre jusqu'au fond de la carrière. Comme le fond de la carrière est 40 mètres sous le niveau moyen de la mer et que des déchets

sont enfouis sur plus de 75 mètres, les forages pourront atteindre une profondeur de 80 mètres. La zone crépinée correspondra à la demi hauteur saturée, ce qui correspond à environ 20 mètres. Les ouvertures de la crépine en PVC de 200mm de diamètre seront de 0,5mm (20/1000 po). Le tubage au-dessus de la zone de captage est un tubage en PVC de 200mm de diamètre et le tout est recouvert d'un gravier filtrant calibré, lavé et silicieux d'une épaisseur minimale de 75mm. Un tubage de protection en acier de calibre 40 et de 300mm de diamètre protégera contre les mouvements de sol. Comme le débit d'opération de ces puits sera de l'ordre de 100 m³/j, une pompe submersible de 3HP sera nécessaire. Une conduite de refoulement, d'un diamètre de 100mm permettra d'acheminer les eaux souterraines vers la station de traitement. De plus, il faut prévoir une alimentation électrique de 600 volts, parallèlement à la conduite de refoulement. À tous les trois forages, des installations contenant les équipements électriques devront être mise en place..

La **figure #5.2** montre schématiquement l'installation des puits de pompage dans les déchets tandis que la **tableau #5.2** détaille les coûts de construction des ces infrastructures.

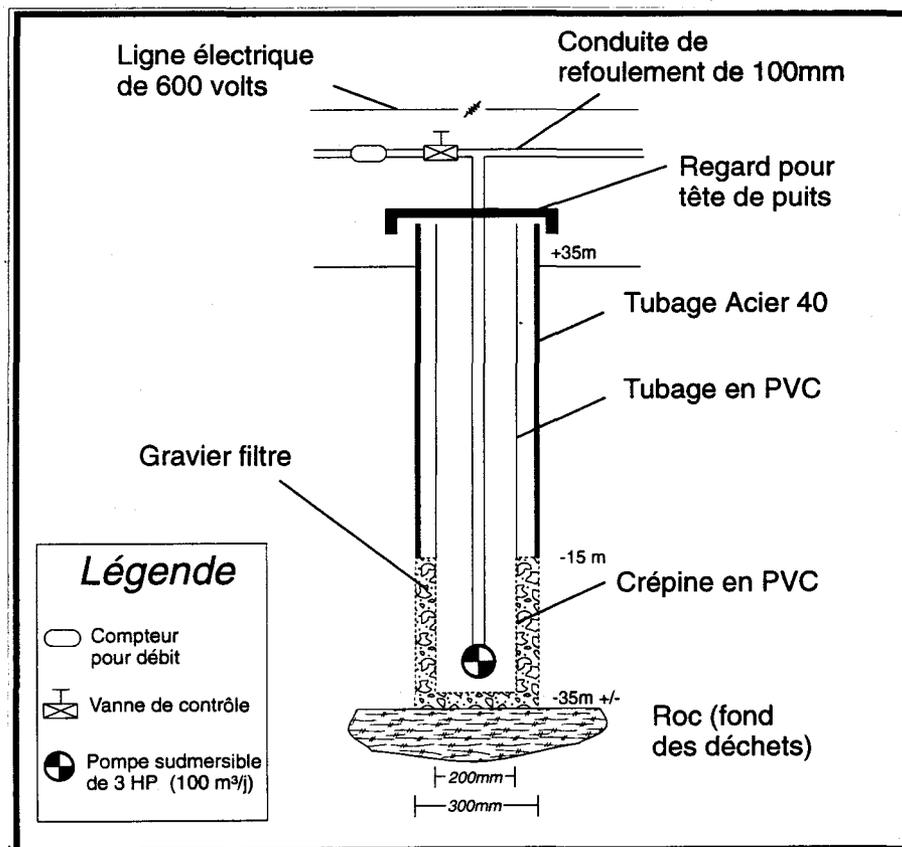


Figure #5.2 Schéma d'un puits de pompage dans les déchets (Contrôle du lixiviat)

Tableau #5.2 Coût unitaire de construction d'un puits de pompage dans les déchets
[Bodineau, 1994]

COMPOSANTES	COÛTS(\$)
Forage d'un puits de pompage dans les déchets:	
<i>Forage, 600mm, 80m à 1 400\$/m</i>	112 000\$
<i>Tubage ACIER 40, 300mm, 60m à 80\$/m</i>	4 800\$
<i>Tubage en PVC, 200mm, 60m à 100\$/m</i>	6 000\$
<i>Crépine en PVC, 200mm, 20m à 250\$/m</i>	5 000\$
<i>Gravier filtre, 2,5m³ à 800\$/m³</i>	2 000\$
<i>Essai de pompage</i>	
<i>Par palier (150\$/hr x 10 hr)</i>	1 500\$
<i>Débit constant et remontée (100\$/hr x 72hr), 1 pour 5 puits</i>	1 440\$
<i>Plate-forme de gravier et aménagement</i>	2 000\$
<i>Développement, 10h à 400\$/heure</i>	4 000\$
Total des forages:	138 740\$
Équipements d'un puits de pompage dans les déchets:	
<i>Pompe submersible de 3HP (100 m³/j)</i>	7 000\$
<i>Conduite refoulement secondaire, 80m à 45\$/m</i>	3 600\$
<i>Vanne en PVC, 150mm</i>	400\$
<i>Compteur d'eau en PVC, 150mm</i>	1 200\$
<i>Contrôle et protection de la pompe</i>	3 500\$
<i>Regard pour tête de puits</i>	4 000\$
<i>Panneau électrique (1 pour 3 puits *3 500\$/3)</i>	1 200\$
<i>Télésignalisation</i>	3 500\$
<i>Système de contrôle de la corrosion</i>	5 000\$
Total des équipements:	29 400\$
Sous-total (1):	<u>168 140\$</u>
Coûts des imprévus:	
<i>15 % du sous-total (1)</i>	25 221\$
Sous-total (2):	<u>193 361\$</u>
Frais contingents:	
<i>25 % du sous-total (2)</i>	48 340\$
Total pour un Puits de Pompage dans les Déchets:	C_{PPD} 241 701\$

5.3.3) Coût unitaire de construction d'un puits d'injection dans le roc

Comme pour la construction des puits de pompage, la construction des puits d'injection d'eau sera effectuée dans le roc. Il y a donc une standardisation possible. Cette standardisation permet de déterminer un coût unitaire pour construire un puits d'injection dans du roc. Le but de la construction de ces puits est de créer une barrière hydraulique parallèle à la paroi NE du site de façon à repousser l'eau de la zone aquifère profonde vers l'intérieur de la carrière. Comme le fond

de la carrière est 40 mètres sous le niveau moyen de la mer et que des déchets sont enfouis sur plus de 75 mètres, les forages pourront atteindre une profondeur de 80 mètres. Les 30 premiers mètres seront forés avec un diamètre de 200mm et le reste du forage aura un diamètre de 150mm. Le tubage dans le haut du forage est en PVC avec un diamètre de 150mm et l'espace annulaire autour du tubage sera cimenté sur toute sa hauteur par du coulis de ciment. Le tubage au-dessus de la zone d'injection dans les fissures profondes est en PVC avec un diamètre de 150mm et l'espace annulaire autour du tubage sera cimenté sur toute la hauteur. Une conduite d'alimentation en eau d'un diamètre de 100mm permettra d'acheminer l'eau vers les puits d'injection. L'alimentation en eau se fera à partir de puits de pompage installés du côté SE ou bien à partir du réseau d'aqueducs de la ville de Montréal.

La **figure #5.3** montre schématiquement l'installation des puits d'injection dans le roc tandis que la **tableau #5.3** détaille les coûts de construction des ces infrastructures.

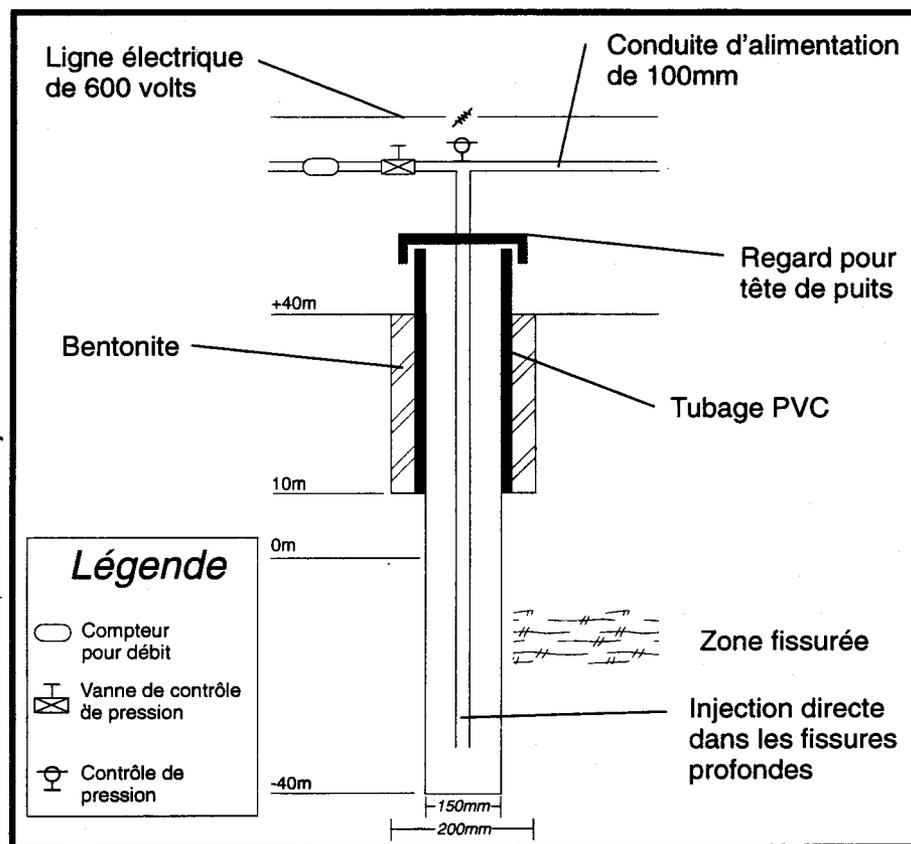


Figure #5.3 Schéma d'un puits d'injection dans le roc (Contrôle du lixiviat)

Tableau #5.3 Coût unitaire de la construction d'un puits d'injection dans le roc
[Bodineau, 1994]

COMPOSANTES	COÛTS(\$)
Forage d'un puits d'injection dans le roc:	
<i>Forage, 150mm, 80m à 35\$/m</i>	2 800\$
<i>Tubage en PVC, 150mm, 30m à 30\$/m</i>	900\$
<i>Essais de perméabilité, 50m/3 à 250\$</i>	4 250\$
<i>Essai de pompage</i>	
<i>Par palier (150\$/hr x 10hr)</i>	1 500\$
<i>Débit constant et remontée (100\$/hr x 72hr), 1 pour 5 puits</i>	1 440\$
Total des forages:	10 890\$
Équipements d'un puits d'injection dans le roc:	
<i>Contrôle de pression (manomètre)</i>	2 000\$
<i>Conduite refoulement secondaire, 80m à 45\$/m</i>	3 600\$
<i>Vanne en PVC, 150mm</i>	400\$
<i>Compteur d'eau en PVC, 150mm</i>	1 200\$
<i>Regard pour tête de puits.</i>	4 000\$
<i>Panneau électrique (1 pour 3 puits *3 500\$/3)</i>	1 200\$
<i>Télésignalisation</i>	1 000\$
Total des équipements:	13 400\$
Sous-total (1):	<u>24 290\$</u>
Coûts des imprévus:	
<i>15 % du sous-total (1)</i>	3 644\$
Sous-total (2):	<u>27 934\$</u>
Frais contingents:	
<i>25 % du sous-total (2)</i>	6 984\$
Total pour un Puits d'Injection dans le Roc:	C_{PIR} 34 918\$

5.3.4) Coût unitaire de construction d'un puits d'alimentation dans le roc

Comme pour les deux types de puits construits dans le roc, la construction d'un puits d'alimentation en eau a des coûts de base qui se répètent car le design est standardisé. Cette standardisation permet de déterminer un coût unitaire pour construire un puits d'alimentation dans le roc. Comme le but est de capter la nappe superficielle dans le roc, la profondeur des puits sera limitée à 30 mètres. Pour ce qui est des autres paramètres, ils sont identiques à ceux proposés à la section 5.3.1. Le débit d'exploitation des puits d'alimentation est de 40 m³/j ce qui nécessite l'installation d'une pompe submersible de 0,75HP. Si, pour des raisons incontrôlables, on ne trouve pas d'eau ou que le débit est insuffisant, l'approvisionnement en eau proviendra du réseau d'aqueduc de la ville de Montréal. À tous les trois forages des installations contenant les

équipements électriques devront être mis en place et une ligne téléphonique reliera les panneaux de contrôle à l'usine de traitement. Il faut prévoir une alimentation électrique de 600 volts.

La **figure #5.4** montre schématiquement l'installation des puits d'alimentation dans le roc tandis que la **tableau #5.4** détaille les coûts de construction des ces infrastructures.

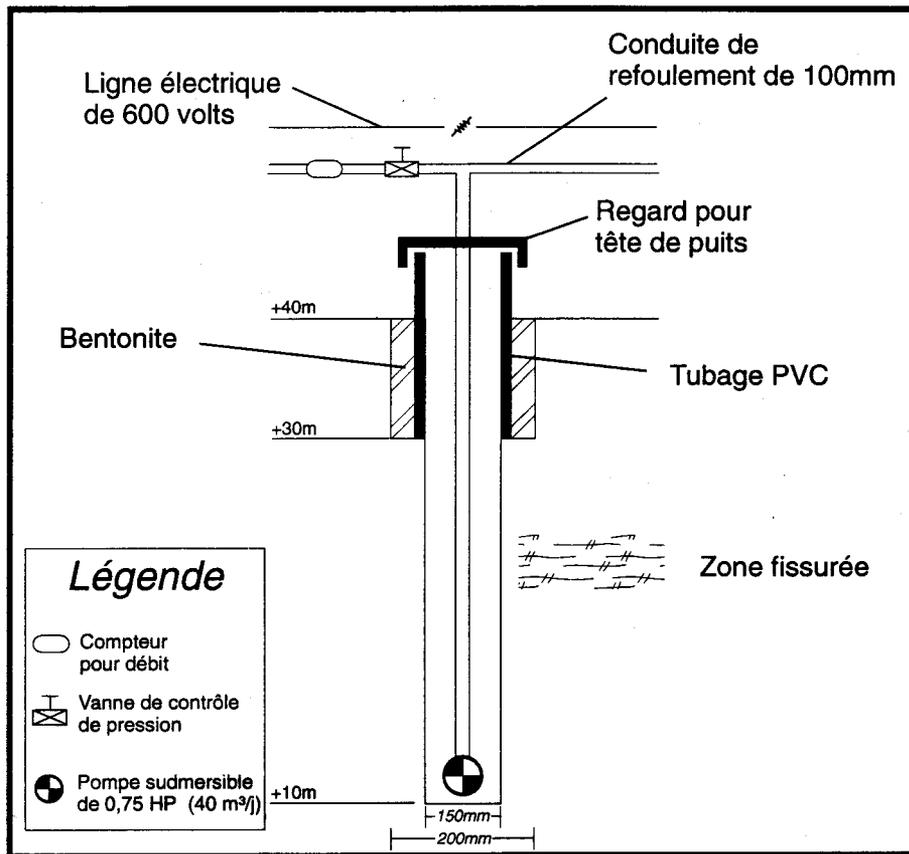


Figure #5.4 Schéma d'un puits d'alimentation dans le roc

Tableau #5.4 Coût unitaire de la construction d'un puits d'alimentation dans le roc
[Bodineau, 1994]

COMPOSANTES	COÛTS(\$)
Forage d'un puits d'alimentation dans le roc:	
<i>Forage, 150mm, 30m à 35\$/m</i>	1 050\$
<i>Tubage en PVC, 150mm, 10m à 30\$/m</i>	300\$
<i>Essais de perméabilité, 20m/3 à 250\$</i>	1 750\$
<i>Essai de pompage</i>	
<i>Par palier (150\$/hr x 10hr)</i>	1 500\$
<i>Débit constant et remontée (100\$/hr x 72hr), 1 pour 5 puits</i>	1 440\$
Total des forages:	6 040\$
Équipements d'un puits d'injection dans le roc:	
<i>Pompe submersible de 0,75 HP (40 m³/j)</i>	2 500\$
<i>Conduite refoulement secondaire, 30m à 45\$/m</i>	1 350\$
<i>Vanne en PVC, 150mm</i>	400\$
<i>Compteur d'eau en PVC, 150mm</i>	1 200\$
<i>Contrôle et protection de la pompe</i>	3 500\$
<i>Regard pour tête de puits</i>	4 000\$
<i>Panneau électrique (1 pour 3 puits *3 500\$/3)</i>	1 200\$
<i>Télésignalisation</i>	3 500\$
Total des équipements:	17 650\$
Sous-total (1):	<u>23 690\$</u>
Coûts des imprévus:	
<i>15 % du sous-total (1)</i>	3 554\$
Sous-total (2):	<u>27 244\$</u>
Frais contingents:	
<i>25 % du sous-total (2)</i>	6 811\$
Total pour un Puits d'Alimentation dans le Roc:	C_{PAR} 34 055\$

5.4) COÛTS D'EXPLOITATION DES INSTALLATIONS AU C.T.E.D.

5.3.1) Coûts du traitement des eaux de lixiviation au peroxyde d'hydrogène (H₂O₂)

Présentement, au C.T.E.D., les 900 000 m³ de lixiviat provenant de la station de pompage #1 sont traités au peroxyde d'hydrogène (H₂O₂) avant d'être acheminés vers le réseau d'égout de la ville de Montréal. Le personnel nécessaire au bon fonctionnement de ce procédé correspond à une équipe de cinq travailleurs à temps plein. Lors du traitement, des produits sont introduits, ce qui a pour conséquence d'augmenter les coûts. De plus, chaque année, on doit entretenir les installations et on doit considérer un renouvellement des installations à tous les cinq ans. Des frais

d'administration de 15% sont imputés aux coûts d'opérations. Pour ce qui est des imprévus, on propose un pourcentage de 15% (**Tableau #5.5**).

Tableau #5.5 Traitement des eaux de lixiviation au peroxyde d'hydrogène
[D'après: Daniel Drouin, communication personnelle,
ingénieur chargé de la gestion du lixiviat au C.T.E.D.]

COMPOSANTES	COÛTS	\$/ANNUEL \$
Coûts de la main-d'oeuvre: <i>5 travailleurs x 40 heures x 52 semaines x 25 \$/heure</i>	C _{main-d'oeuvre}	260 000\$
Coûts des produits: <i>Achat des produits nécessaire au traitement</i>	C _{produits}	250 000\$
Coûts d'entretien: <i>Entretien des installations</i>	C _{entretien}	50 000\$
Coûts des infrastructures: <i>Renouvellement des infrastructures (Durée de vie = 5ans) 300 000 \$ x 20%</i>	C _{infrastructures}	60 000\$
Total d'opérations:		620 000\$
Coûts de l'administration: <i>15 % des opérations</i>	C _{administration}	93 000\$
Sous-total:		713 000\$
Coûts des imprévus: <i>15 % du sous-total</i>	C _{imprévus}	106 950\$
Grand total:		819 950\$
Coût moyen du traitement au peroxyde d'hydrogène: <i>820 000\$ / 900 000 m³</i>	C _{peroxyde}	0,92 \$/m³

5.3.2) Coûts de traitement des eaux de lixiviation par l'ozonation

Un autre procédé de traitement est présentement à l'étude pour traiter les eaux de lixiviation du C.T.E.D.. Ce procédé utiliserait l'ozone (O₃) comme oxydant pour retirer les contaminants contenus dans les eaux de lixiviation. Les conditions d'opérations sont sensiblement les mêmes, mais les coûts changent. Ce sont ces coûts de traitement qui seront supposés pour l'évaluation des scénarios de contrôle des eaux de lixiviation (**Tableau #5.6**).

Tableau #5.6 Traitement des eaux de lixiviation avec l'ozone
 [D'après: Daniel Drouin, communication personnelle,
 ingénieur chargé de la gestion du lixiviat au C.T.E.D.]

COMPOSANTES	COÛTS	\$/ANNUEL \$
Coûts de la main-d'oeuvre: <i>5 travailleurs x 40 heures x 52 semaines x 25 \$/heure</i>	$C_{\text{main-d'oeuvre}}$	260 000\$
Coûts des produits: <i>Achat des produits nécessaire au traitement</i>	C_{produits}	70 000\$
Coûts d'entretien: <i>Entretien des installations</i>	$C_{\text{entretien}}$	75 000\$
Coûts des infrastructures: <i>Renouvellement des infrastructures (Durée de vie = 10ans) 1 500 000 \$ x 10%</i>	$C_{\text{infrastructures}}$	150 000\$
Total d'opérations:		<u>555 000\$</u>
Coûts de l'administration: <i>15 % des opérations</i>	$C_{\text{administration}}$	83 250\$
Sous-total:		<u>638 250\$</u>
Coûts des imprévus: <i>15 % du sous-total</i>	$C_{\text{imprévus}}$	95 738\$
Grand total:		<u>733 988\$</u>
Coût moyen du traitement par ozonation: <i>734 000\$ / 900 000 m³</i>	C_{ozone}	<u>0,82 \$/m³</u>

5.3.3) Coûts de pompage à la station de pompage #1

Présentement, les eaux de lixiviation sont pompées directement dans les déchets à partir de la station de pompage #1 qui comprend deux puits ayant une capacité maximale de pompage de 6000 m³/j. Le coût de construction de cette installation a été de 500 000\$ et on prévoit le changement des installations dans un avenir prochain. Le remplacement des installations nécessitera un investissement de 1 000 000\$ comprenant deux nouveaux puits (750 000\$) et une unité d'automatisation (250 000\$). La durée de vie des puits de pompage dans les déchets est de dix ans. L'entretien annuel des deux puits est de 150 000\$ et on doit dépenser 100 000\$ en équipement. La main-d'oeuvre nécessaire au bon fonctionnement de la station de pompage #1 est de cinq travailleurs à temps plein. Comme à chaque année la hauteur d'enfouissement des déchets augmente, de l'équipement pour les rehaussements est nécessaire. Des frais d'administration et d'imprévus sont proposés (15%) (**Tableau #5.7**).

Tableau #5.7 Pompage des eaux de lixiviation à la station de pompage #1
 [D'après: Daniel Drouin, communication personnelle,
 ingénieur chargé de la gestion du lixiviat au C.T.E.D.]

COMPOSANTES	COÛTS	\$/ANNUEL \$
Coûts de la main-d'oeuvre: <i>5 travailleurs x 40 heures x 52 semaines x 25 \$/heure</i>	C _{main-d'oeuvre}	260 000\$
Coûts en équipements:	C _{équipements}	100 000\$
Coûts d'entretien: <i>Entretien des installations (deux rehaussements)</i>	C _{entretien}	150 000\$
Coûts des infrastructures: <i>Renouvellement des infrastructures (Durée de vie = 10ans) 750 000 \$ x 10%</i>	C _{infrastructures}	75 000\$
Coûts du système d'automatisation	C _{infrastructures}	250 000\$
Total d'opérations:		835 000\$
Coûts de l'administration: <i>15 % des opérations</i>	C _{administration}	125 250\$
Sous-total:		960 250\$
Coûts des imprévus: <i>15 % du sous-total</i>	C _{imprévus}	144 038\$
Grand total:		1 104 288\$
Coût moyen du pompage à la station #1: <i>1 104 288\$ / 900 000 m³</i>	C _{station #1}	1,23 \$/m³

5.5) COÛTS D'EXPLOITATION DES INSTALLATIONS PROPOSÉES

Lors de l'élaboration des scénarios de contrôle hydraulique, il faut tenir compte des coûts annuels d'exploitation qui se divisent en plusieurs catégories que l'on regroupe sous les hypothèses suivantes:

Hypothèses

- Le coût de l'électricité est 0,06\$/kWh
- Les forages dans le roc ont une durée de vie de 20 ans avec un coût de renouvellement de 5%.
- Les forages dans les déchets ont une durée de vie de 10 ans avec un coût de renouvellement de 10%.

- Les équipements des puits dans le roc ont une durée de vie de 10 ans avec un coût de renouvellement de 10%.

- Les équipements des puits dans les déchets ont une durée de vie de 6 ans avec un coût de renouvellement de 17%.

- Une équipe comprenant un contremaître, un plombier et/ou un électricien dépendamment de la complexité du problème, un ou deux journaliers et finalement un véhicule est nécessaire au bon fonctionnement. À chaque année, il est nécessaire d'enlever et de remettre les équipements des puits.

- Les frais administratifs sont de 15% sur les coûts directs.

Les coûts d'exploitation impliqués par ces hypothèses sont établis dans les **tableaux #5.8, #5.9, #5.10 et #5.11.**

Tableau #5.8 Coûts d'exploitation des puits de pompage dans le roc
[Bodineau, 1994]

COMPOSANTES	COÛTS	\$/ANNUELS
Coûts d'entretien: <i>Enlever et remettre les équipements une fois par année</i> <i>1 équipe à 230\$/heure x 10 heures</i>	$C_{\text{entretien}}$	2 300\$
Coûts des infrastructures: <i>Renouvellement des forages</i> <i>(Durée de vie = 20ans) 12 040 \$ x 5%</i> <i>Renouvellement des équipements</i> <i>(Durée de vie = 10 ans) 19 400\$ x 10%</i>	C_{forages} $C_{\text{équipements}}$	602\$ 1 940\$
Coûts de l'électricité: <i>8 800 kWh/an x 0,06\$/kWh</i>		<u>528\$</u>
Sous-total (1):		<u>5 370\$</u>
Coûts de l'administration: <i>15 % du sous-total (1)</i>	$C_{\text{administration}}$	806\$
Sous-total (2):		<u>6 176\$</u>
Coûts des imprévus: <i>15 % du sous-total (2)</i>	$C_{\text{imprévus}}$	926\$
Grand total:	$C_{\text{EXP(PPR)}}$	<u>7 102\$</u>

Tableau #5.9 Coûts d'exploitation des puits de pompage dans les déchets
[Bodineau, 1994]

COMPOSANTES	COÛTS	\$/ANNUELS
Coûts d'entretien: <i>Enlever et remettre les équipements deux fois par année 1 équipe à 300\$/heure x 20 heures</i>	$C_{\text{entretien}}$	6 000\$
Coûts des infrastructures: <i>Renouvellement des forages (Durée de vie = 10ans) 138 740 \$ x 10% Renouvellement des équipements (Durée de vie = 6ans) 29 400\$ x 17%</i>	C_{forages} $C_{\text{équipements}}$	13 874\$ 4 998\$
Coûts de l'électricité: <i>25 000 kWh/an x 0,06\$/kWh</i>		1 500\$
Sous-total (1):		<u>26 372\$</u>
Coûts de l'administration: <i>15 % du sous-total (1)</i>	$C_{\text{administration}}$	3 956\$
Sous-total (2):		<u>30 328\$</u>
Coûts des imprévus: <i>15 % du sous-total (2)</i>	$C_{\text{imprévus}}$	4 549\$
Grand total:	$C_{\text{EXP(PPD)}}$	<u>34 877\$</u>

Tableau #5.10 Coûts d'exploitation des puits d'injection dans le roc
[Bodineau, 1994]

COMPOSANTES	COÛTS	\$/ANNUELS
Coûts d'entretien: <i>Enlever et remettre les équipements une fois par année 1 équipe à 125\$/heure x 4 heures</i>	$C_{\text{entretien}}$	500\$
Coûts des infrastructures: <i>Renouvellement des forages (Durée de vie = 20ans) 10 890\$ x 5% Renouvellement des équipements (Durée de vie = 10ans) 13 400\$ x 10%</i>	C_{forages} $C_{\text{équipements}}$	545\$ 1 340\$
Coûts de l'électricité: <i>Aucune</i>		0\$
Sous-total (1):		<u>2 385\$</u>
Coûts de l'administration: <i>15 % du sous-total (1)</i>	$C_{\text{administration}}$	358\$
Sous-total (2):		<u>2 743\$</u>
Coûts des imprévus: <i>15 % du sous-total (2)</i>	$C_{\text{imprévus}}$	411\$
Grand total:	$C_{\text{EXP(PIR)}}$	<u>3 154\$</u>

Tableau #5.11 Coûts d'exploitation des puits d'alimentation dans le roc
[Bodineau, 1994]

COMPOSANTES	COÛTS	\$/ANNUELS
Coûts d'entretien: <i>Enlever et remettre les équipements une fois par année 1 équipe à 230\$/heure x 10 heures</i>	C _{entretien}	2 300\$
Coûts des infrastructures: <i>Renouvellement des forages (Durée de vie = 20ans) 6 040 \$ x 5% Renouvellement des équipements (Durée de vie = 10ans) 17 650\$ x 10%</i>	C _{forages} C _{équipements}	302\$ 1 765\$
Coûts de l'électricité: <i>6 600 kWh/an x 0,06\$/kWh</i>		<u>396\$</u>
Sous-total (1):		<u>4 763\$</u>
Coûts de l'administration: <i>15 % du sous-total (1)</i>	C _{administration}	714\$
Sous-total (2):		<u>5 477\$</u>
Coûts des imprévus: <i>15 % du sous-total (2)</i>	C _{imprévus}	822\$
Grand total:	C _{EXP(PAR)}	<u>6 299\$</u>

Tableau #5.12 Résumé des coûts nécessaires à l'évaluation des fonctions objectives

COMPOSANTES	SIGLE	COÛTS
Puits de Pompage dans le Roc (80 m)	C _{PPR}	45 195 \$
EXPloitation d'un Puits de Pompage dans le Roc (45 m ³ /j)	C _{EXP(PPR)}	0,44 \$/m ³
Puits de Pompage dans les Déchets (80 m)	C _{PPD}	241 701 \$
EXPloitation d'un Puits de Pompage dans les Déchets (100 m ³ /j)	C _{EXP(PPD)}	0,96 \$/m ³
Puits d'Injection dans le Roc (80 m)	C _{PIR}	34 918 \$
EXPloitation d'un Puits d'Injection dans le Roc (35 m ³ /j)	C _{EXP(PIR)}	0,25 \$/m ³
Puits d'Alimentation dans le Roc (30 m)	C _{PAR}	34 055 \$
EXPloitation d'un Puits d'Alimentation dans le Roc (40 m ³ /j)	C _{EXP(PAR)}	0,44 \$/m ³
Traitement du lixiviat au H ₂ O ₂ (900 000 m ³)	C _{peroxyde}	0,92 \$/m ³
Traitement du lixiviat au O ₃ (900 000 m ³)	C _{ozone}	0,82 \$/m ³
Pompage du lixiviat à la station #1 (900 000 m ³)	C _{pomp #1}	1,23 \$/m ³
Construction d'une station de pompage dans les déchets	C _{cons NS}	750 000 \$
Pompage du lixiviat à la nouvelle station	C _{pomp NS}	1,23 \$/m ³
Système d'automatisation de la station de pompage	C _{auto}	250 000 \$
Bénéfices associés à l'enfouissement	B _{enfouissement}	19 800 000\$
Coûts associés à l'échec (voir section 6.2.1)	C _{échec}	40 200 000\$
Eau de l'aqueduc	C _{eau}	0,50 \$/m ³

CHAPITRE VI

Description détaillée des scénarios de contrôle hydraulique des eaux de lixiviation au C.T.E.D.

6.1) CONTRAINTES DE CONCEPTION

Quand des scénarios de contrôle hydraulique sont proposés, il faut tenir compte des contraintes physiques comme les limites de la propriété, la topographie du site ou bien la disponibilité des fonds pour le financement. Il faut aussi prendre en considération les contraintes techniques lors de l'élaboration des scénarios. Voici une liste des contraintes concernant les scénarios de contrôle au C.T.E.D.:

1) Des limites sur les débits de pompage et d'injection existent pour tout puits de pompage et d'injection. Les installations qui sont actuellement en place et celles qui seront proposées ont des limites techniques d'exploitation que nous devons respecter. Prenons par exemple la station de pompage #1, elle est limitée par un débit de pompage maximum de 6000 m³/j. La situation sera identique pour tous les autres puits qui seront envisagés, ils auront des limites techniques à respecter:

$$Q_j^+ \leq Q_{j\max}^+ \quad [Q_j^+ = \text{débit d'injection au point } j]$$

$$Q_j^- \leq Q_{j\max}^- \quad [Q_j^- = \text{débit de pompage au point } j]$$

2) Il faut minimiser les débits d'injection et de pompage de façon à minimiser les coûts d'exploitation et de traitement des eaux de lixiviation.

3) De plus, il faut limiter le nombre de puits au minimum pour diminuer les coûts d'implantation du système de contrôle.

Les conditions très spécifiques et différentes d'un scénario à l'autre font que pour chacun des scénarios qui seront proposés, une fonction objective différente devra être développée. Le but sera donc de minimiser ces fonctions objectives tout en respectant les contraintes de conception.

6.2) SCÉNARIO DE CONTRÔLE #1

Augmenter le taux de pompage à la station de pompage #1 en essayant de ne pas ajouter de nouvelles infrastructures. Si la station de pompage #1 n'est pas suffisante pour pomper tout le lixiviat, l'installation d'une nouvelle station de pompage dans les déchets sera nécessaire. La **figure #6.1** représente schématiquement le scénario #1 tandis que le **tableau #6.1** présente ses composantes.

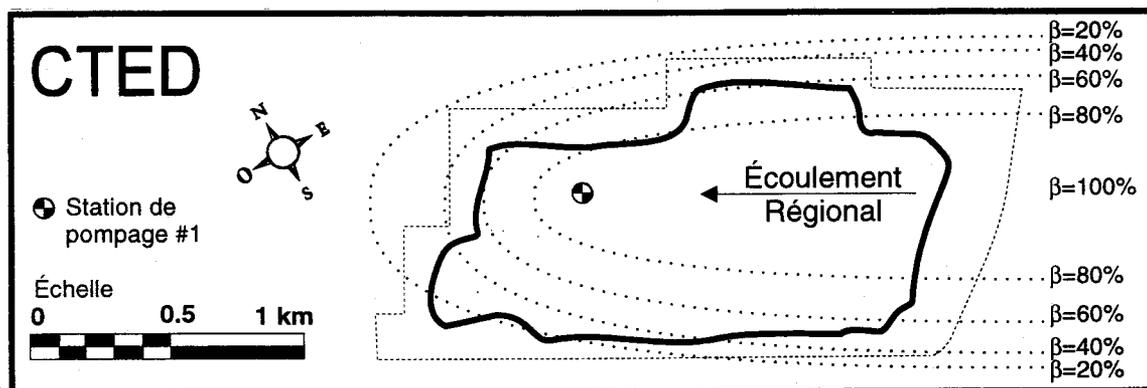


Figure #6.1 Représentation du scénario de contrôle #1

Tableau #6.1 Composantes du scénario #1

Débit de pompage moyen à la station de pompage #1	$Q_{\text{moyen \#1}} = 2660 \text{ m}^3/\text{j}$
Débit de pompage maximum à la station de pompage #1	$Q_{\text{max \#1}} = 6000 \text{ m}^3/\text{j}$
Coûts de traitement du lixiviat au O_3	$C_{\text{ozone}} = 0,82 \text{ \$/m}^3$
Coûts de pompage du lixiviat à la station #1	$C_{\text{pomp \#1}} = 1,23 \text{ \$/m}^3$
Coûts de construction d'un puits dans les déchets	$C_{\text{PPD}} = 241\,701\text{\$}$
Coûts annuels d'exploitation d'un puits dans les déchets	$C_{\text{EXP(PPD)}} = 0,96\text{\$/m}^3\text{\$}$
Coûts de construction d'une nouvelle station dans les déchets	$C_{\text{cons NS}} = 750\,000\text{\$}$
Coûts du système d'automatisation pour la nouvelle station	$C_{\text{automat}} = 250\,000\text{\$}$
Coûts de pompage du lixiviat à la nouvelle station	$C_{\text{pomp NS}} = 1,23 \text{ \$/m}^3$
Coûts associés à l'échec (Voir section # 6.2.1)	$C_{\text{échec}} = 40\,200\,000 \text{ \$}$

6.2.1) Description du scénario #1

Le but de ce scénario est de pomper le lixiviat directement dans les déchets à partir de la station de pompage #1 qui est déjà en place au point bas de la carrière dans la zone 4. Par une augmentation du taux de pompage à cette station, il est possible d'agrandir la zone d'appel de lixiviat. Ce pompage permet l'interception de l'écoulement régional de l'eau souterraine et de plus, il permet l'isolement et le traitement du lixiviat avant qu'il ne sorte du site. Plus le débit de pompage est élevé, plus grande est la zone d'appel d'un puits de pompage [Javandel et Tsang., 1987]. Donc, ce qu'il faut déterminer c'est le débit de pompage permettant l'interception du maximum de lixiviat tout en minimisant les coûts. Il ne faut pas oublier qu'avec l'augmentation du taux de pompage correspond une augmentation des coûts de pompage et de traitement des eaux de lixiviation. Si, pour capter tout le lixiviat avant qu'il ne sorte du site, le taux de pompage doit excéder les limites de la station de pompage #1 (6000 m³/j), il sera alors nécessaire de construire une autre station de pompage et l'augmentation des coûts sera considérable. Si, par contre, le taux de pompage n'est pas assez grand, la zone d'appel de lixiviat peut ne pas être assez étendue et il est possible que des eaux de lixiviation s'échappent du site. Donc, le système de contrôle ne remplit pas ses objectifs et le C.T.E.D. doit cesser l'enfouissement de déchets et on doit trouver un autre moyen pour éliminer les déchets. Il n'existe pas beaucoup d'alternatives à l'enfouissement des déchets sur l'Île de Montréal, mais ce qui serait réalisable est la construction d'un incinérateur. Cette option de disposition des déchets augmente le coût d'élimination de 33\$/tonne à environ 100\$/tonne, donc une plus value de 67\$/tonne. Si on considère qu'au C.T.E.D. 600 000 tonnes de déchets sont enfouis par année, les coûts associés à un échec se chiffrent donc conservativement à 40 millions. De plus, bien que le volume des déchets soit grandement diminué dans un incinérateur, il reste des cendres qui doivent être éliminées.

6.2.2) Méthode pour évaluer les coûts du scénario #1

La méthode utilisée pour évaluer les coûts sera la méthode de simulation directe du modèle de l'écoulement de l'eau souterraine. La marche à suivre est donc de simuler, à l'aide du modèle, plusieurs débits de pompage et d'observer la réponse. Chaque taux de pompage a sa propre zone d'appel et ses coûts associés. Si la zone d'appel se trouve à l'intérieur des limites du C.T.E.D., alors le contrôle n'est pas efficace à 100%. Plus le taux de pompage augmente, plus les chances d'échec diminuent et l'efficacité augmente. Pour un contrôle efficace à 50%, les coûts associés à l'échec sont donc 50% des coûts associés à l'échec (20 millions). Cette mesure de la probabilité d'échec est représentée par le facteur de pondération (β), qui est fonction de la

superficie de la zone d'appel de lixiviat de la station de pompage #1. On peut donc déterminer le moment où les coûts sont minimum en fonction du débit de pompage (**Figure #6.2**).

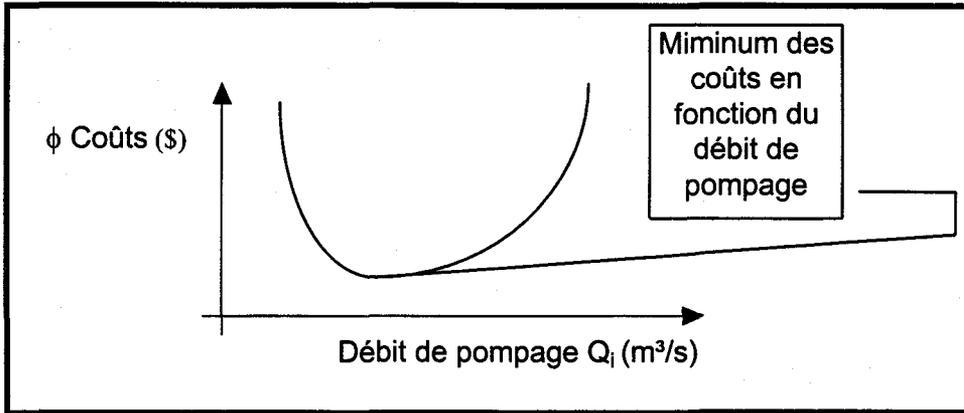


Figure #6.2 Schématisation de la courbe des coûts en fonction du débit de pompage

Les composantes de la fonction objective des coûts (Φ) varient en fonction du débit de pompage à la station pompage #1. Si le débit de pompage à la station #1 (Q_1) est plus bas que son maximum d'exploitation (Q_{max}), alors les coûts sont composés des coûts de pompage et de traitement qui sont fonctions du débit de pompage à la station de pompage #1, additionnés des coûts liés à l'échec multipliés par le facteur de pondération (β).

Fonction objective des coûts pour le scénario #1 si $Q_1 \leq Q_{max}$:

$$\Phi(Q_1) = \sum(1+i)^t [(C_{pomp \#1} + C_{ozone})Q_1 + \beta C_{échec}]$$

Par contre, si le débit de pompage à la station de pompage #1 (Q_1) doit excéder son maximum d'exploitation (Q_{max}), la construction d'une autre station de pompage dans les déchets est alors nécessaire. Les coûts sont identiques à la première situation sauf qu'il faut inclure aussi les coûts de construction de la nouvelle station ($C_{cons \ NS}$) dans les déchets. Une fois cette station en place, le volume de lixiviat à traiter sera réparti sur deux stations plutôt qu'une seule. La superposition des zones d'appel peut équilibrer les débits de pompage aux stations.

Fonction objective des coûts pour le scénario #1 si $Q_1 \geq Q_{max}$:

$$\Phi(Q_1, Q_2) = \sum (1 + i)^{-t} [(C_{pomp \#1} + C_{ozone})Q_1 + (C_{pomp NS} + C_{ozone})Q_2 + C_{cons NS} + \beta C_{échech}]$$

6.2.3) Remarques sur le scénario #1

Ce premier scénario abaisse par pompage le niveau de la nappe phréatique dans les déchets. Si le niveau d'eau dans les déchets diminue, il y a alors modification de la contrainte effective dans les déchets (σ'). La contrainte effective correspond à la différence entre la contrainte totale (σ_T), qui est définie comme le poids de tous les déchets, sol et eau situés au-dessus d'un point et la pression interstitielle (μ) qui correspond à la hauteur d'eau piézométrique en ce point.

Pour calculer les contraintes effectives, il faut connaître le poids volumique des déchets secs et saturés. D'après Oweis et al. (1990), un poids volumique global (γ_g) de 6,8 kN/m³, une porosité (n) de 50% et un pourcentage d'humidité de 20% caractérise généralement les déchets municipaux. Le terme (γ_w) correspond au poids volumique de l'eau, soit 9,8 kN/m³. De ces valeurs il est possible de déterminer le poids volumique des solides (γ_s).

Comme [$\gamma_g = \gamma_s (1-n)$], on aura un (γ_s) de 13,6 kN/m³.

Poids volumique des déchets secs

$$\gamma_1 = \gamma_s (1-n) + \gamma_w n$$

$$\gamma_1 = 13,6 (1 - 0,5) + 9,8 (0,1)$$

$$\gamma_1 = 7,8 \text{ kN/m}^3 \text{ (793 Kg/m}^3\text{)}$$

Les vides sont remplis par 20% d'humidité
20%*50%=10%

Poids volumique des déchets saturés

$$\gamma_2 = \gamma_s (1-n) + \gamma_w n$$

$$\gamma_2 = 13,6 (1 - 0,5) + 9,8 (0,5)$$

$$\gamma_2 = 11,7 \text{ kN/m}^3 \text{ (1192 Kg/m}^3\text{)}$$

Comme au C.T.E.D. on retrouve jusqu'à 75 m de déchets, il serait intéressant de vérifier la variation de la contrainte effective à la base des déchets en fonction de la hauteur de la nappe phréatique dans les déchets.

D'après l'allure des profils de contraintes (**Figure #6.3**), on se rend compte que la contrainte effective varie en fonction de la hauteur de la nappe phréatique.

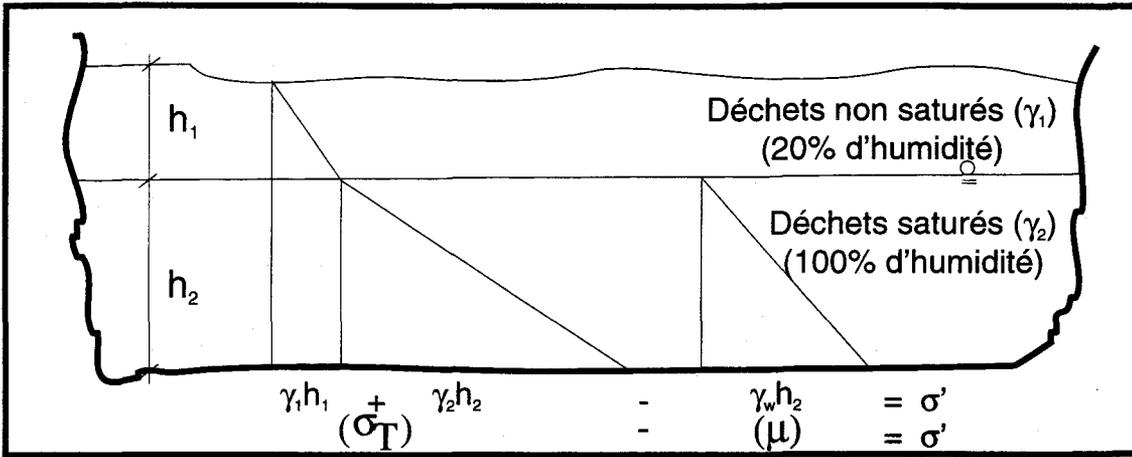


Figure #6.3 Profil des contraintes en fonction de la hauteur de la nappe dans les déchets

Le prochain graphique illustre la variation de la contrainte effective en fonction de la hauteur de la nappe phréatique (**Figure #6.4**).

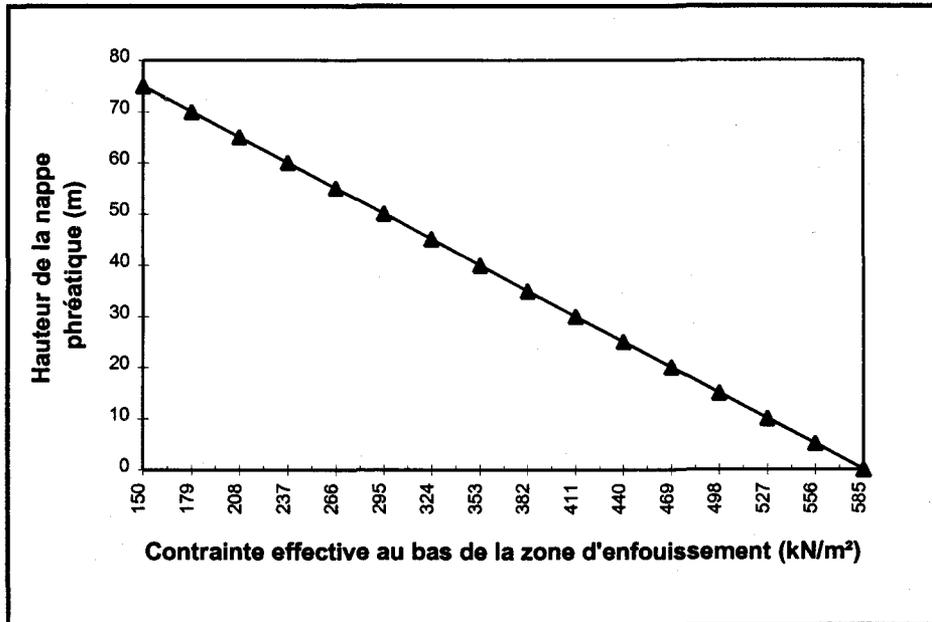


Figure #6.4 Variation de la contrainte effective en fonction de la hauteur de la nappe phréatique

En observant la figure ci-haut, on se rend compte que plus le niveau de la surface libre descend dans les déchets, plus la contrainte effective augmente. Cette augmentation de la contrainte

effective aura pour conséquence de faire augmenter le tassement dans les déchets et il peut y avoir des risques de bris des installations de surface nécessaires à la capture des biogaz et du lixiviat. Comme le phénomène de tassement dans un site d'enfouissement sanitaire est très complexe et difficilement prévisible, ce scénario est peu applicable dans le contexte du C.T.E.D.. Il faut faire attention lors de l'évaluation de la zone d'appel de la station de pompage #1. Un simple changement dans les propriétés des déchets comme la porosité ou la perméabilité change la zone de captage.

6.3) SCÉNARIO DE CONTRÔLE #2

Ce scénario consiste en l'installation de puits de pompage dans le roc du côté NE du site tout en maintenant le niveau d'eau constant au droit de la station de pompage #1. La **figure #6.5** représente schématiquement le scénario #2 tandis que le **tableau #6.2** présente ses composantes.

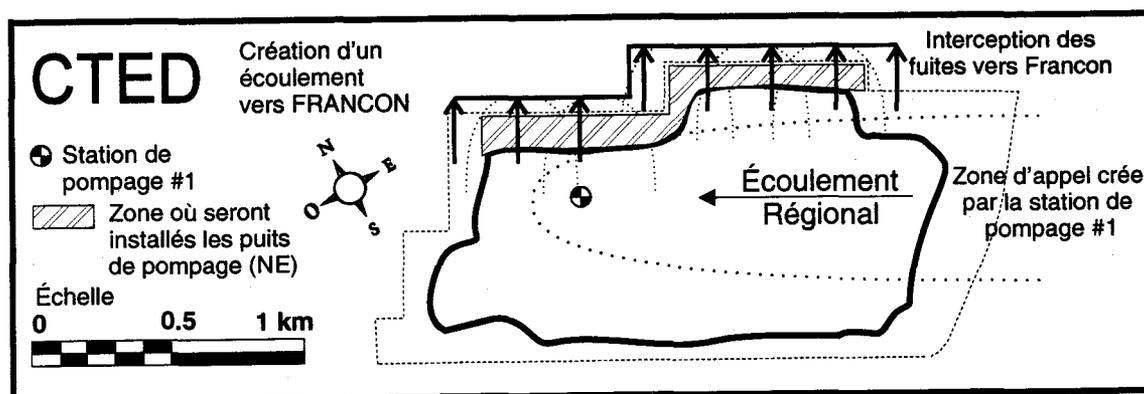


Figure #6.5 Représentation du scénario de contrôle #2

Tableau #6.2 Composantes du scénario #2

Débit de pompage moyen à la station de pompage #1	$Q_{\text{moyen}} = 2660 \text{ m}^3/\text{j}$
Débit de pompage maximum à la station de pompage #1	$Q_{\text{max}} = 6000 \text{ m}^3/\text{j}$
Coûts de traitement du lixiviat au O_3	$C_{\text{ozone}} = 0,82 \text{ \$/m}^3$
Coûts de pompage du lixiviat à la station de pompage #1	$C_{\text{pomp \#1}} = 1,23 \text{ \$/m}^3$
Coûts de construction d'un puits de pompage dans le roc	$C_{\text{PPR}} = 45\,195 \text{ \$}$
Coûts annuels d'exploitation d'un puits de pompage dans le roc	$C_{\text{EXP(PPR)}} = 0,44 \text{ \$/m}^3$
Coûts associés à l'échec	$C_{\text{échec}} = 40\,200\,000 \text{ \$}$

6.3.1) Description du scénario #2

Le but de ce scénario est d'utiliser la station de pompage #1 en combinaison avec des puits de pompage installés dans le roc fracturé du côté NE du site. En ayant comme objectif de minimiser la modification des conditions actuelles au C.T.E.D. (tassements, bris des installations), le niveau d'eau au droit de la station de pompage #1 sera maintenu le plus stable possible (-33 mètres). Comme des fuites sont possibles du côté NE du site vers la carrière Francon, la série de puits de pompage sera installée de façon à intercepter les fuites possibles. Cette interception est rendue possible par une dépression continue, créée par les puits de pompage, de la nappe du côté de la face NE de la carrière. Ce qu'il faut trouver, c'est le nombre, l'espacement et le débit de pompage des puits à installer. Comme ces puits de pompage travailleront en combinaison avec la station de pompage #1, il faudra trouver les taux de pompage permettant l'interception et le contrôle des eaux de lixiviation à moindres coûts.

6.3.2) Méthode pour évaluer les coûts du scénario #2

La méthode utilisée pour évaluer les coûts est celle de la simulation directe du modèle de l'écoulement de l'eau souterraine. La station de pompage #1 génère une zone d'appel qui, selon des études laisse échapper du lixiviat. Le but de ce second scénario sera donc d'installer des puits de pompage dans la zone où des fuites ont été supposées (secteur NE du site) de façon à intercepter le lixiviat avant qu'il ne sorte de la propriété. En augmentant le nombre et/ou le taux de pompage dans ces puits, il sera possible de diminuer les probabilités d'échec. Encore une fois, il faudra déterminer le scénario qui permettra l'isolement du lixiviat tout en minimisant les coûts. Les coûts associés à l'échec seront fonction du nombre de lignes d'écoulement qui se dirigent vers Francon. Plus le nombre de lignes d'écoulement sera grand, plus les coûts associés à l'échec seront importants.

Étant donné que le niveau d'eau au droit de la station de pompage #1 doit rester sensiblement constant, et qu'on ajoute des puits de pompage du côté NE du site, il est possible que le taux de pompage à la station #1 baisse. Ceci implique que la fonction objective dépendra des coûts de pompage et de traitement du lixiviat de la station de pompage #1 additionnés aux coûts de construction des puits du côté NE et aux coûts de pompage et de traitement associés à ceux-ci.

Fonction objective des coûts pour le scénario #2

$$\Phi(Q_1, Q_{NE}) = \sum (1 + i)^{-t} [(C_{\text{pomp \#1}} + C_{\text{ozone}})Q_1 + (C_{\text{EXP(PPR)}} + C_{\text{ozone}}) \sum Q_{NE} + \sum C_{\text{PPR}} + \beta C_{\text{échec}}]$$

6.3.3) Remarques sur le scénario #2

Lors de l'installation des puits de pompage du côté NE, il y aura production d'une zone d'appel de lixiviat venant de l'intérieur du site vers l'extérieur. Il sera donc impératif de s'assurer que l'espacement, le nombre et le débit de pompage permettra l'interception complète du lixiviat sur la face entre le C.T.E.D. et l'ancienne carrière Francon. En plus de capter du lixiviat, ces puits capteront de l'eau souterraine. Ceci aura pour conséquence de diluer le lixiviat pompé vers l'usine de traitement sans le décontaminer. Donc, il y aura augmentation du volume de lixiviat à traiter.

6.4) SCÉNARIO DE CONTRÔLE #3

Ce scénario implique l'installation de puits d'injection dans le roc du côté NE du site tout en maintenant le débit de pompage à la station #1 le plus bas possible. L'alimentation des puits d'injection sera faite à partir du réseau d'aqueduc de la ville de Montréal. La **figure #6.6** représente schématiquement le scénario #3 tandis que le **tableau #6.3** présente ses composantes.

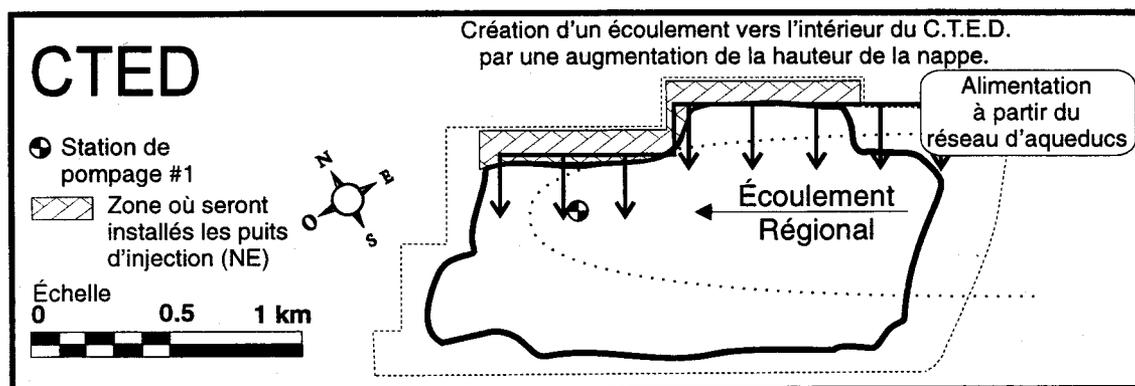


Figure #6.6 Représentation du scénario de contrôle #3

Tableau #6.3 Composantes du scénario #3

Débit de pompage moyen à la station de pompage #1	$Q_{\text{moyen}} = 2660 \text{ m}^3/\text{j}$
Débit de pompage maximum à la station de pompage #1	$Q_{\text{max}} = 6000 \text{ m}^3/\text{j}$
Coûts de traitement du lixiviat au O_3	$C_{\text{ozone}} = 0,82 \text{ \$/m}^3$
Coûts de pompage du lixiviat à la station de pompage #1	$C_{\text{pomp \#1}} = 1,23 \text{ \$/m}^3$
Coûts de construction d'un puits d'injection dans le roc	$C_{\text{PIR}} = 34\,918 \text{ \$}$
Coûts annuels d'exploitation d'un puits d'injection dans le roc	$C_{\text{EXP(PIR)}} = 0,25 \text{ \$/m}^3$
Coûts pour acheter de l'eau	$C_{\text{eau}} = 0,50 \text{ \$/m}^3$
Coûts associés à l'échec	$C_{\text{échec}} = 40\,200\,000 \text{ \$}$

6.4.1) Description du scénario #3

Le but de ce scénario est d'utiliser la station de pompage #1 en combinaison avec des puits d'injection installés dans le roc du côté NE du site en s'alimentant à partir du réseau d'aqueduc de la ville de Montréal. Par une augmentation de l'élévation de la nappe phréatique du côté NE du site, il sera possible d'imposer un gradient hydraulique vers l'intérieur du site. Il appert que plus le débit d'injection sera grand, plus grande seront les chances d'empêcher la migration du lixiviat vers l'extérieur du site. Cette observation implique par contre des coûts d'injection (achat d'eau et injection) plus importants. De plus, le volume de lixiviat pompé et traité par la station de pompage #1 augmentera.

Dans le but de minimiser la modification des conditions actuelles au C.T.E.D. (tassements, bris des installations), le niveau d'eau au droit de la station de pompage #1 sera maintenu le plus stable possible (-33 mètres). Ce qu'il faut trouver, c'est le nombre, l'espacement et les débits d'injection des puits. Comme ces puits d'injection travailleront en combinaison avec la station de pompage #1, il faudra trouver les taux d'injection permettant le captage des eaux de lixiviation aux moindres coûts.

6.4.2) Méthode pour évaluer les coûts du scénario #3

La méthode utilisée pour évaluer les coûts est celle de la simulation directe du modèle d'écoulement de l'eau souterraine. La station de pompage #1 génère une zone d'appel qui selon des études pourrait laisser du lixiviat s'échapper. Le but de ce troisième scénario sera donc d'installer des puits d'injection dans la zone où des fuites sont possibles, secteur NE du site, de

façon à forcer le lixiviat à rester dans le site. En augmentant le nombre et/ou le taux d'injection dans ces puits, il sera possible de diminuer les chances d'échec. Encore une fois, il faudra déterminer le scénario qui permettra le captage du lixiviat tout en minimisant les coûts. Les coûts associés à l'échec seront fonction du nombre de lignes d'écoulement qui vont vers Francon. Plus les fuites seront grandes, plus les coûts associés à l'échec seront importants.

Étant donné que le niveau d'eau au droit de la station de pompage #1 doit rester sensiblement constant et qu'on ajoute des puits d'injection du côté NE du site, on peut s'attendre à ce que le taux de pompage à la station #1 augmente. Ceci implique que la fonction objective sera dépendante des coûts de pompage et de traitement du lixiviat pompé à la station de pompage #1 additionné aux coûts de construction des puits du côté NE et aux coûts de l'achat de l'eau et de son injection.

Fonction objective des coûts pour le scénario #3

$$\Phi(Q_1, Q_{NE}) = \sum (1 + i)^{-t} [(C_{\text{pomp \#1}} + C_{\text{ozone}})Q_1 + (C_{\text{EXP(PIR)}} + C_{\text{eau}}) \sum Q_{NE} + \sum C_{\text{PIR}} + \beta C_{\text{échec}}]$$

6.4.3) Remarques sur le scénario #3

Lors de l'installation des puits d'injection du côté NE, il y aura une augmentation de la migration d'eau de l'extérieur du site vers l'intérieur. Il sera donc impératif de s'assurer que l'espacement, le nombre et le débit d'injection permettra l'imposition d'un écoulement vers l'intérieur tout en limitant l'augmentation de la quantité de lixiviat pompé à la station de pompage #1.

6.5) SCÉNARIO DE CONTRÔLE #4

Installation de puits d'injection dans le roc du côté NE du site tout en maintenant le débit de pompage à la station #1 le plus constant possible. L'alimentation des puits d'injection sera faite à partir d'un réseau de puits d'alimentation du côté SE du site. La **figure #6.7** représente schématiquement le scénario #4 tandis que le **tableau #6.4** présente ses composantes.

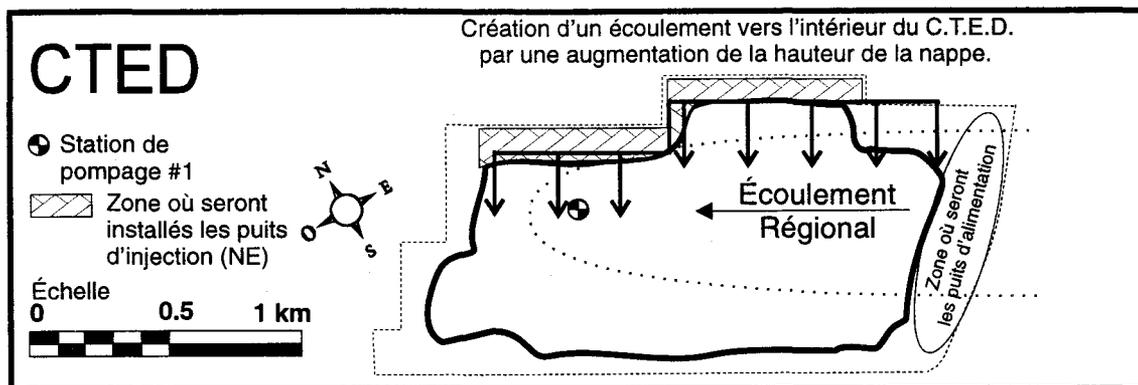


Figure #6.7 Représentation du scénario de contrôle #4

Tableau #6.4 Composantes du scénario #4

Débit de pompage moyen à la station de pompage #1	$Q_{\text{moyen}} = 2660 \text{ m}^3/\text{j}$
Débit de pompage maximum à la station de pompage #1	$Q_{\text{max}} = 6000 \text{ m}^3/\text{j}$
Coûts de traitement du lixiviat au O_3	$C_{\text{peroxyde}} = 0,82 \text{ \$/m}^3$
Coûts de pompage du lixiviat à la station de pompage #1	$C_{\text{pomp \#1}} = 1,23 \text{ \$/m}^3$
Coûts de construction d'un puits d'alimentation dans le roc	$C_{\text{PAR}} = 34\,055 \text{ \$}$
Coûts annuels d'exploitation d'un puits d'alimentation dans le roc	$C_{\text{EXP(PAR)}} = 0,44 \text{ \$/m}^3$
Coûts de construction d'un puits d'injection dans le roc	$C_{\text{PIR}} = 34\,918 \text{ \$}$
Coûts annuels d'exploitation d'un puits d'injection dans le roc	$C_{\text{EXP(PIR)}} = 0,25 \text{ \$/m}^3$
Coûts associés à l'échec	$C_{\text{échec}} = 40\,200\,000 \text{ \$}$

6.5.1) Description du scénario #4

Le but de ce scénario est d'utiliser la station de pompage #1 en combinaison avec des puits d'injection installés dans le roc du côté NE du site et des puits d'alimentation du côté SE. Par une augmentation de l'élévation de la nappe phréatique du côté NE du site, il serait possible d'imposer un écoulement vers l'intérieur du site. Il appert que plus le débit d'injection sera grand, plus grande

seront les chances d'empêcher la migration du lixiviat vers l'extérieur du site. Par une installation de puits de pompage de l'eau souterraine de surface dans le secteur SE du site, il sera possible d'intercepter une partie de l'eau souterraine avant qu'elle n'entre dans le site. Cette eau sera recyclée vers le réseau de puits d'injection. On peut donc s'attendre à un volume de lixiviat pompé sensiblement constant à la station de pompage #1. Cette observation implique par contre des coûts de construction de puits de pompage et d'injection, des coûts d'exploitation et des coûts de traitement.

Dans le but de diminuer au maximum la modification des conditions actuelles au C.T.E.D. (tassements, bris des installations), le niveau d'eau au droit de la station de pompage #1 sera maintenu le plus stable possible (-33 mètres). Ce qu'il faut trouver, c'est le nombre, l'espacement et les débits de pompage et d'injection des puits. Comme ces puits d'injection travailleront en combinaison avec la station de pompage #1 et les puits d'alimentation, il faudra trouver les taux d'injection et de pompage permettant l'isolement des eaux de lixiviation aux moindres coûts.

6.5.2) Méthode pour évaluer les coûts du scénario #4

La méthode utilisée pour évaluer les coûts est celle de la simulation directe du modèle de l'écoulement de l'eau souterraine. La station de pompage #1 génère une zone d'appel qui selon des études pourrait laisser du lixiviat s'échapper. Le but de ce quatrième scénario sera donc d'installer des puits d'injection dans la zone où des fuites sont possibles (secteur NE du site) de façon à forcer le lixiviat à rester dans le site en s'alimentant à partir de puits de pompage du côté SE. En augmentant le nombre et/ou le débit d'injection dans ces puits, il sera possible de diminuer les chances d'échec. Encore une fois, il faudra déterminer le scénario qui permettra l'isolement du lixiviat tout en minimisant les coûts. Les coûts associés à l'échec seront fonction du nombre de lignes d'écoulement se dirigeant vers Francon. Encore une fois des couples de piézomètres seront nécessaire pour vérifier la direction du gradient. Plus les fuites seront grandes, plus les coûts associés à l'échec seront important.

Étant donné que le niveau d'eau au droit de la station de pompage #1 doit rester sensiblement constant et qu'on ajoute des puits d'injection du côté NE et des puits d'alimentation du côté SE du site, il faut s'attendre à ce que le taux de pompage à la station #1 reste sensiblement constant. Ceci implique que la fonction objective sera dépendante des coûts de pompage et de traitement du lixiviat pompé à la station de pompage #1 additionné des coûts de construction des puits du côté NE et SE et des coûts associés à l'injection et au pompage.

Fonction objective des coûts pour le scénario #4

$$\Phi(Q_1, Q_{NE}, Q_{SE}) = \sum (1 + i)^{-t} [(C_{\text{pomp \#1}} + C_{\text{ozone}})Q_1 + (C_{\text{EXP(PIR)}}) \sum Q_{NE} + \sum C_{\text{PIR}} + (C_{\text{EXP(PAR)}}) \sum Q_{SE} + \sum C_{\text{PAR}} + \beta C_{\text{échec}}]$$

6.5.3) Remarques sur le scénario #4

Lors de l'installation des puits d'injection du côté NE, il y aura une augmentation de la migration d'eau de l'extérieur du site vers l'intérieur. Il sera donc impératif de s'assurer que l'espacement, le nombre et le débit d'injection permettra l'imposition d'un écoulement vers l'intérieur tout en limitant l'augmentation de la quantité de lixiviat pompé à la station de pompage #1. En plus d'injecter de l'eau, ces puits déplaceront de l'eau souterraine, ce qui aura pour conséquence de diluer le lixiviat pompé vers l'usine de traitement sans toutefois le décontaminer, donc il y aura augmentation du volume de lixiviat à traiter.

De plus, les puits d'alimentation qui seront construits du côté SE ne seront peut être pas suffisants pour alimenter les puits d'injection. Donc, il faut envisager le cas où l'alimentation proviendra au tout ou en partie du réseau d'aqueduc de la ville de Montréal.

CHAPITRE VII

Description des paramètres nécessaires à l'élaboration du modèle conceptuel représentant les conditions locales au C.T.E.D.

7.1) DESCRIPTION DU PROCESSUS DE MODÉLISATION

Avant d'entreprendre la simulation des différents scénarios de gestion et de prédiction de l'écoulement des eaux de lixiviation au C.T.E.D., le modèle régional de simulation hydrogéologique doit être conçu. Cet outil faisant partie de l'analyse de décision a pour buts de définir la piézométrie de l'île de Montréal, de valider les propriétés hydrogéologiques, de définir les paramètres hydrologiques et de décrire les directions de l'écoulement de l'eau souterraine sur l'île de Montréal (Lepage, 1996). La piézométrie et les directions d'écoulement serviront à définir les conditions limites et les dimensions du maillage local. La modélisation numérique de l'écoulement de l'eau souterraine au C.T.E.D. est une tâche très complexe étant donné les caractéristiques du site. Des travaux initiaux de modélisation ont été réalisés par Lepage (1996). Une brève description de ces travaux est présentée avant de faire l'analyse de différents scénarios de gestion et de prédiction des eaux de lixiviation au chapitre suivant.

7.1.1) Description des caractéristiques régionales de l'île de Montréal

Avant d'entreprendre la modélisation au niveau local du C.T.E.D., il faut réaliser un modèle régional de l'écoulement de l'eau souterraine de l'île de Montréal. La toute première étape consiste en une détermination des caractéristiques régionales telles que la recharge, la conductivité hydraulique et les charges piézométriques de l'île de Montréal servant à la calibration du modèle régional.

a) Contexte hydrologique régional

Le premier paramètre calculé est la recharge. L'équation nécessaire au calcul de la recharge s'exprime sous la forme suivante:

$$\text{Recharge} = \text{Précipitations} - \text{Ruissellement} - \text{Évapotranspiration} - \text{Pompage}$$

La recharge de la nappe d'eau souterraine correspond aux précipitations moins le ruissellement, moins l'évapotranspiration et moins le pompage. Les données de précipitations proviennent des différentes stations météorologiques sur l'île de Montréal. Le ruissellement correspond aux précipitations multipliées par un coefficient de ruissellement qui est déterminé de façon empirique en fonction de la densité de population. L'évapotranspiration potentielle, calculée à l'aide de la méthode de Thornthwaite, a été corrigée en fonction du type de sol. Et finalement, le pompage considéré dans le bilan comprend les stations d'assèchement du métro, les puits des industries, des particuliers et les puits d'assèchement des six carrières actuellement en activité sur l'île de Montréal. La recharge moyenne pour l'île de Montréal est établie à 190 mm/an.

b) Contexte hydraulique régional

Pour le modèle conceptuel développé pour l'île de Montréal, trois couches sont utilisées pour décrire l'écoulement. La conductivité hydraulique de la première couche correspond aux dépôts meubles qui sont caractérisés à partir de valeurs types. Le roc qui correspond aux deuxième et troisième couches est caractérisé à partir de valeurs types provenant de plusieurs études hydrogéologiques réalisées sur l'île de Montréal.

c) Contexte hydrogéologique régional

La dernière caractéristique considérée dans le modèle conceptuel est la charge initiale requise par le modèle numérique. Cette charge sert également à la calibration du modèle. Afin d'obtenir une valeur de la charge au centre de chaque cellule, la carte piézométrique de Bériault et Simard (1978) a été discrétisée et interpolée. La carte résultante a été comparée aux résultats obtenus à partir de l'annuaire des puits et forages ainsi qu'à la banque des données géotechniques de la ville de Montréal.

7.1.2) Modélisation régionale (MODFLOW)

Une fois le modèle conceptuel établi, il est possible de faire la modélisation régionale en trois dimensions de l'écoulement de l'eau souterraine sur l'île de Montréal à l'aide du modèle numérique MODFLOW [McDonald et Harbaugh, 1988; Prudic, 1989]. MODFLOW utilise une méthode numérique de différences finies centrées pour représenter l'écoulement saturé pour une nappe captive ou libre, en régime permanent ou transitoire.

7.1.3) Représentation du réseau d'écoulement

À partir des résultats de la simulation régionale et à l'aide du programme MODPATH [Pollock, 1988], il est possible de représenter le réseau d'écoulement de l'eau souterraine sur l'île de Montréal. Cette représentation sert à définir les directions d'écoulement qui servent à déterminer les types de limites du maillage local. Ensuite, à l'aide d'une solution analytique simulant l'effet du pompage des carrières (C.T.E.D. et Francon), les dimensions du domaine de modélisation local sont déterminées (6000m x 6000m).

7.1.4) Intégration et description des caractéristiques locales au C.T.E.D.

a) Limite et position du maillage local

Suite aux résultats du modèle régional, les conditions limites et la position du maillage ont pu être déterminées. Une combinaison de la piézométrie régionale avec la simulation des lignes de courant nous permet de caractériser les limites du maillage local. Deux limites à flux nul (imperméable) correspondent à des lignes de courant, une limite imperméable correspond à la ligne de partage des eaux au centre de l'île et une limite à charge constante est associée à l'équipotentielle de 20 mètres le long de la rivière des Prairies (**Figure #7.1**). Il est à noter que le maillage fait un angle de moins 60 degrés par rapport au nord.

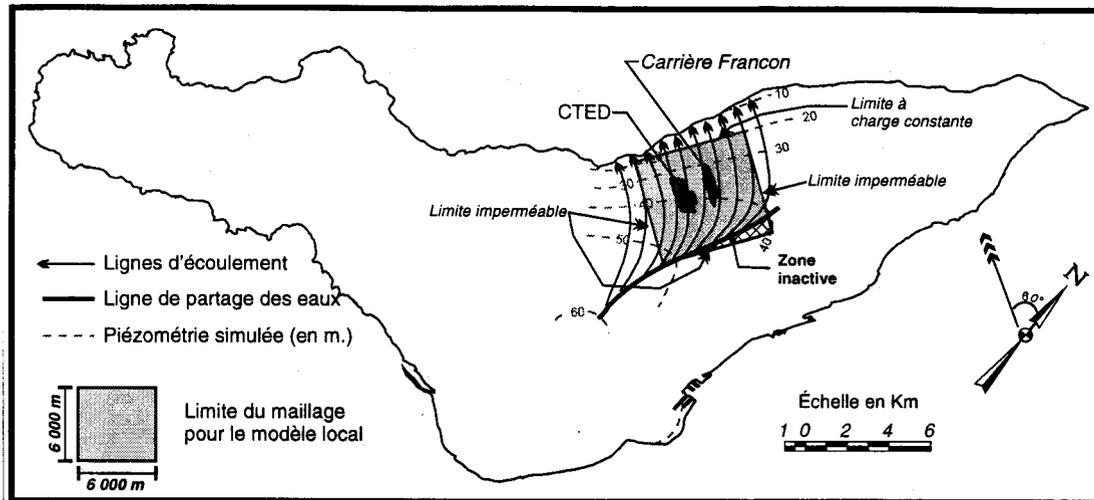


Figure #7.1 Limite du maillage pour la modélisation locale
[Lepage, 1996]

b) Contexte hydrologique local

Comme pour le cas des caractéristiques à l'échelle régionale, on doit déterminer les caractéristiques à l'échelle locale comme la recharge, la conductivité hydraulique des dépôts meubles, du roc et des déchets et de plus, il faut définir la piézométrie locale qui permettra la calibration du modèle local. La recharge correspondant au modèle local se divise en deux secteurs bien distincts. La première zone correspond à la périphérie du C.T.E.D.. Dans cette zone, l'évaluation de la recharge se fait de la même façon que pour le modèle régional, on a donc une valeur moyenne de 190 mm/an. Pour ce qui est de la zone où les déchets sont enfouis, le calcul de la recharge est différent. Le bilan hydrologique dans cette région est caractérisé par un taux d'évapotranspiration très faible (sans végétation), un ruissellement nul car l'eau de ruissellement est isolée et pompée par la station de pompage #2. Le dernier point à considérer est l'apport d'eau provenant des eaux souterraines (360 m³/j ou 164 mm/an). La recharge dans la zone d'enfouissement est donc caractérisée par l'addition des précipitations et l'apport en eau souterraine, ce qui correspond à environ 1184 mm/an.

Une caractéristique à considérer dans le bilan hydrologique est le pompage dans les deux carrières (C.T.E.D. et Francon). Rouillard et Bodineau (1995) ont évalué pour le C.T.E.D. qu'un taux de pompage de 2660 m³/j à la station de pompage #1 permet de maintenir le niveau de la nappe à -33 mètres (p/r au N.M.M.). Dans le cas de la carrière Francon, un taux de pompage de 5478 m³/j des eaux souterraines est nécessaire pour maintenir le fond de la carrière sèche et le niveau de la nappe à -40 mètres. Les calculs tiennent compte de l'apport d'eau provenant de l'opération du dépôt de neige usée à la carrière Francon.

c) *Contexte hydraulique local*

Plusieurs essais de pompage et d'injection (Lugeon) ont été menés au C.T.E.D. dans le but de déterminer la conductivité hydraulique des dépôts meubles, du roc et des déchets. La conductivité hydraulique des dépôts meubles a été déterminée à partir des courbes granulométrique ($K = d_{10}^2$) et une valeur moyenne de $2,3 \times 10^{-5}$ m/s est obtenue. À partir du modèle régional une valeur de $1,0 \times 10^{-5}$ m/s est obtenue. Ces deux valeurs sont dans l'intervalle de conductivité typique pour un till [Freeze et Cherry, 1979]. Les travaux de maîtrise de Blais (1996) ont permis de caractériser les propriétés hydrauliques des déchets et du roc. Les déchets sont présentés par zone d'exploitation. Dans les zones 1 et 3, on obtient une valeur de 5×10^{-6} m/s, dans la zone 2, 7×10^{-7} m/s et dans la zone 4, 6×10^{-5} m/s. La valeur plus élevée dans la zone 4 s'explique par le fait que les déchets sont enfouis depuis moins longtemps, ils sont donc moins compactés. De plus, un lit de pierre concassée d'un mètre d'épaisseur recouvrait le fond de l'excavation avant l'enfouissement des déchets. La valeur moyenne qui caractérise les déchets est de $8,3 \times 10^{-6}$ m/s. Entre 1979 et 1990, il y a eu plusieurs études hydrogéologiques pour déterminer les principaux paramètres hydrauliques du roc. Pour simplifier la caractérisation du roc fracturé, le concept de milieu poreux équivalent a été utilisé [de Marsily, 1986]. Une valeur moyenne de $8,8 \times 10^{-7}$ m/s est obtenue. De plus, les propriétés capillaires sont évaluées de façon à pouvoir considérer le milieu poreux à saturation variable.

d) *Contexte hydrogéologique local*

La piézométrie régionale simulée (MODFLOW) autour du C.T.E.D. est similaire à celle décrite par Bériault et Simard (1978) (**Figure #7.2**). L'eau souterraine s'écoule du centre de l'île vers la périphérie, en passant entre les deux carrières vers la rivière de Prairies (**Figure #7.3**).

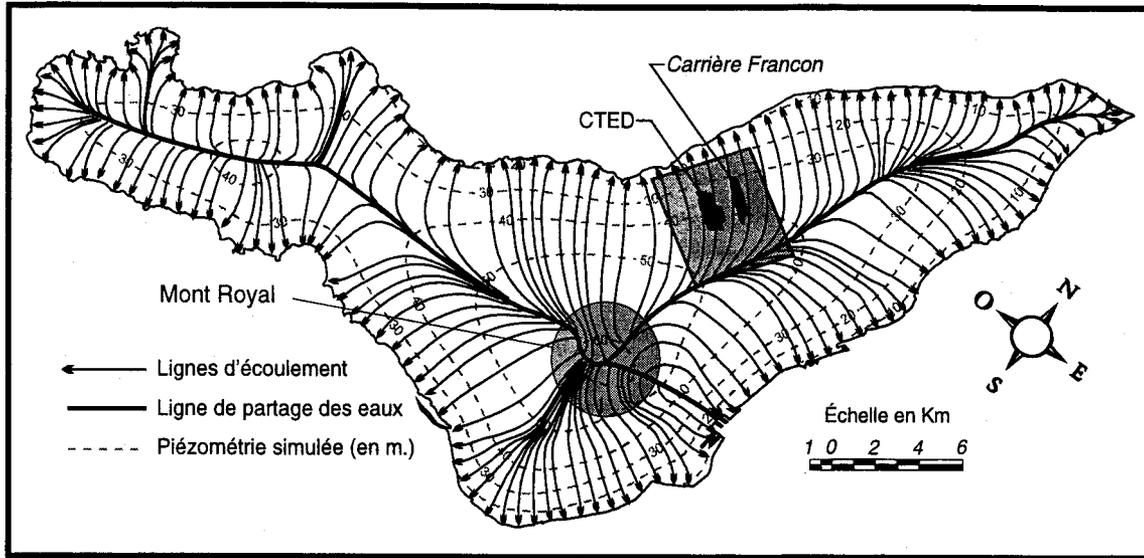


Figure #7.2 Piézométrie régionale simulée (MODFLOW)
[Lepage, 1996]

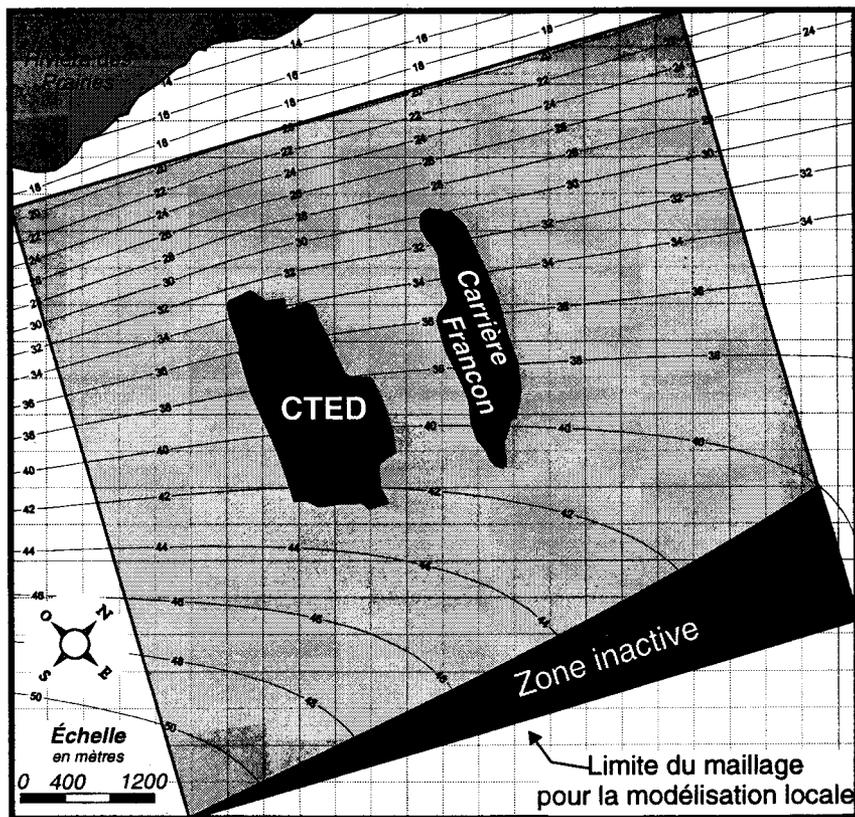


Figure #7.3 Piézométrie régionale simulée autour du C.T.E.D.
[Lepage, 1996]

La piézométrie locale est déterminée à partir des niveaux d'eau mesurés au printemps de 1994 dans les puits de surveillance (PS) pour le roc. Dans les déchets, les piézomètres (W1, W3, W4,

W5, W6, W7) et les puits de biogaz (1AP10, 2B1, 2B14) servent de mesure de niveau d'eau. La carte piézométrique du C.T.E.D. ainsi obtenue servira d'outil de calibration du modèle local (**Figure #7.4**).

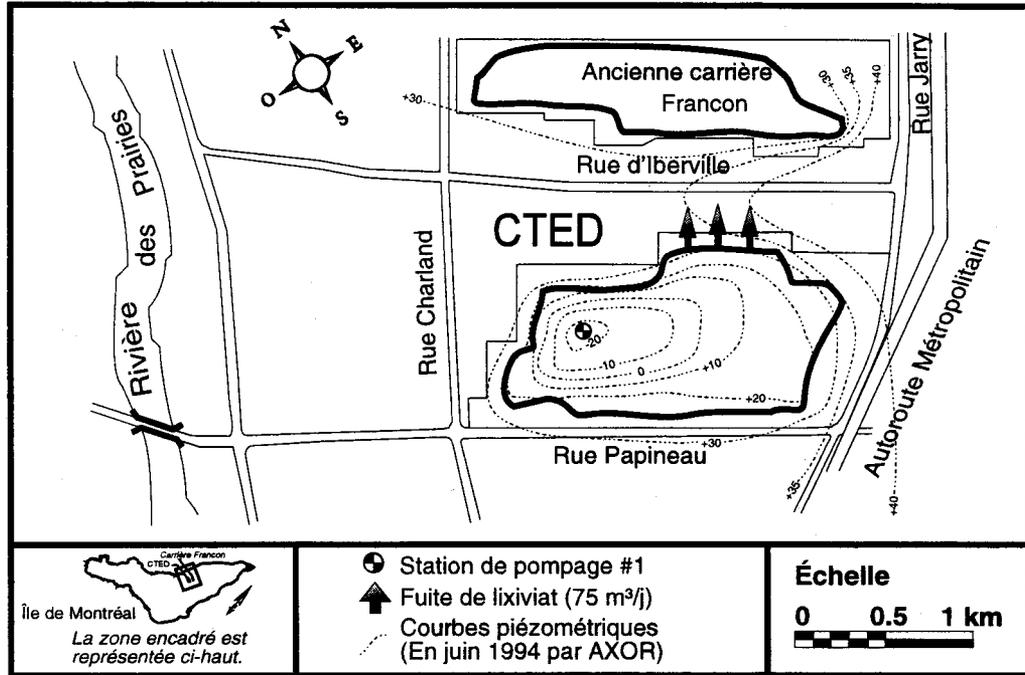


Figure #7.4 Carte piézométrique du C.T.E.D.
[Adapté de: Rouillard et Bodineau, 1995]

7.2) MODÉLISATION LOCALE

Le modèle utilisé pour la représentation régionale de l'écoulement (MODFLOW) considère seulement un milieu à saturation complète. Étant donné les caractéristiques du C.T.E.D. un modèle à trois dimensions, hétérogène, anisotrope et à saturation variable doit être utilisé pour représenter l'écoulement de l'eau souterraine à l'échelle locale. Les objectifs du modèle local sont de: déterminer les propriétés hydrogéologiques moyennes au C.T.E.D., d'intégrer les données actuellement disponibles pour comprendre la dynamique de l'écoulement de l'eau souterraine, de vérifier l'étanchéité du site et finalement de l'utiliser comme outils de gestion et de prédiction des scénarios de gestion des eaux de lixiviation.

7.2.1) Détermination des conditions limites à Francon

En plus des conditions limites obtenues suite à la modélisation régionale, les conditions limites de saturation et de pression à la paroi de Francon sont nécessaires. Un modèle en coupe a été

nécessaire pour déterminer ces conditions. De plus, il a été possible d'évaluer la hauteur de suintement à la paroi de Francon. Le modèle utilisé pour résoudre numériquement l'équation de l'écoulement est TOUGH2 [Pruess, 1987; 1991]. Il a été développé au Lawrence Berkeley National Laboratory pour le département américain de l'énergie dans le but de simuler des conditions d'écoulement non-isotherme, multiphase, multicomposant pour un milieu poreux ou fracturé.

7.2.2) Modélisation locale (TOUGH2)

Une première modélisation locale de l'écoulement de l'eau souterraine en trois dimensions a été faite à l'aide de TOUGH2. Ce modèle est le meilleur modèle pour représenter les conditions que l'on retrouve au C.T.E.D.. De plus, il a les capacités requises pour les travaux futurs d'analyse de décision. Une première discrétisation du domaine de modélisation a été faite pour représenter les processus d'écoulement au niveau local. Cependant la discrétisation était trop fine et le nombre de cellules trop grand pour les capacités informatiques disponibles. Il a donc été nécessaire de diminuer la résolution de façon à pouvoir utiliser TOUGH2. Il a alors été possible d'obtenir une représentation des patrons généraux d'écoulement. Cette diminution de la précision du maillage ne nous permet pas de vérifier adéquatement les scénarios de contrôle hydraulique des eaux de lixiviation. Les avantages de ce modèle sont qu'il est efficace, flexible et robuste numériquement. Du côté des désavantages on retrouve des fichiers d'entrées difficiles à générer et la lourdeur du code pour résoudre l'équation d'écoulement. Ces deux facteurs font que TOUGH2 a besoin de beaucoup de mémoire, de puissance de calcul (CPU) et d'espace disque. Il a donc fallu trouver un autre modèle pour augmenter la résolution, tout en considérant les ressources informatiques disponibles.

7.2.3) Modélisation locale (FRAC3DVS)

Le second modèle utilisé est FRAC3DVS [Therrien et Sudicky, 1995]. Ce modèle permet la modélisation de l'écoulement et du transport de masse dans un milieu poreux ou fracturé à saturation variable. Cependant, pour les conditions du C.T.E.D., les simulations à saturation variable provoquent des problèmes de convergence qui sont attribuables au type de solution utilisé. Dans le passé, le modèle a donné de bons résultats pour des simulations à saturation variable. Une combinaison des conditions particulières de géométrie, dimension, discrétisation et de la caractérisation des propriétés rendent la convergence difficile. Le code sera modifié dans un

avenir très prochain pour représenter les conditions spéciales du C.T.E.D.. Il a donc fallu utiliser FRAC3DVS pour un milieu saturé. Il a été possible de faire cette simplification car la plus grande partie du domaine local (le roc) est saturé. Pour ce qui est de la zone d'enfouissement du C.T.E.D. et la bordure de la carrière Francon, cette simplification est erronée. Tout ceci diminue grandement les capacités de simulation et d'interprétation du réseau d'écoulement de l'eau souterraine au C.T.E.D.. Malgré tout, les patrons généraux d'écoulement sont représentables et les comportements dans le roc sont modélisables.

7.2.4) Discrétisation spatiale du modèle local

Comme le modèle FRAC3DVS permet une discrétisation plus fine, il sera donc possible de représenter avec une plus grande résolution la région du C.T.E.D.. Le modèle conceptuel permet de représenter une superficie de 6000 x 6000 mètres sur une hauteur de 130 mètres. Les trois premiers mètres représentent les dépôts meubles et le reste du roc ou des déchets. Des conditions de charge constante sont utilisées pour représenter la rivière des Prairies au nord et la périphérie de la carrière Francon. La dimension des cellules varie en fonction de la proximité du puits de la station de pompage #1. À l'extérieur, les cellules ont une longueur de 100 mètres et plus on se rapproche de la station, plus les cellules diminuent pour atteindre finalement trois mètres. Les couches ainsi générées sont caractérisées par 9900 cellules de dimensions variables. Verticalement le domaine est discrétisé en 12 couches de dimensions variables. Les trois premières couches ont une épaisseur de 3, 5 et 7 mètres, ensuite suivent cinq couches de 10 mètres, trois couches de 15 mètres et finalement une couche de 20 mètres. Au total on utilise 118 800 cellules et 131 300 noeuds. La **Figure #7.5** représente la discrétisation employée pour représenter le modèle local.

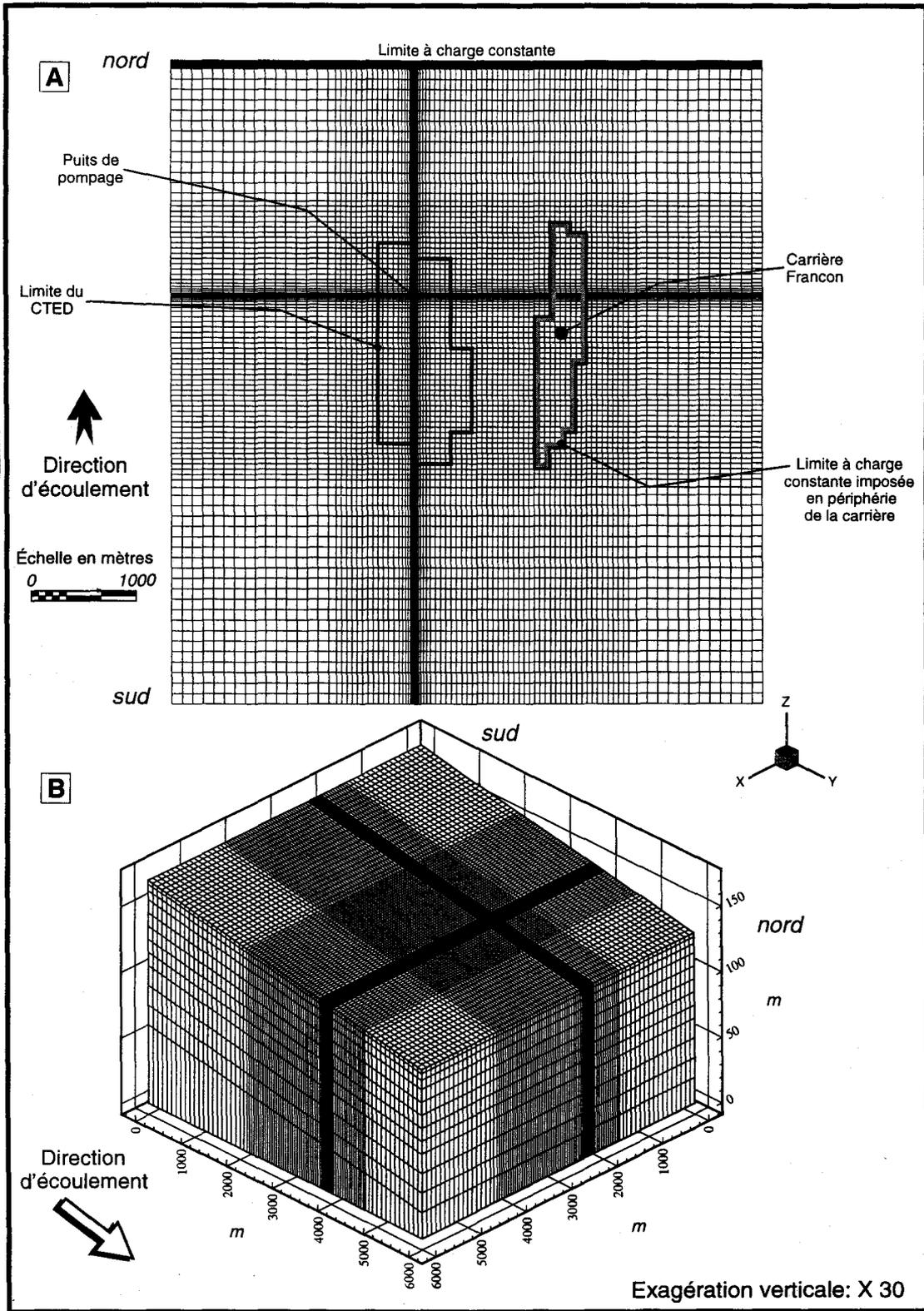


Figure #7.5 Représentation de la discrétisation du modèle local
[Lepage, 1996]

De façon à tenir compte de la topographie du terrain naturel une inclinaison de 0,67% est donnée au maillage en partant du sud vers le nord. Il est possible de modifier les coordonnées des noeuds générés par le pré processeur de FRAC3DVS pour représenter cette condition. La **Figure #7.6** représente la topographie du terrain naturel et la pente du maillage qui sera utilisée.

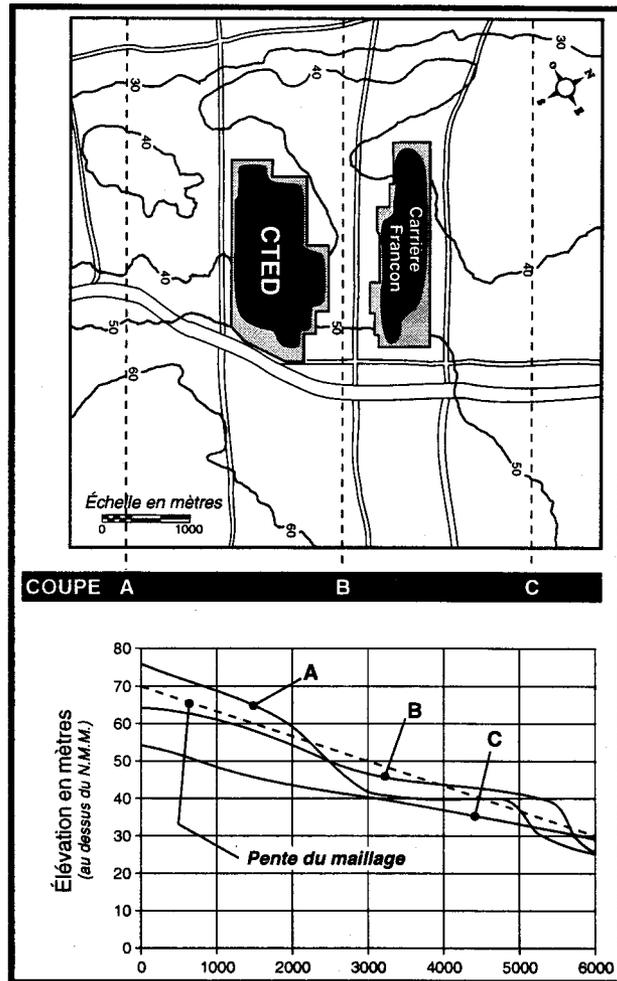


Figure #7.6 Représentation de la topographie du terrain naturel ainsi que de la pente du maillage [Lepage, 1996]

De façon à représenter la topographie du fond de l'excavation, des zones de différentes conductivité hydraulique sont utilisées. Les couches sont identifiées par les lettres de A à L, la couche A correspond à la couche de surface (dépôts meubles) et la couche L correspond à la dernière couche (roc). Pour mieux représenter la discrétisation, deux coupes du C.T.E.D. sont dessinées sur la **Figure #7.7**. Il est à noter que sur cette figure l'inclinaison du maillage est négligée pour diminuer la complexité de l'interprétation des coupes.

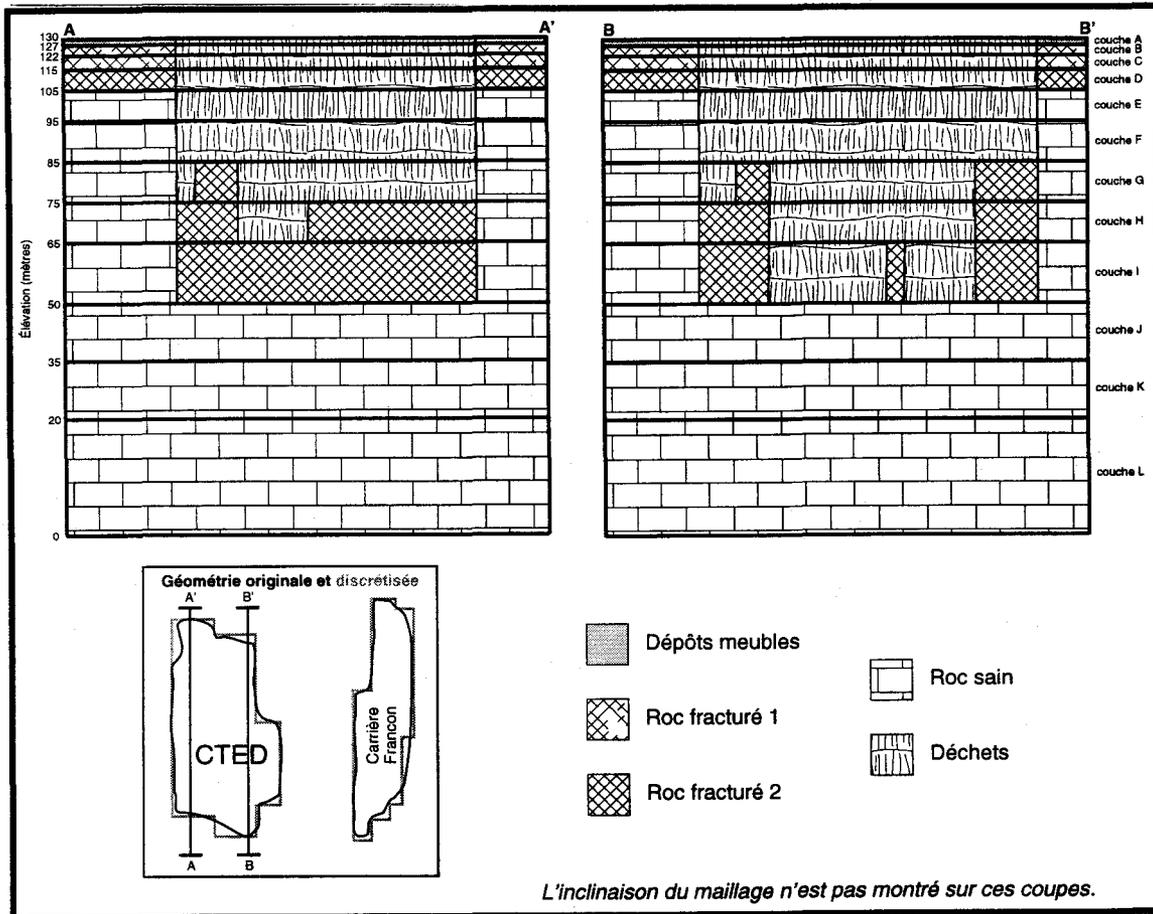


Figure #7.7 Représentation schématique de deux coupes montrant la discrétisation verticale au C.T.E.D. [Lepage, 1996]

À partir de la **figure #3.6** il a été possible de faire la discrétisation de la topographie du fond du C.T.E.D. avant l'enfouissement. On retrouve la représentation des différentes couches sur la **figure #7.8**. Les cellules en périphérie du C.T.E.D. sont caractérisées par une couche de dépôts meubles suivie de deux couches de roc ayant une plus grande conductivité hydraulique. En dessous de ces couches on retrouve le roc sain.

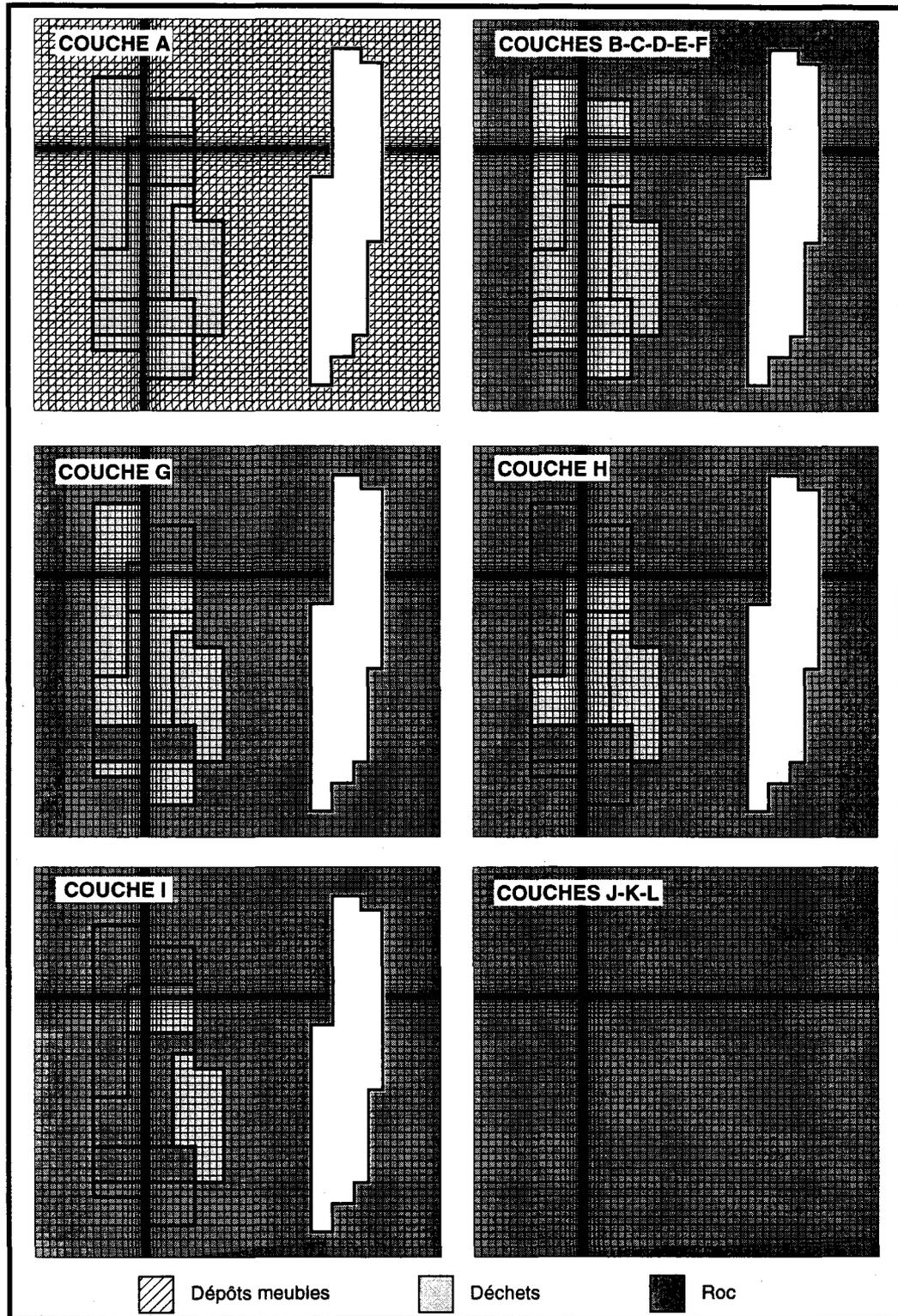


Figure #7.8 Représentation de la topographie du fond de la carrière avant l'enfouissement [Lepage, 1996]

7.3) RÉSULTATS APRÈS CALIBRATION

Ce modèle considère un milieu poreux équivalent complètement saturé en régime permanent. Ce modèle nous permet de représenter les patrons généraux de l'écoulement tout en permettant une augmentation de la discrétisation. Après calibration sur les puits de surveillance, il est établie que l'erreur moyenne est 0,6 mètres et l'écart type est de ± 5 mètres. Le **tableau #7.1** présente la liste des paramètres calibrés pour le modèle local avec FRC3DVS.

Tableau #7.1 Liste des paramètres calibrés pour le modèle local avec FRAC3DVS
[D'après Lepage, 1996]

Paramètre	Symbole	Initialement	Calibrée
Débit à station #1	Q (m ³ /s)	2600	2200
Recharge au C.T.E.D.	R ₁ (mm/an)	500	250
Recharge en périphérie	R ₂ (mm/an)	190	70
Conductivité des DM	K _h (m/s)	1 x10 ⁻⁵	1 x10 ⁻⁵
	K _v (m/s)	1 x10 ⁻⁵	2 x10 ⁻⁶
<i>Facteur d'anisotropie</i>			5
Conductivité des déchets	K _h (m/s)	8 x10 ⁻⁶	8 x10 ⁻⁵
	K _v (m/s)	8 x10 ⁻⁶	8 x10 ⁻⁵
<i>Facteur d'anisotropie</i>			1
Conductivité du roc	K _h (m/s)	1 x10 ⁻⁷	1 x10 ⁻⁸
	K _v (m/s)	1 x10 ⁻⁷	2 x10 ⁻⁹
<i>Facteur d'anisotropie</i>			5
Conductivité du roc fracturé 1	K _h (m/s)		8 x10 ⁻⁶
	K _v (m/s)		1,6 x10 ⁻⁶
<i>Facteur d'anisotropie</i>			5
Conductivité du roc fracturé 2	K _h (m/s)		6 x10 ⁻⁶
	K _v (m/s)		1,2 x10 ⁻⁶
<i>Facteur d'anisotropie</i>			5

DM: Dépôts meubles, K_h: Conductivité hydraulique horizontale, K_v: Conductivité hydraulique verticale

Après calibration il a été possible de représenter les patrons généraux d'écoulement et de la surface piézométrique (**Figure #7.9**). Cependant la charge initiale à la carrière Francon calculée par le modèle en coupe (TOUGH2) a dû être modifiée pour représenter les niveaux d'eau

mesurés dans les puits de surveillance. La charge évaluée est passée de +5 mètres à +15 mètres une fois calibrée.

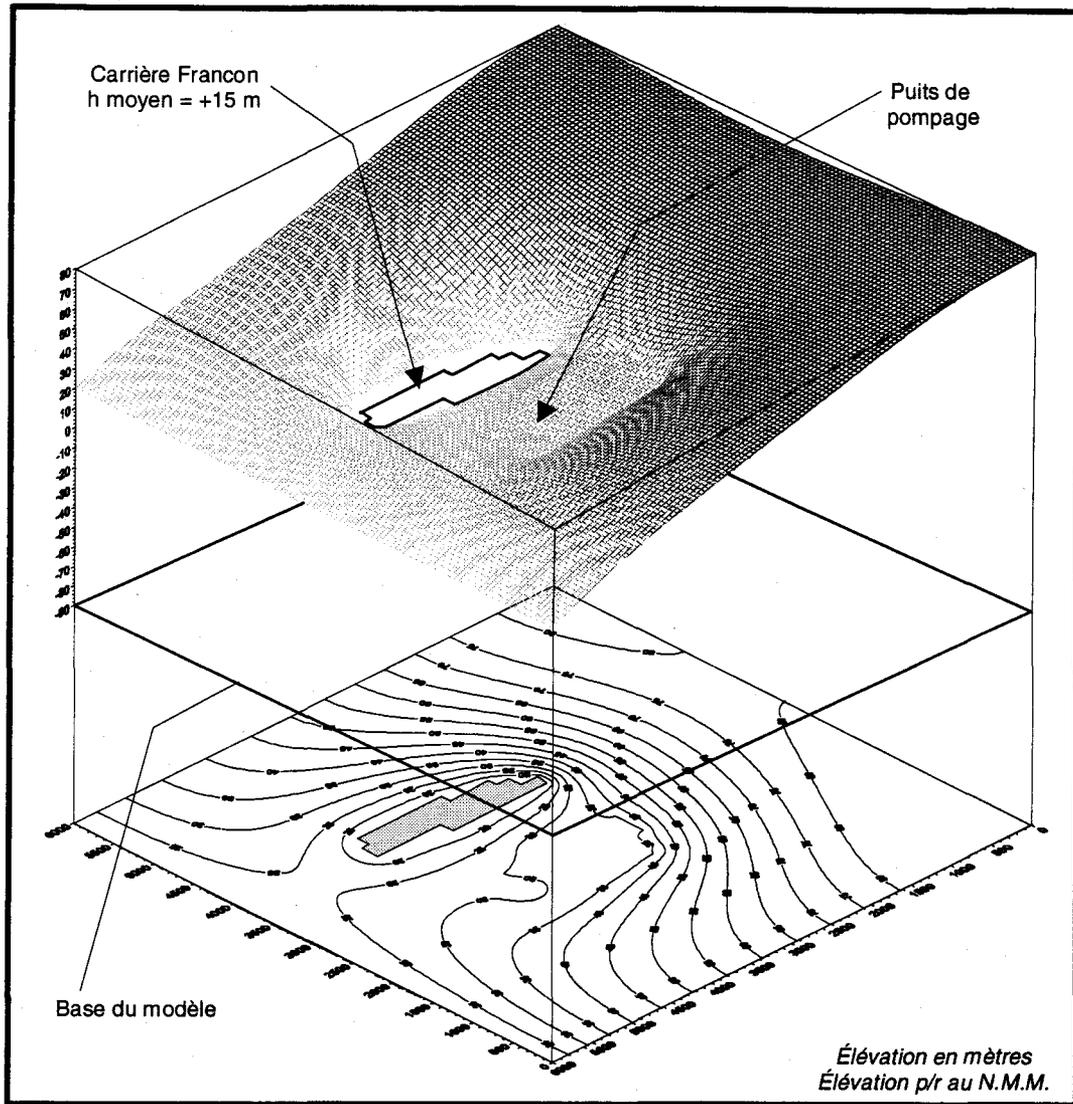


Figure #7.9 Résultats de la modélisation à partir du modèle FRAC3DVS
[Lepage, 1996]

De plus, ce modèle a permis de simuler les zones plus perméables du côté NE du C.T.E.D. entre les deux carrières et de représenter les lignes d'écoulement afin de vérifier l'effet de la station de pompage #1.

7.3.1) Représentation des lignes d'écoulement (lignes de courant)

Les charges hydrauliques obtenues à partir du modèle FRAC3DVS servent à définir les lignes d'écoulement de l'eau souterraine au niveau local. À l'aide du logiciel TECPLOT [Amtec

Engineering inc., 1994] il est possible de les représenter pour mieux comprendre la réseau d'écoulement au C.T.E.D. (**Figure #7.10**).

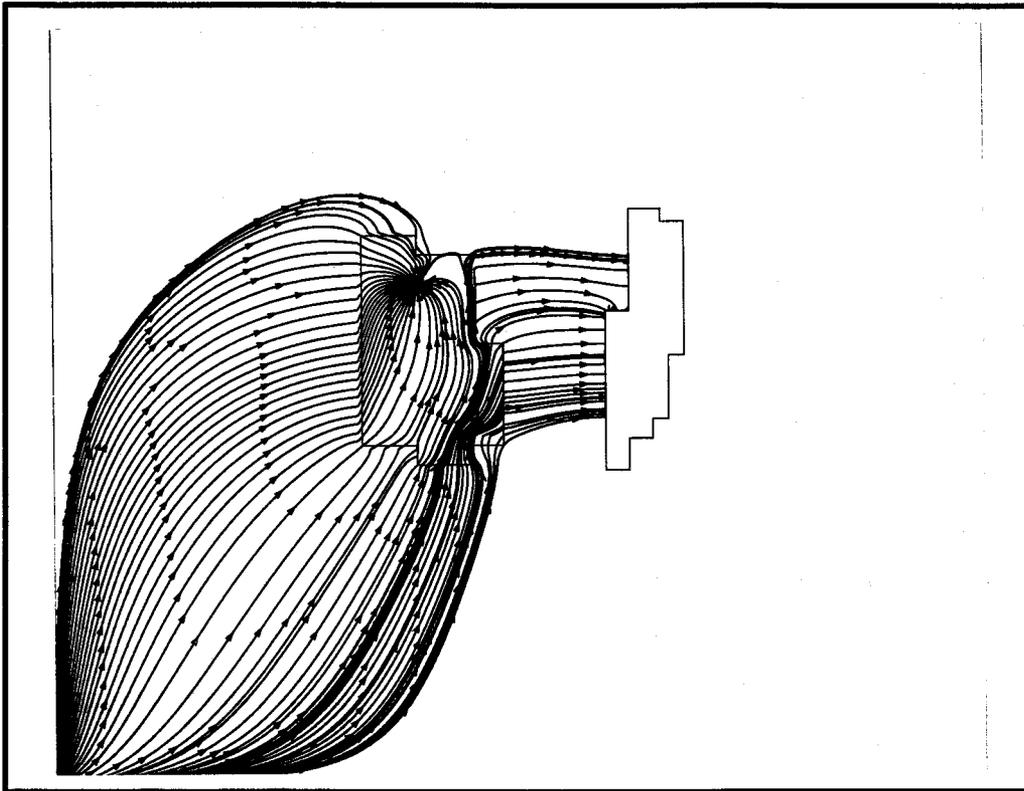


Figure #7.10 Représentation des lignes d'écoulement obtenues à partir de FRAC3DVS [Lepage, 1996]

À partir de la représentation des lignes d'écoulement il est possible de déterminer la zone d'influence de la station de pompage #1, ainsi que celle de la carrière Francon. De cette analyse il ressort que les limites est et ouest devraient être éloignées pour mieux simuler l'écoulement régional loin de l'effet des deux carrières, pour ne pas modifier les conditions limites de flux nul. Une autre modification du domaine de modélisation pourrait être intéressante. En repoussant la limite à charge constante au nord jusqu'à la rivière des Prairies, il est possible de mieux représenter le système aquifère sans fausser l'effet des pompes. En deuxième analyse, on observe un écoulement provenant de la paroi NE du C.T.E.D. vers la carrière Francon, il est donc possible qu'il y ait des fuites. L'analyse la plus intéressante est la troisième. À partir de cette figure il est possible de déterminer la position de la ligne de partage des eaux entre les deux carrières. Plus cette dernière se rapproche de la carrière Francon, tout en étant à l'extérieur des limites du C.T.E.D., moins les chances de fuites sont importantes. En simulant plusieurs scénarios de contrôle des eaux de lixiviation, il sera possible d'évaluer le rendement de ceux-ci. Le but sera

donc de trouver celui qui donne les meilleurs résultats. Finalement, si des fuites surviennent au C.T.E.D., elles seront drainées par la carrière Francon. Pour cette raison, il serait intéressant d'utiliser la carrière Francon comme contrôle hydraulique, tout en prenant bien soin de déclarer l'eau souterraine impropre à la consommation entre les deux carrières.

7.3.2) Simulation de zones fracturées entre le C.T.E.D. et Francon

Le but de ces simulations est de vérifier l'étanchéité du site. Pour atteindre cet objectif, des zones de plus grande perméabilité seront introduites de façon à simuler les zones hautement fracturées. Trois cas de base seront simulés. Le cas A se compose d'un seul plan fracturé, le cas B de deux plans et le cas C utilise plusieurs (15) zones de fracturation (**Figure #7.11**). Il est à noter que sur cette dernière figure, le plancher de l'excavation correspond à l'élévation -40 mètres.

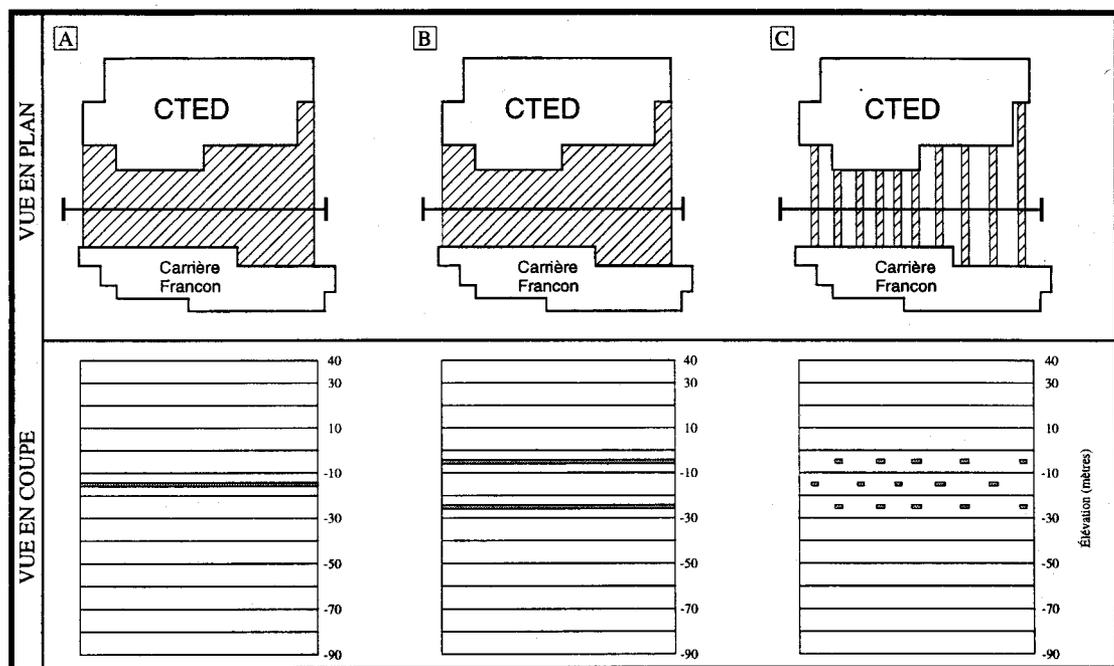


Figure #7.11 Vue en plan et en élévation des zones plus perméables qui représentent la fracturation [Lepage, 1996]

Une fois les trois cas analysés, il est possible de comparer les piézométries simulées à celle obtenues pour le cas de base (modélisation locale sans fractures). Très peu de différences sont observées, les plus évidentes se retrouvent autour du puits de pompage #1 et on remarque une baisse générale du niveau piézométrique autour du C.T.E.D. d'environ cinq mètres.

Comme il est très difficile d'interpréter les différences dans les cartes piézométriques, Lepage (1996) propose une méthode pour quantifier l'effet des plans fracturés. Cette méthode analyse trois coupes verticales situées entre le C.T.E.D. et Francon (**Figure #7.12**).

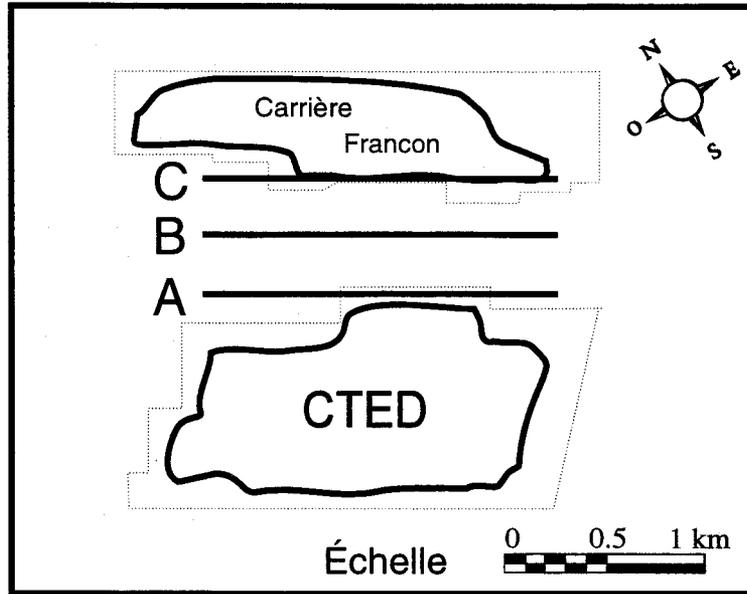


Figure #7.12 Position des coupes verticales
[Lepage, 1996]

En traçant la vitesse de l'eau passant à travers ces coupes, il est possible de comparer l'effet des zones fracturées sur la distribution des vitesses. Bien qu'encore ici l'interprétation de ces coupes sont très difficile, il est quand même possible de représenter l'effet des fractures. De plus, à l'aide de ces sections il est possible de représenter le flux entrant et sortant du C.T.E.D. (**Figure #7.13**).

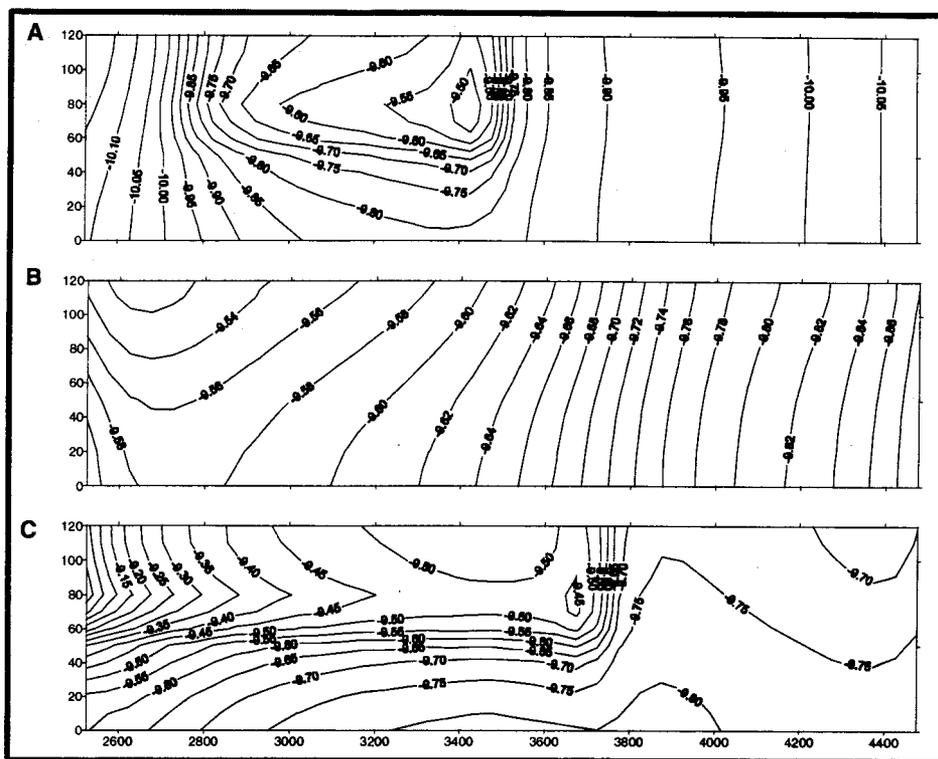


Figure #7.13 Carte isocontour des vitesses passant à travers les sections ABC pour le cas de référence [Lepage, 1996]

Bien que cette version du modèle local de l'écoulement de l'eau souterraine ne soit pas encore complètement réaliste, c'est cette version qui sera utilisée pour comparer les différents scénarios de contrôle du lixiviat. Le modèle considère pour l'instant seulement un milieu saturé ce qui limite la représentation des processus d'écoulement dans les déchets. Les principaux avantages de FRAC3DVS sont reliés à la vitesse d'exécution, aux ressources informatiques nécessaires (mémoire et CPU) et à la simplicité des fichiers d'entrée. Cependant le modèle est moins robuste numériquement car il n'utilise qu'une seule variable (charge) lors de la solution d'un problème à deux phases fluides tandis que TOUGH2 utilise deux variables (pression et saturation).

CHAPITRE VIII

Modélisation et optimisation des scénarios de contrôle hydraulique des eaux de lixiviation au C.T.E.D.

8.1) MODIFICATION DU MAILLAGE NÉCESSAIRE À LA MODÉLISATION

Au chapitre précédent, à la section 7.2.4., on a fait une description du modèle local d'écoulement développé par Lepage (1996). Pour modéliser les trois premiers scénarios de contrôle hydraulique, une nouvelle discrétisation du modèle est nécessaire. La seule modification se retrouve au niveau de la discrétisation selon l'axe des X (axe horizontal). Une seconde zone de raffinement du maillage est utilisée du côté NE du site, à l'endroit même où des fuites sont observées dans le modèle et où seront installés les puits de pompage et/ou d'injection pour le contrôle hydraulique des eaux de lixiviation. Tout ceci a pour but de mieux représenter les variations dans le réseau d'écoulement et le comportement de la surface piézométrique. Les dimensions totales du maillage sont toujours de 6000 x 6000 x 130 mètres et chacune des 13 couches est caractérisée par 10 989 cellules de dimensions variables. Au total, on utilise 131 868 cellules et 145 600 noeuds. La **figure #8.1** représente le nouveau maillage en deux et trois dimensions qui sera utilisé pour tester les scénarios de contrôle hydraulique des eaux de lixiviation au C.T.E.D.. Pour le quatrième scénario de contrôle (Section 8.6), une troisième zone de raffinement du maillage sera ajoutée en amont du C.T.E.D. (Partie SE) pour représenter l'effet du pompage à cet endroit.

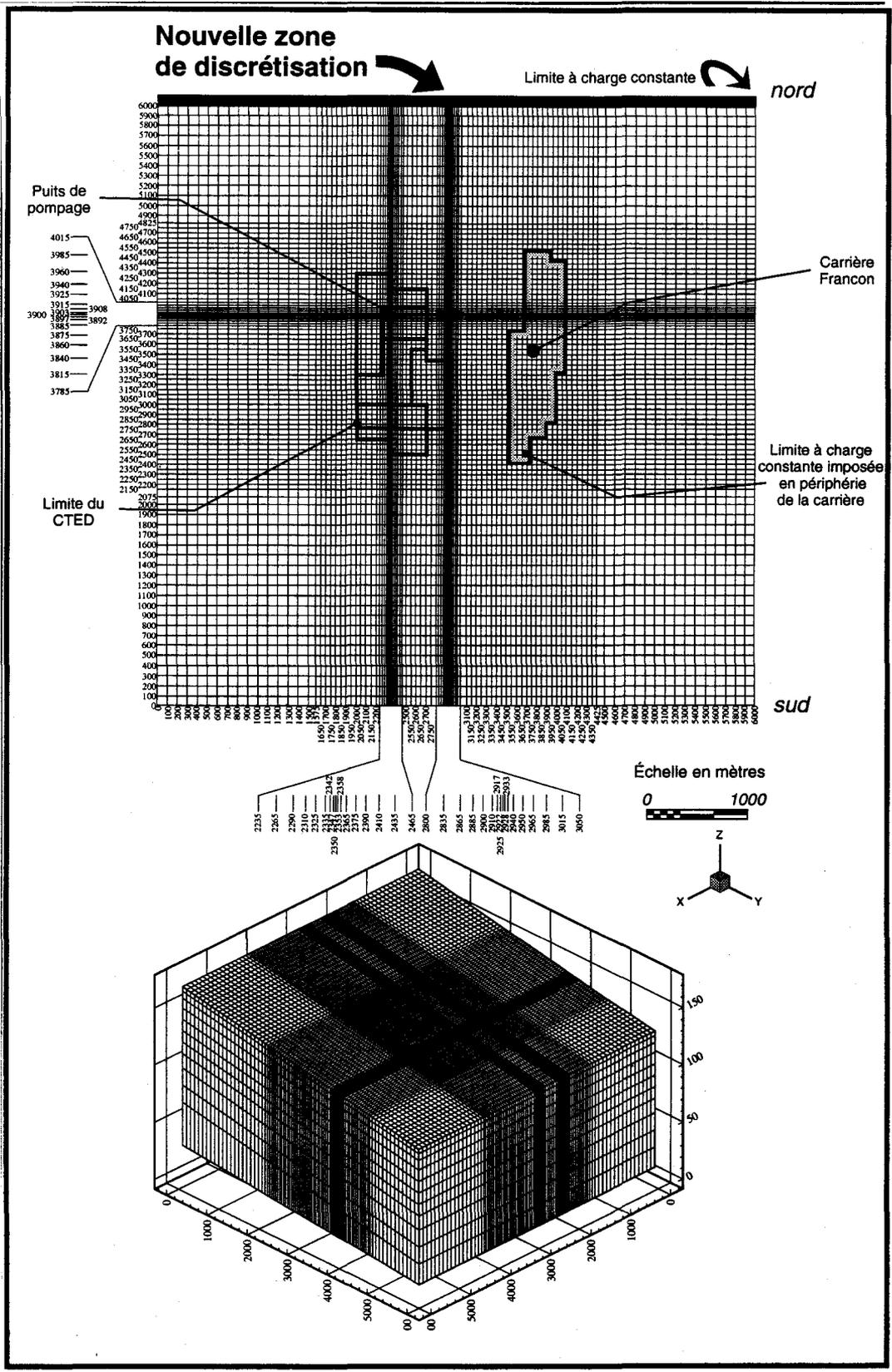


Figure #8.1 Représentation en 2D et 3D de la nouvelle discrétisation pour le modèle local

8.2) COMPARAISON DES RÉSULTATS OBTENUS AVEC LES DEUX MAILLAGES

Avant d'entreprendre la modélisation des différents scénarios, il serait intéressant de comparer les résultats obtenus à partir du nouveau maillage à ceux obtenus avec le maillage utilisé par Lepage (1996). Les puits qui serviront à la comparaison sont les puits de surveillance pour le roc (PS) (**Tableau #8.1**), tandis que pour les déchets on utilisera les piézomètres (W1, W3, W4, W5, W6, W7) et les puits de biogaz (1AP10, 2B1, 2B14) (**Tableau #8.2**).

Tableau #8.1 Comparaison des résultats obtenus à partir des deux maillages

Niveaux piézométriques (m) dans le roc

Puits	Ancien maillage	Nouveau maillage	Différence	Niveau observé
PS-01	29,55	29,56	0,01	33,94
PS-02	29,97	29,97	0,00	32,13
PS-03	29,79	29,80	0,01	33,64
PS-04	29,97	29,98	0,01	27,22
PS-07	30,22	30,22	0,00	21,01
PS-11	33,80	33,80	0,00	17,93
PS-18	41,70	41,70	0,00	41,91
PS-20	34,91	34,91	0,00	39,15
PS-21	32,67	32,66	-0,01	38,93
PS-23	32,42	32,42	0,00	37,16
PS-25	31,40	31,38	-0,02	33,94
PS-26	30,74	30,82	0,08	33,07
PS-27	30,70	30,70	0,00	31,88
PS-29	29,83	29,83	0,00	32,56
PS-30	28,79	28,79	0,00	33,86
PS-31	28,90	28,90	0,00	34,77

Tableau #8.2 Comparaison des résultats obtenus à partir des deux maillages**Niveaux piézométriques (m) dans les déchets**

<i>Puits</i>	<i>Ancien maillage</i>	<i>Nouveau maillage</i>	<i>Différence</i>	<i>Niveau observé</i>
W1	28,77	28,77	0,00	-24,98
SP1	25,93	25,93	0,00	-33,05
W3	29,65	29,65	0,00	-17,54
W4	30,67	30,67	0,00	-14,97
W5	32,47	32,48	-0,01	7,67
W6	32,07	32,07	0,00	-0,50
W7	33,43	33,44	-0,01	10,40
2B14	32,27	32,29	-0,02	28,06
2B1	32,63	32,66	-0,03	31,02
1AP10	33,66	33,66	0,00	16,97

D'après les résultats présentés dans les deux tableaux précédents, il appert que les résultats obtenus avec les deux maillages sont pratiquement identiques. Pour plus de sécurité, tout le domaine de modélisation a été krigé et une différence entre les deux maillages a été établie. La moyenne des différences pour un domaine de 121 x 121 cellules de 50 x 50 mètres de longueur donne -0.0020 mètres, avec un écart-type de 0.0037. La différence la plus petite est de -0.0200 mètres et la plus élevée est de 0.0599 mètres. Comme les résultats sont pratiquement identiques, il est possible d'utiliser le nouveau maillage pour tester les scénarios de contrôle hydraulique des eaux de lixiviation. Il existe deux raisons qui peuvent expliquer le fait que les niveaux simulés dans les déchets soient si différents des valeurs observées dans les piézomètres. Premièrement le modèle que l'on utilise n'est pas à saturation variable et l'effet des puits de biogaz de très grand diamètre (94 cm) dans les déchets est très difficilement modélisable (*Lepage, 1996*). Pour ce qui est des puits de surveillance dans le roc, les résultats obtenus à partir du modèle sont fidèles à la réalité. Comme, en grande partie, les scénarios de contrôle hydraulique sont dans le roc, le modèle est fiable pour représenter l'écoulement au roc.

8.3) MODÉLISATION DU SCÉNARIO DE CONTRÔLE HYDRAULIQUE #1

Le but de ce premier scénario de contrôle hydraulique est d'agrandir la zone d'appel de lixiviat de la station de pompage #1, de façon à isoler et traiter les eaux de lixiviation avant qu'elles ne contaminent les eaux souterraines. La fonction objective de ce scénario est fonction du taux de

pompage à la station de pompage #1. Huit simulations à différents taux de pompage ont été nécessaires pour représenter la courbe de la fonction objective des coûts. À chacune des simulations correspondait un taux de pompage. La première simulation (2000 m³/j) est en-dessous du taux de pompage moyen calibré sur le modèle (2200 m³/j). Pour chacune des simulations suivantes, le taux de pompage est augmenté de 200 m³/j pour finalement obtenir un taux de pompage maximum de 3400 m³/j. Il ne faut pas oublier que ces taux de pompage ne sont pas exacts par rapport au taux réel utilisé au site (pompage moyen 2660 m³/j). Cependant l'important est d'observer une augmentation de la zone d'appel proportionnelle à l'augmentation du taux de pompage, ce qui nous permet de représenter globalement l'impact de ce type de mesure de contrôle.

Après chacune des simulations sur FRAC3DVS, il est possible à partir des fichiers de vitesse d'écoulement de tracer les lignes d'écoulement de l'eau souterraine. Les lignes d'écoulement qui sont représentées sont celles de l'élévation +5 mètres par rapport au N.M.M.. Le **tableau #8.3** et la **figure #8.2** qui suivent présentent une description et une représentation des huit simulations nécessaires au développement de la fonction objective des coûts pour le premier scénario.

Tableau #8.3 Description des simulations pour le scénario #1

<i>Simulation</i>	<i>Taux de pompage (m³/j)</i>
A	2000
B	2200
C	2400
D	2600
E	2800
F	3000
G	3200
H	3400

Comme ce sont seulement les particules représentant les eaux de lixiviation qui passent par les limites du C.T.E.D. qui nous intéressent, seulement celles-ci sont représentées dans les figures montrant les résultats. À l'aide du logiciel TECPLOT, il est possible de mettre des particules (68) sur la limite physique de la propriété du C.T.E.D. pour ensuite tracer les lignes d'écoulement. Le logiciel détermine d'où viennent les particules et où elles vont. C'est cette représentation qui sera utilisée pour déterminer le succès ou l'échec de tous les scénarios de contrôle hydraulique des

eaux de lixiviation au C.T.E.D.. Ce qui est intéressant dans ce mode de représentation est que seulement les lignes d'écoulement qui passent par les limites du C.T.E.D. sont représentées.

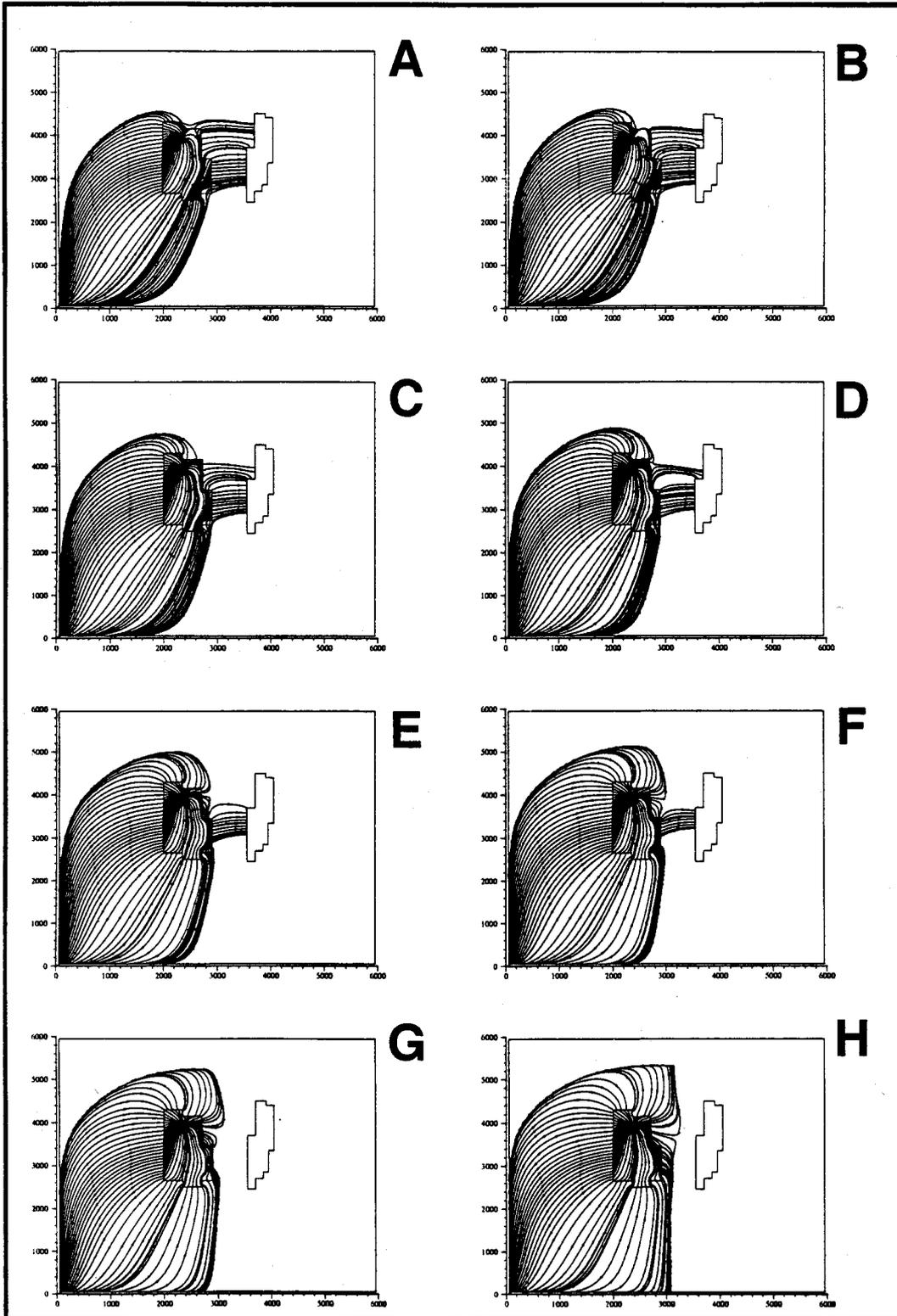


Figure #8.2 Représentation des lignes d'écoulement pour le scénario #1

Comme c'est la zone d'appel de la station de pompage #1 qui nous intéresse, la **figure #8.3** synthétise les résultats des huit simulations en représentant seulement la zone d'appel de la station de pompage #1 pour chacune des simulations.

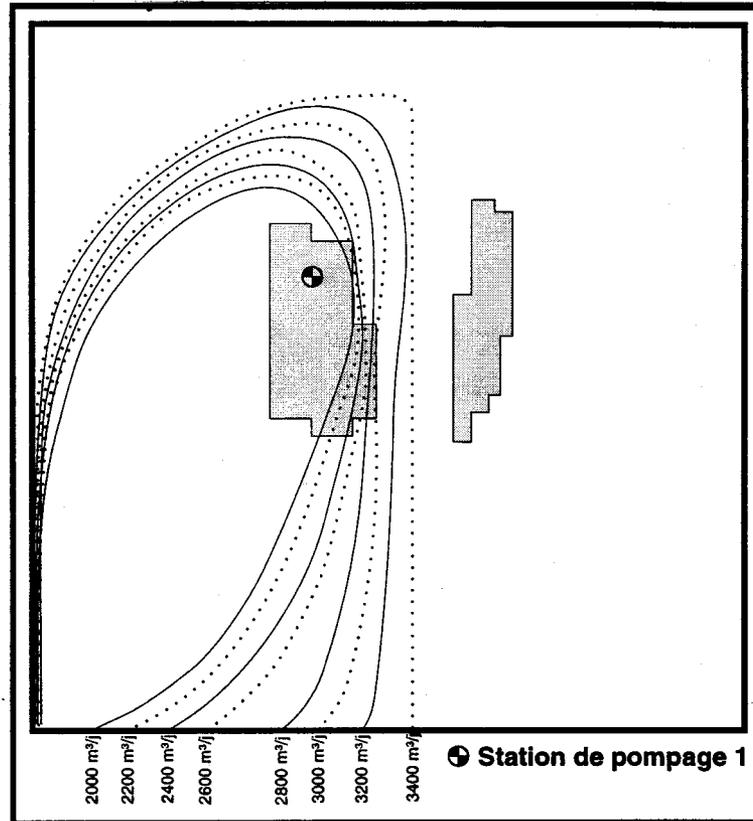


Figure #8.3 Représentation des zones d'appels de lixiviat pour le scénario #1 avec différents taux de pompage à la station de pompage #1

D'après les résultats de ces simulations, il est possible de dire qu'aucune nouvelle station de pompage ne sera nécessaire pour isoler et traiter le lixiviat au C.T.E.D.. La raison pour laquelle il est possible de dire cela est que pour un taux de pompage de 3200 m³/j, la ligne de partage des eaux se situe entre les deux carrières. Bien que ce taux de pompage soit en deçà du taux de pompage maximum de la station de pompage #1 (6000 m³/j), il est possible que celui-ci soit atteint plusieurs fois dans l'année. Même si ce taux de pompage est atteint, il ne sera pas nécessaire de construire une nouvelle station de pompage pour isoler et traiter tout le lixiviat contenu dans le site. Tout ceci nous amène à dire que la fonction objective des coûts s'exprimera seulement en fonction du taux de pompage à la station de pompage #1 additionné des coûts associés à l'échec.

$$\Phi(Q_1) = \sum (1 + i)^{-t} [(C_{\text{pomp \#1}} + C_{\text{ozone}})Q_1 + \beta C_{\text{échec}}]$$

Dans cette équation, le seul inconnu correspond au taux de pompage à la station de pompage #1 (Q_1). Tous les autres facteurs ont été déterminés au chapitre V et ils sont résumés au **tableau #5.12**. Le coût de pompage à la station de pompage #1 ($C_{\text{pomp \#1}}$) est de 1,23\$/m³, le coût de traitement du lixiviat à l'ozone (C_{ozone}) est de 0,82\$/m³ tandis que les coûts liés à l'échec ($C_{\text{échec}}$) sont de 40 millions. Le terme devant la parenthèse sert à actualiser les coûts en dollars courant pour toute la période du projet, soit 50 ans. Ce qu'il reste à faire est de donner un facteur de pondération de l'échec (β) à chacun des taux de pompage. Une fois cette dernière étape remplie, il sera possible de calculer la fonction objective des coûts pour le premier scénario de contrôle hydraulique des eaux de lixiviation.

La détermination du facteur de pondération de l'échec (β) implique certains choix arbitraires et fait appel au jugement professionnel. Pour déterminer la valeur du facteur de pondération (β) nous utiliserons la représentation de la loi normale avec une moyenne (μ) de zéro et une variance (σ^2) de un [N(0,1)]. On considère que la distance entre la zone d'appel du taux de pompage de 3200 m³/j et la paroi NE du site correspond à la distance de trois écart-types dans la partie droite de la cloche normale. Cette distance correspond à 230 mètres sur le terrain. Pour une distance de trois écart-types on a une valeur de probabilité de 99,87%. Bien que cette valeur ne soit pas égale à 100%, nous considérons ce taux de pompage comme ayant un facteur de pondération de l'échec de 0%. Pour ce qui est du taux de pompage de 3000 m³/j, la zone d'appel correspond au centre de la distribution normale ainsi qu'à la paroi NE du site. Le centre de la distribution correspond à une probabilité d'échec de 50%, donc un facteur de pondération de 50%. Pour chacun des taux de pompage en deça de 3000 m³/j, on détermine la valeur de la loi normale en fonction de la distance entre la zone d'appel et la paroi NE, ce qui correspond à la partie gauche de la cloche (**Figure #8.4**).

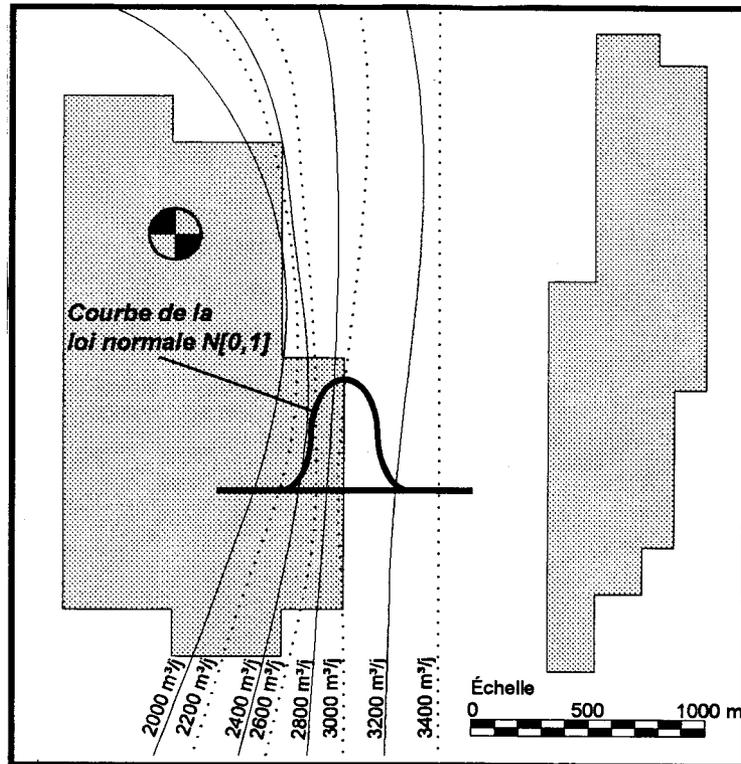


Figure #8.4 Représentation de la loi normale et association avec les zones d'appels

Les calculs de la fonction objective des coûts sont présentés en **Annexe E** et seulement les résultats sont présentés dans le **tableau #8.4**.

Tableau #8.4 Détermination des facteurs de pondération (β) et calcul de la fonction objective des coûts (Φ) pour le scénario #1

Taux de pompage $Q_1(m^3/j)$	Facteur de pondération $\beta(\%)$	Fonction objective des coûts $\Phi(\$)$
2000	100.0	452 926 599
2200	99.9	454 123 409
2400	99.5	454 010 440
2600	94.5	433 814 213
2800	81.6	379 127 173
3000	50.0	242 797 320
3200	0.0	26 134 432
3400	0.0	27 767 834

D'après les résultats, on se rend compte que lorsque le facteur de pondération devient égal à zéro, les coûts deviennent minimum, donc ce qui domine dans l'équation ce sont les coûts liés à l'échec (**Figure #8.5**).

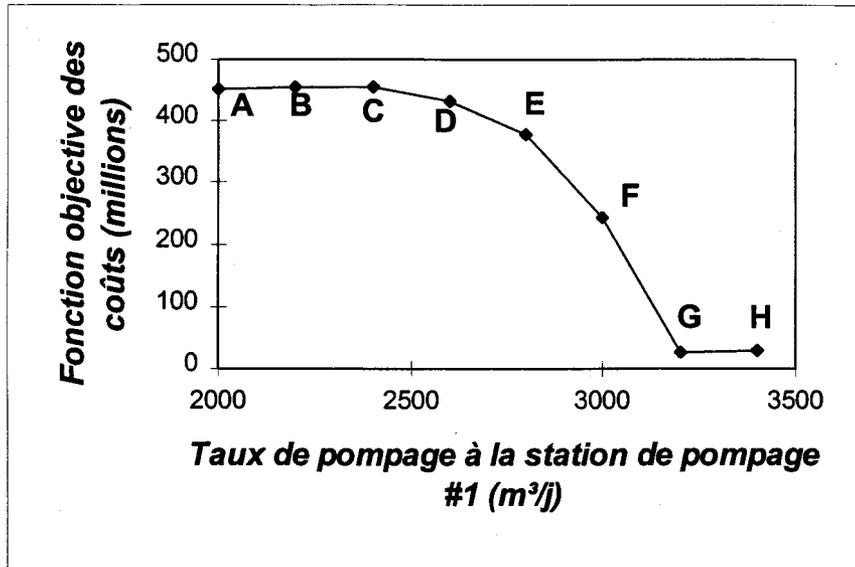


Figure #8.5 Graphique de la fonction objective en fonction du taux de pompage à la station de pompage #1 pour le scénario #1

Bien que ce scénario semble donner des résultats concluants, il ne faut pas oublier que, pour ce premier scénario, le tassement dans les déchets est un facteur dominant. Si on dit que l'on doit augmenter le taux de pompage de 2200 m³/j à 3200 m³/j pour déplacer la ligne de partage des eaux entre les deux carrières. Il est alors possible que la baisse du niveau piézométrique dans les déchets provoque une augmentation de la contrainte effective (Voir section 6.2.3) et par conséquent, il y aura augmentation du tassement et bris des infrastructures de surface. De plus, comme déjà mentionné, il existe un point haut entre la station de pompage #1 et la zone 1 (**Figure #3.6**). Il n'est donc pas impossible que la station de pompage n'appelle pas le lixiviat situé dans la partie SE du site.

8.4) MODÉLISATION DU SCÉNARIO DE CONTRÔLE HYDRAULIQUE #2

Le but de ce scénario est de créer une zone de dépression de la surface piézométrique dans le secteur NE du site entre les deux anciennes carrières. Pour atteindre cet objectif, des puits de pompage seront installés 25 mètres à la droite de la paroi et ce sur tout le côté droit du site (secteur NE). Par l'installation de ces puits, il sera possible d'intercepter les fuites qui semblent se diriger vers l'ancienne carrière Francon. Pour ce qui est de la station de pompage #1, le niveau d'eau au droit de celle-ci sera maintenu constant. Le scénario de base proposé par AXOR en 1994 [Bodineau, 1994] est composé de 15 puits de pompage distants de 90 mètres et ayant une capacité moyenne de 45 m³/j. Comme le maillage utilisé pour la modélisation est composé en grande partie de cellules de 50 mètres par 50 mètres, il est proposé d'utiliser 14 puits ayant un

espacement moyen de 100 mètres crépinés sur 70 mètres en partant de l'élévation -40 jusqu'à l'élévation +30 mètres (*Figure #5.1*). La *figure #8.6* présente la disposition des puits de pompage pour la première série de simulations.

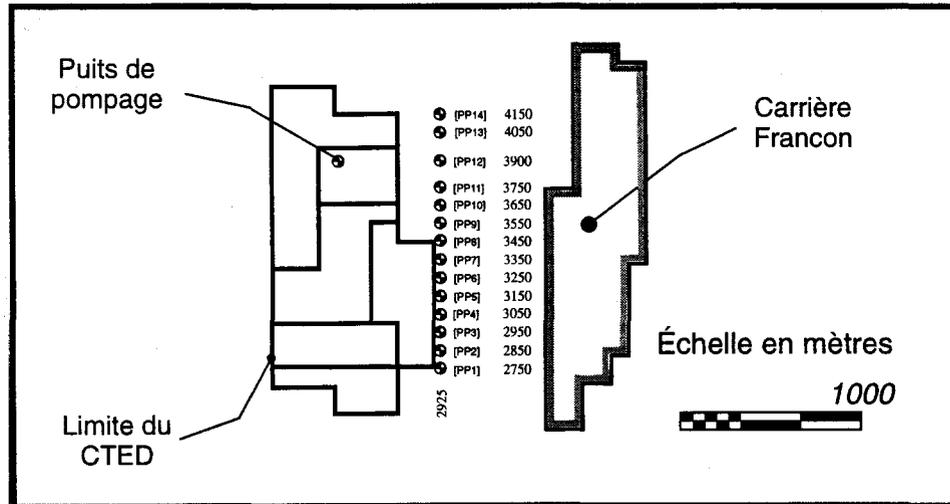


Figure #8.6 Disposition des puits de pompage pour la première série de simulations du scénario #2

De façon à déterminer s'il est possible d'intercepter les fuites se dirigeant vers l'ancienne carrière Francon, huit simulations ont été nécessaires. Pour chacune des simulations, la disposition des puits ne change pas, c'est seulement le taux de pompage de ceux-ci qui change. Le *tableau #8.5* et la *figure #8.7* qui suivent présentent une description et une représentation des huit premières simulations.

Tableau #8.5 Description de la première série de simulations avec un espacement constant et un débit constant pour le scénario #2

Simulation	Taux de pompage (m ³ /j)
A	210 (14 x 15)
B	350 (14 x 25)
C	490 (14 x 35)
D	630 (14 x 45)
E	770 (14 x 55)
F	910 (14 x 65)
G	1050 (14 x 75)
H	1190 (14 x 85)

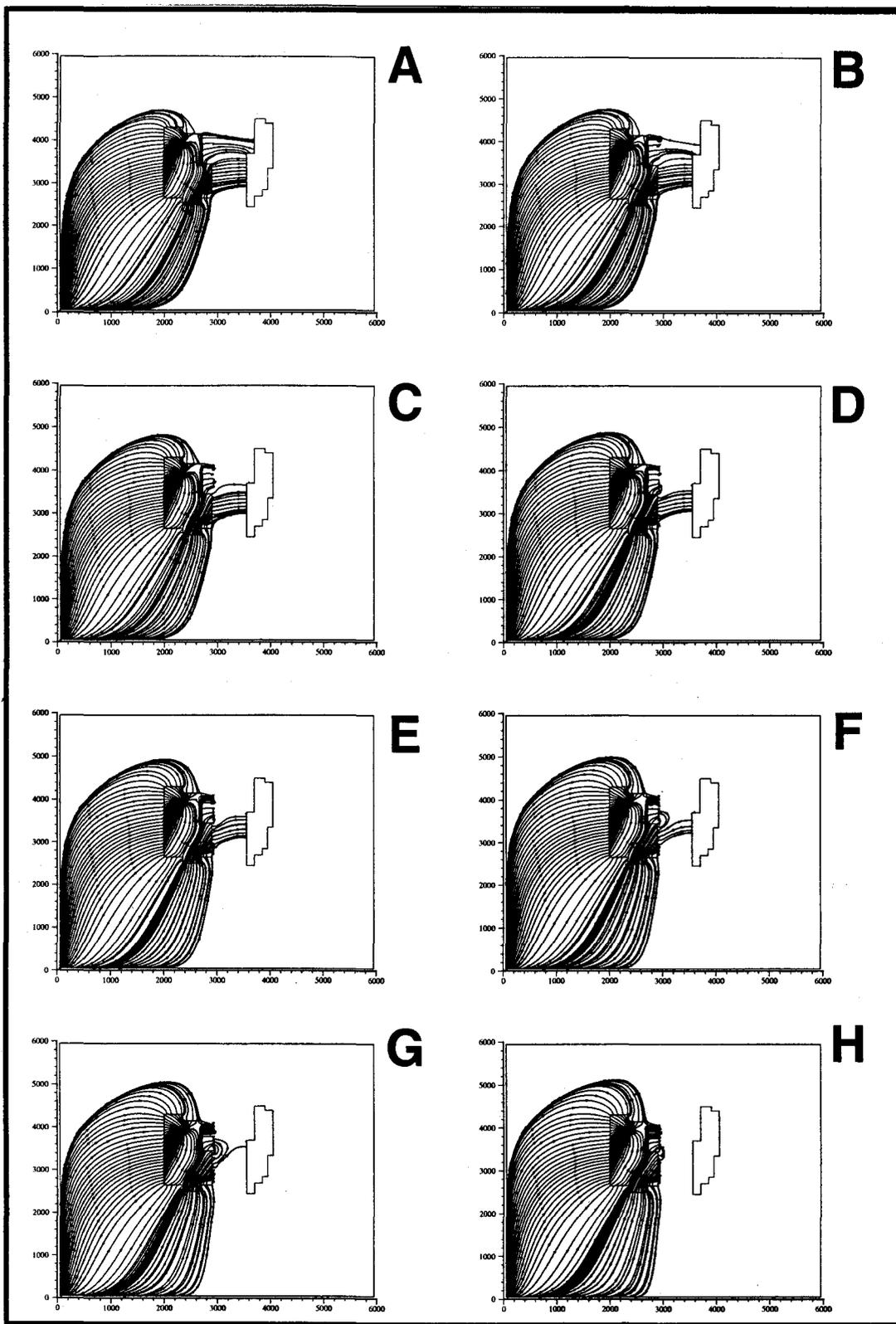


Figure #8.7 Représentation des lignes d'écoulement pour la première série de simulations du scénario #2

En observant la **figure #8.7**, on se rend compte que ce n'est qu'à partir du moment où le taux de pompage est égal à $85 \text{ m}^3/\text{j}$ par puits (**Figure #8.7 [H]**) qu'il est possible d'intercepter tout le lixiviat qui semble s'échapper du C.T.E.D. vers Francon. Quand on sait que les puits ont été prévus pour une utilisation à $45 \text{ m}^3/\text{j}$, on doit se poser des questions sur la possibilité d'atteindre ces débits. Bien que les puits soient conçus pour $45 \text{ m}^3/\text{j}$, il est possible de se donner une marge de manoeuvre de 50%, ce qui correspond à environ $65 \text{ m}^3/\text{j}$. Tout ceci nous oblige à essayer de trouver une nouvelle disposition des puits qui permettra d'intercepter les fuites avec des taux de pompage plus bas. C'est ce qui est fait dans la deuxième série de simulations.

Encore une fois, à partir de la **figure #8.7**, il est possible de constater que les premières lignes d'écoulement qui sont captées sont celles dans le haut du site, et celles qui sont interceptées en dernier sont celles du centre. C'est à partir de ces observations qu'une nouvelle disposition des puits sera proposée. Encore une fois, 14 puits seront utilisés. Cependant, l'espacement entre ceux-ci n'est pas constant. Les puits sont plus rapprochés dans la partie éloignée de la station de pompage #1 (**Figure #8.8**).

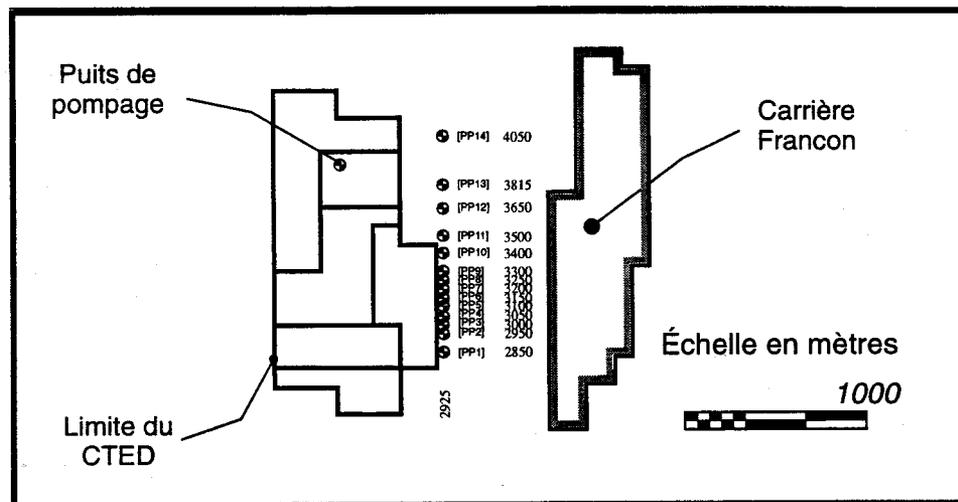


Figure #8.8 Disposition des puits de pompage pour la deuxième série de simulations du scénario #2

Pour le cas présent, seulement six simulations ont été nécessaires pour démontrer que tout le lixiviat est intercepté. Pour chacune des simulations, la disposition des puits ne change pas, c'est seulement le taux de pompage de ceux-ci qui change. Le **tableau #8.6** et la **figure #8.9** qui suivent présentent une description et une représentation de la deuxième série de simulations.

Tableau #8.6 Description de la deuxième série de simulations pour le scénario #2 avec la nouvelle disposition des puits et un débit constant

<i>Simulation</i>	<i>Taux de pompage (m³/j)</i>
A	210 (14 x 15)
B	350 (14 x 25)
C	490 (14 x 35)
D	630 (14 x 45)
E	770 (14 x 55)
F	910 (14 x 65)

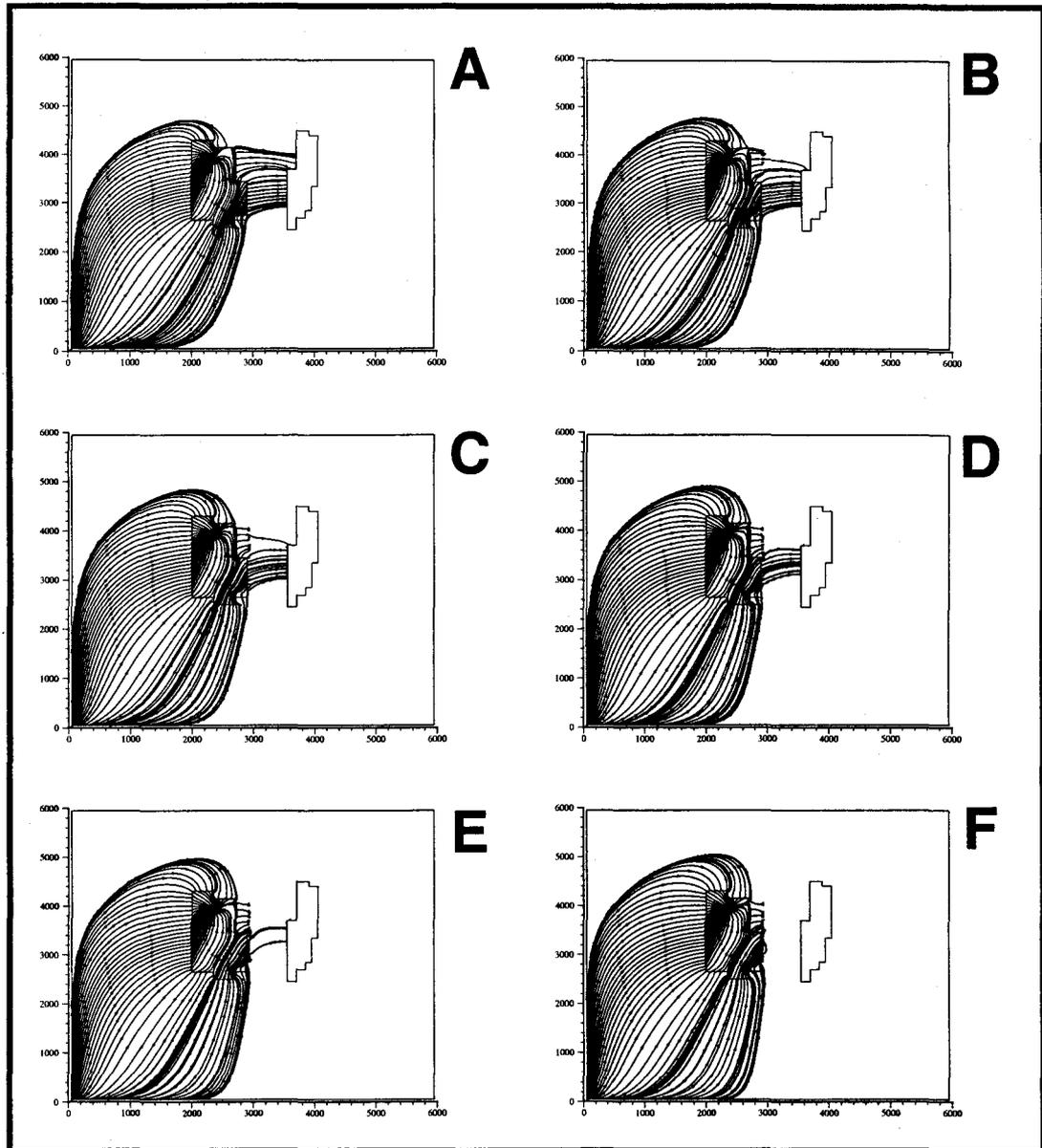


Figure #8.9 Représentation des lignes d'écoulement pour la deuxième série de simulations du scénario #2

En observant la **figure #8.9**, on s'aperçoit qu'il est possible avec cette nouvelle disposition d'isoler tout le lixiviat avec un taux de pompage de $65 \text{ m}^3/\text{j}$ (**Figure #8.9[F]**). Ce qui correspond à une diminution de $20 \text{ m}^3/\text{j}$ pour chacun des puits, soit une économie totale de $280 \text{ m}^3/\text{j}$ par rapport au design initial.

Maintenant que l'emplacement des puits est accepté (**Figure #8.8**), il serait intéressant d'essayer d'optimiser le taux de pompage de chacun des puits. Comme nous l'avons déjà mentionné, les

lignes d'écoulement dans le haut, à la hauteur de la station de pompage #1 sont les premières interceptées (**Figure #8.9 [B,C,D]**). Tout ceci est probablement attribuable à la forte influence de cette dernière station. La deuxième place où les lignes d'écoulement sont interceptées correspond à la partie basse du C.T.E.D. (**Figure #8.9 [E]**). Et finalement, la dernière place correspond au centre (**Figure #8.9 [F]**). Donc, le but sera de varier le taux de pompage des puits à ces endroits pour trouver le scénario le plus économique qui intercepte tout le lixiviat. Les puits de pompage qui seront diminués sont les puits PP1, PP2, PP3, PP4, PP13, PP14 et le puits qui sera augmenté est le PP10. Huit simulations ont été nécessaires pour optimiser les débits dont voici la description (**Tableau #8.7**) et la représentation (**Figure #8.10**).

Tableau #8.7 Description des scénarios d'optimisation des débits pour le scénario #2

Puits de pompage	G	H	I	J	K	L	M	N
PP1	60	60	60	60	55	55	55	55
PP2	65	60	60	60	55	55	55	55
PP3	65	65	60	60	55	55	55	55
PP4	65	65	65	60	55	55	55	55
PP5	65	65	65	65	65	65	65	65
PP6	65	65	65	65	65	65	65	65
PP7	65	65	65	65	65	65	65	65
PP8	65	65	65	65	65	65	65	65
PP9	65	65	65	65	65	65	65	65
PP10	65	65	65	65	65	75	80	85
PP11	65	65	65	65	65	65	65	65
PP12	65	65	65	65	65	65	65	65
PP13	65	60	60	60	60	60	60	60
PP14	60	60	60	60	60	60	60	60
Économie en m ³ /j	-10	-20	-25	-30	-50	-40	-35	-30

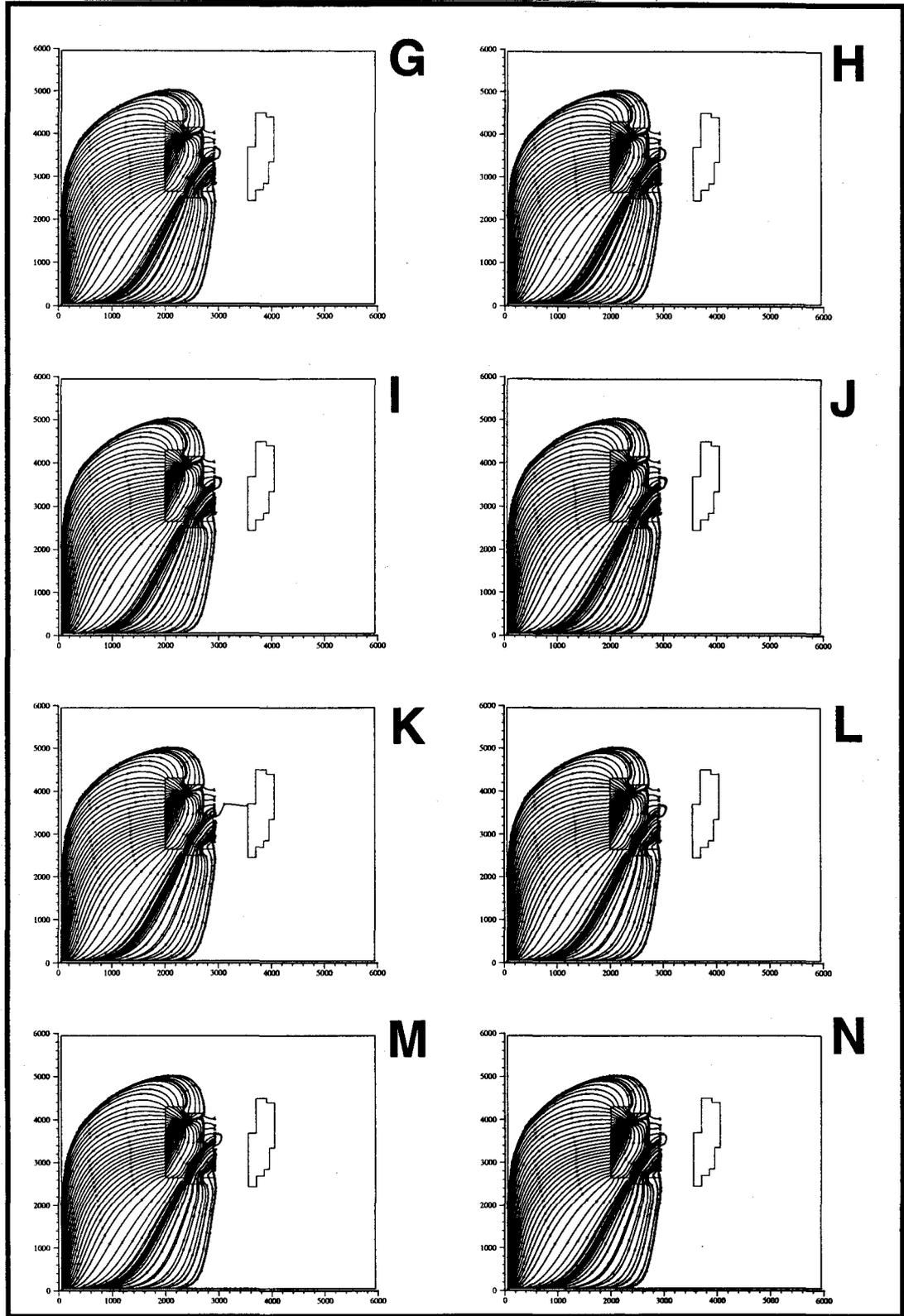


Figure #8.10 Représentation des lignes d'écoulement pour l'optimisation des débits du scénario #2

La méthode utilisée pour optimiser les débits est progressive (**Tableau #8.7**): on commence par une diminution des débits aux extrêmes jusqu'au moment où les fuites commencent à apparaître (**Figure #8.10 [K]**). Cette simulation est caractérisée par une économie de 50 m³/j, mais elle n'est pas efficace à 100%. Comme on aurait pu le prévoir, les fuites proviennent du secteur central. La simulation précédente (**Figure #8.10 [J]**), est capable de capter tout le lixiviat mais elle permet seulement une économie de 30 m³/j. Le but des trois dernières simulations est d'optimiser encore plus le taux de pompage global. On procède donc par une augmentation du taux de pompage du puits PP10 pour intercepter les fuites dans le secteur central. La simulation suivante (**Figure #8.10 [L]**) permet le succès du scénario de contrôle hydraulique des eaux de lixiviation et une économie globale de 40 m³/j, tandis que les deux autres (**Figure #8.10 [M,N]**) obtiennent le succès mais des économies moindres de 35 et 30 m³/j.

D'après les résultats de ces simulations, il est possible de dire que la simulation L de la **figure #8.10** correspond à la solution optimale des simulations effectuées. Bien qu'il soit possible de trouver une solution encore plus optimale, notre recherche est considérée comme suffisante si on tient compte des limites du modèle.

Il est maintenant temps de faire l'évaluation de la fonction objective qui correspond aux coûts de pompage et de traitement du lixiviat qui provient de la station de pompage #1, les coûts de pompage et de traitement du lixiviat qui provient des puits de pompage du côté NE du site, les coûts de construction des puits de pompage et les coûts associés à l'échec.

$$\Phi(Q_1, Q_{NE}) = \sum (1 + i)^t \left[(C_{\text{pomp \#1}} + C_{\text{ozone}})Q_1 + (C_{\text{EXP(PPR)}} + C_{\text{ozone}})\sum Q_{NE} + \sum C_{\text{PPR}} + \beta C_{\text{échec}} \right]$$

Dans cette équation, les inconnus correspondent au taux de pompage à la station de pompage #1 (Q_1) et aux taux de pompage des puits de pompage (Q_{NE}). Tous les autres facteurs ont été déterminés au chapitre V et ils sont résumés au **tableau #5.12**. Le coût de pompage à la station de pompage #1 ($C_{\text{pomp \#1}}$) est de 1,23\$/m³, le coût de traitement du lixiviat à l'ozone (C_{ozone}) est de 0,82\$/m³, le coût d'exploitation d'un puits de pompage dans le roc ($C_{\text{EXP(PPR)}}$) est de 0,44\$/m³, le coût de construction d'un puits de pompage dans le roc (C_{PPR}) est de 45 195\$ chacun (14) et les coûts reliés à l'échec ($C_{\text{échec}}$) sont de 40 millions. Le terme devant la parenthèse sert à actualiser les coûts en dollars courant pour toute la période du projet, soit 50 ans. Ce qu'il reste à faire, c'est de donner un facteur de pondération de l'échec (β) à chacun des taux de pompage. Une fois cette

dernière étape remplie, il est possible de calculer la fonction objective des coûts pour le deuxième scénario de contrôle hydraulique des eaux de lixiviation.

La méthode utilisée pour déterminer la valeur du facteur de pondération de l'échec (β) correspond à un rapport entre le nombre de lignes d'écoulement qui vont vers Francon pour chacune des simulations et le nombre de lignes d'écoulement qui vont vers Francon pour le cas de base. Dans le cas de base (**Figure #8.7 [B]**)(sans puits de pompage du côté NE), on dénombre 25 lignes d'écoulement qui vont vers Francon. Il reste donc à déterminer pour chacune des simulations du deuxième scénario le nombre de lignes d'écoulement qui vont vers Francon.

Les calculs de la fonction objective des coûts sont présentés en **Annexe F** et seulement les résultats sont présentés dans le **tableau #8.8**.

Tableau #8.8 Nombre de lignes d'écoulement qui vont vers Francon, évaluation du facteur de pondération de l'échec (β) et calcul de la fonction objective des coûts (Φ) pour le scénario #2

Simulations $Q_1 = 2200 \text{ m}^3/\text{j}$	Rapport des lignes d'écoulement	Facteur de pondération $\beta(\%)$	ΣQ_{NE}	Fonction objective des coûts $\Phi(\$)$
A	24/25	96	210	438 783 170
B	17/25	68	350	317 240 009
C	16/25	64	490	300 479 067
D	10/25	40	630	196 399 609
E	1/25	4	770	39 929 042
F	0/25	0	910	23 168 100
G	0/25	0	900	23 117 903
H	0/25	0	890	23 067 706
I	0/25	0	885	23 042 612
J	0/25	0	880	23 017 508
K	1/25	4	860	40 380 817
L	0/25	0	870	22 967 311
M	0/25	0	875	22 992 415
N	0/25	0	880	23 017 508

Un graphique permet de mieux visualiser les variations de la fonction objective des coûts en fonction du débit de pompage dans les puits du côté NE. À partir de la simulation F, nous obtenons 100% de réussite et ce n'est qu'à la simulation K que des fuites commencent à apparaître. Bien que très peu de fuites soient observées, cette simulation sera mise de côté. Seulement celles qui obtiennent 100% de réussite sont représentées sur le graphique (**Figure #8.11**).

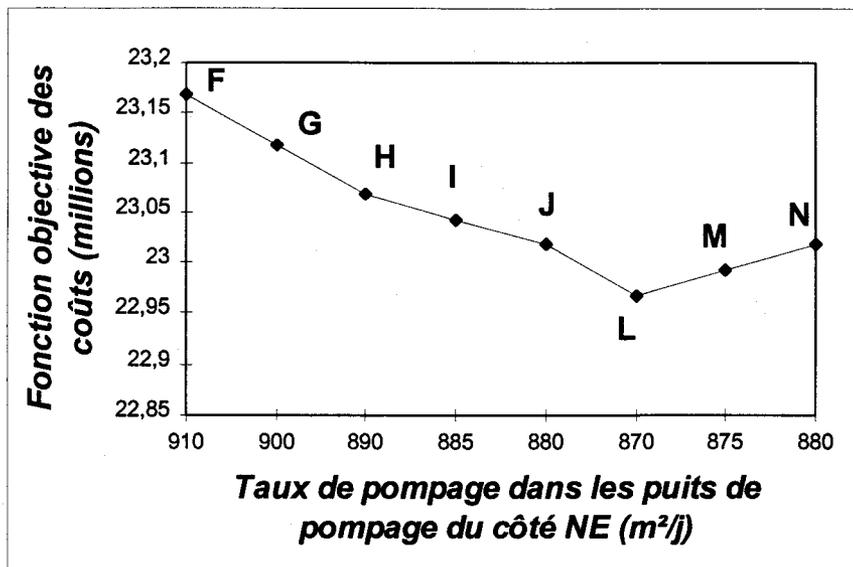


Figure #8.11 Graphique de la fonction objective en fonction du taux de pompage dans les puits du côté NE pour le scénario #2

Bien que ce scénario semble donner des résultats concluants, il ne faut pas oublier que le succès de ce scénario est très difficile à évaluer sur le terrain. On suppose que les puits de pompage sont capables d'intercepter toutes les fuites mais il est très difficile sur le terrain de le prouver à partir de puits de surveillance. Pour obtenir un contrôle efficace, il faut que les zones d'appel des puits de pompage se superposent. Théoriquement, il est possible de calculer et de représenter la zone d'appel, mais sur le terrain, rien ne nous dit que c'est ce qui se passera. Il est donc difficile de déterminer la position des points de contrôle et la valeur de ceux-ci.

8.5) MODÉLISATION DU SCÉNARIO DE CONTRÔLE HYDRAULIQUE #3

Le but de ce scénario est de hausser la surface piézométrique dans le secteur NE du site, entre les deux anciennes carrières. Pour atteindre cet objectif, des puits d'injection seront installés 25 mètres à la droite de la paroi NE et ce sur toute la longueur du site. L'alimentation de ces derniers se fera à partir du réseau d'aqueducs de la ville de Montréal. Pour des raisons d'équilibre, le niveau d'eau au droit de la station de pompage #1 (-33 mètres) sera maintenu le plus constant possible. Par l'installation de ces puits, il sera possible de créer un gradient hydraulique vers l'intérieur du site et ainsi contrôler la migration des eaux de lixiviation. Le scénario de base proposé par AXOR en 1994 [Bodineau, 1994] est composé de 11 puits d'injection distants de 125 mètres et ayant une capacité moyenne de 35 m³/j. Étant donné que le maillage utilisé pour la modélisation est composé en grande partie de cellules de 50 mètres par 50 mètres, il est proposé d'utiliser 11 puits ayant un espacement de 100 mètres ou de 150 mètres dépendamment de leur

position par rapport à la station de pompage #1. Les puits seront crépinés sur 50 mètres en partant de l'élévation -40 mètres jusqu'à l'élévation +10 mètres (**Figure #5.3**). La **figure #8.12** présente la disposition des puits d'injection pour la première série de simulations.

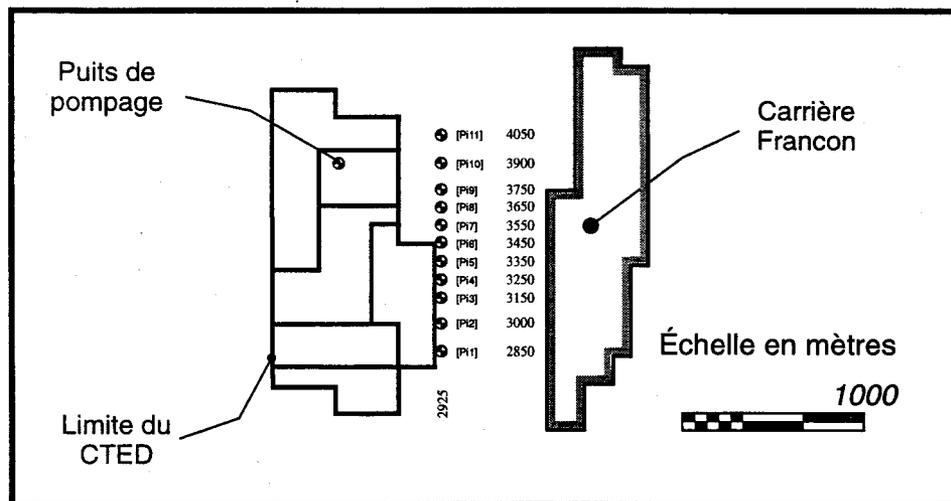


Figure #8.12 Disposition des puits d'injection pour la première série de simulations du scénario #3

De façon à déterminer s'il est possible de contrôler les fuites se dirigeant vers l'ancienne carrière Francon sans augmenter le taux de pompage de la station de pompage #1 (2200 m³/j), huit simulations ont été nécessaires. Pour chacune des simulations, la disposition des puits ne change pas, c'est seulement le taux d'injection de ceux-ci qui change. Le **tableau #8.9** et la **figure #8.13** qui suivent présentent une description et une représentation des huit premières simulations.

Tableau #8.9 Description de la première série de simulations avec un espacement constant et un débit constant pour le scénario #3

Simulation	Taux d'injection (m ³ /j)
A	220 (11 x 20)
B	275 (11 x 25)
C	330 (11 x 30)
D	385 (11 x 35)
E	440 (11 x 40)
F	495 (11 x 45)
G	550 (11 x 50)
H	605 (11 x 55)

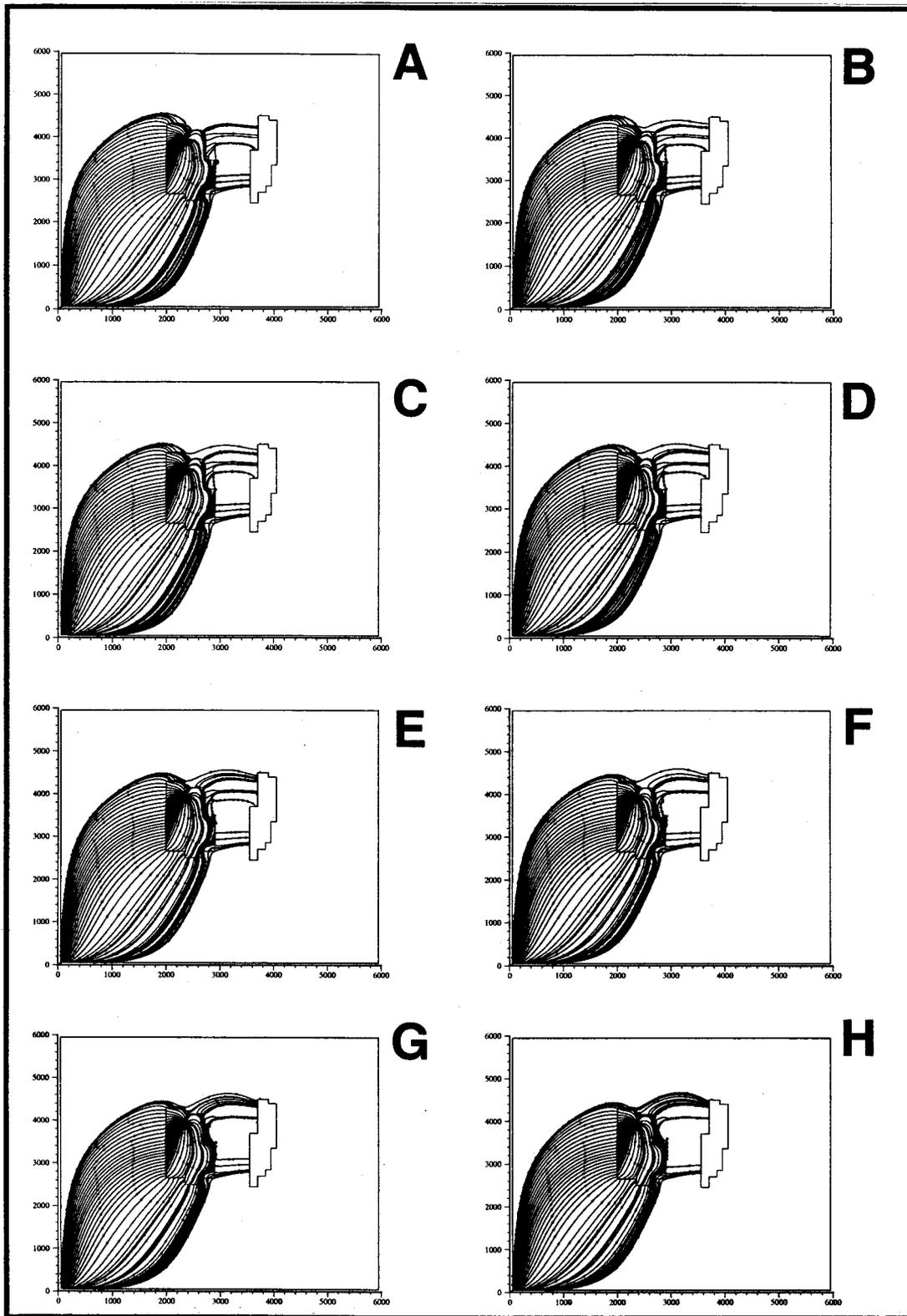


Figure #8.13 Représentation des lignes d'écoulement pour la première série de simulations du scénario #3

En observant la **figure #8.13**, on se rend compte que même avec une marge de manoeuvre sur le taux d'injection ($55 \text{ m}^3/\text{j}$) d'un peu plus de 50% par rapport au taux d'injection proposé ($35 \text{ m}^3/\text{j}$), il est impossible de contrôler la migration du lixiviat vers l'ancienne carrière Francon sans augmenter le taux de pompage à la station de pompage #1 (**Figure #8.13 [H]**). Ceci nous amène à parler de la deuxième série de simulations.

À partir de la **figure #8.13**, il est possible de constater que les premières lignes d'écoulement qui sont redirigées sont celles au centre du site, et celles qui sont redirigées en dernier sont celles aux deux extrémités du site. C'est à partir de ces observations que l'ajout d'un puits d'injection sera proposée dans la partie basse du site (Pi0) de façon à dévier le plus de lignes d'écoulement possible. Pour ce qui est du haut du site, l'augmentation du taux de pompage à la station de pompage #1 sera suffisante, nous l'espérons, pour intercepter les lignes d'écoulement. Donc 12 puits seront utilisés, cependant l'espacement entre ceux-ci ne sera pas modifié (**Figure #8.14**).

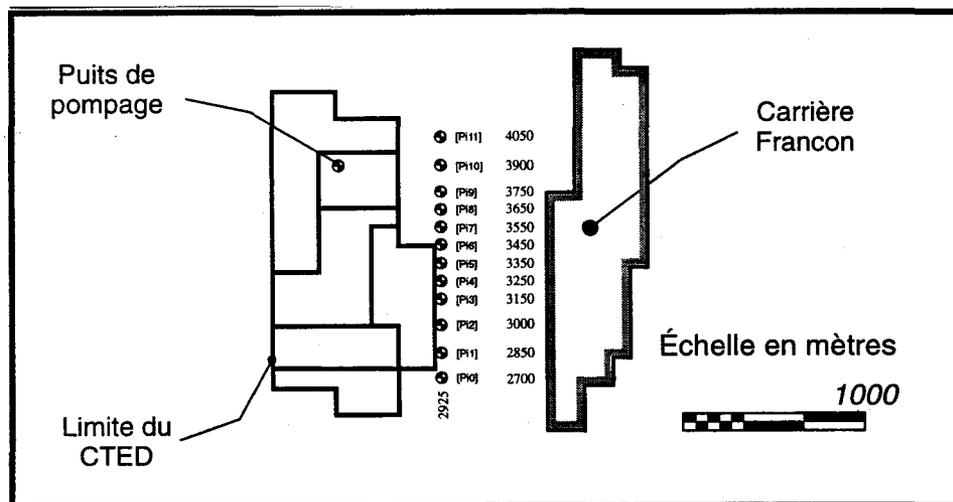


Figure #8.14 Ajout du puits d'injection (Pi0) pour la deuxième série de simulations du scénario #3

Pour le cas présent, seulement quatre simulations ont été nécessaires pour démontrer qu'il est possible d'intercepter tout le lixiviat seulement en augmentant le taux de pompage à la station de pompage #1 et en ajoutant un seul puits d'injection. Pour chacune des simulations, le taux d'injection dans les puits et le taux de pompage à la station de pompage #1 changent. Le **tableau #8.10** et la **figure #8.15** qui suivent présentent une description et une représentation des quatre simulations nécessaires à la démonstration du succès du scénario #3.

Tableau #8.10 Description de la deuxième série de simulations pour le scénario #3 lorsque le taux de pompage à la station de pompage #1 change et les taux d'injection changent

<i>Simulation</i>	<i>Taux de pompage (m³/j)</i>	<i>Taux d'injection (m³/j)</i>
I	2600 (400)	720 (12 x 60)
J	2600 (400)	600 (12 x 50)
K	2600 (400)	480 (12 x 40)
L	2680 (480)	480 (12 x 40)

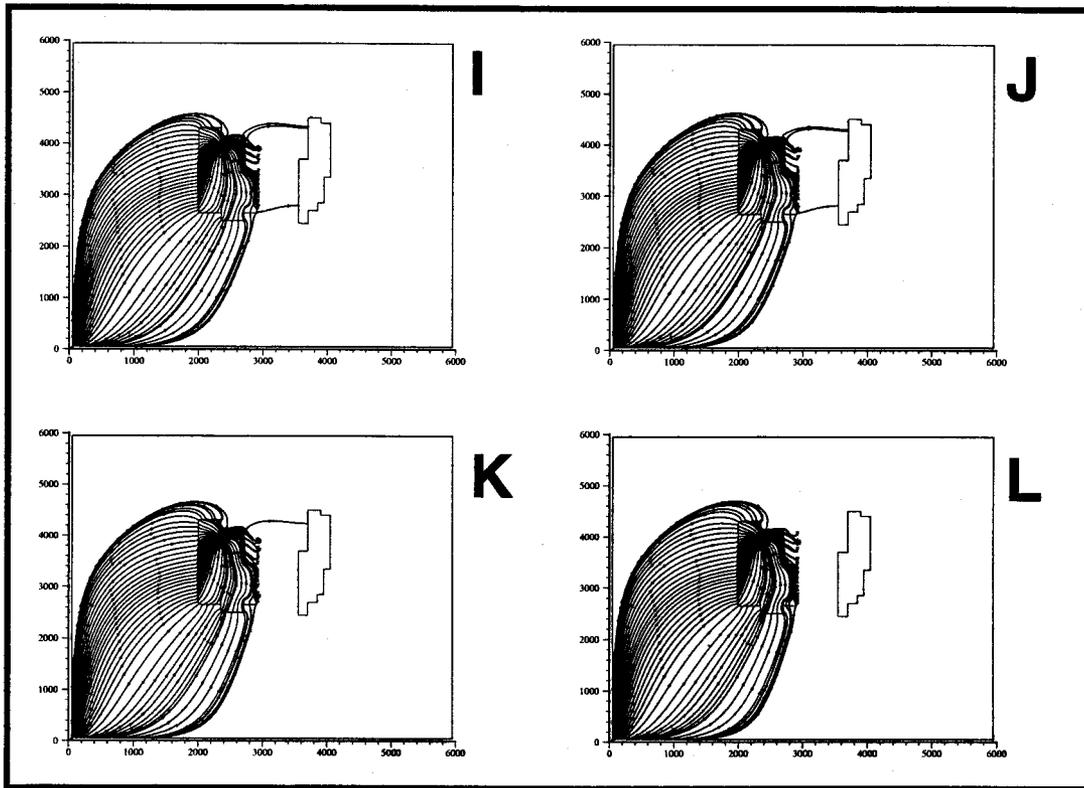


Figure #8.15 Représentation des lignes d'écoulement pour la deuxième série de simulations du scénario #3

En observant la **figure #8.15**, on s'aperçoit qu'il est possible, avec cette nouvelle disposition, d'isoler tout le lixiviat avec un taux d'injection de 40 m³/j dans les 12 puits d'injection et un taux de pompage de 2680 m³/j à la station de pompage #1 (**Figure #8.15[L]**). Les simulations qui précèdent cette simulation n'obtiennent pas le succès car il semble qu'il doit y avoir un équilibre entre l'eau qui est injectée et celle qui est pompée. Ce qui est bien le cas pour la simulation L. L'eau injectée correspond à 12 puits qui injectent 40 m³/j, soit 480 m³/j, et l'augmentation du taux de pompage à la station de pompage #1 est de 480 m³/j.

Trois dernières simulations ont été effectuées dans le but de diminuer le plus possible les coûts d'opération et de construction du troisième scénario. Le **tableau #8.11** et la **figure #8.16** qui suivent présentent une description et une représentation des trois dernières simulations.

Tableau #8.11 Description de l'optimisation pour le scénario #3 lorsque le taux de pompage à la station de pompage #1 change et les taux d'injection changent

<i>Simulation</i>	<i>Taux de pompage (m³/j)</i>	<i>Taux d'injection (m³/j)</i>
M	2680 (480)	420 (12 x 35)
N	2620 (420)	420 (12 x 35)
O	2560 (360)	360 (12 x 30)

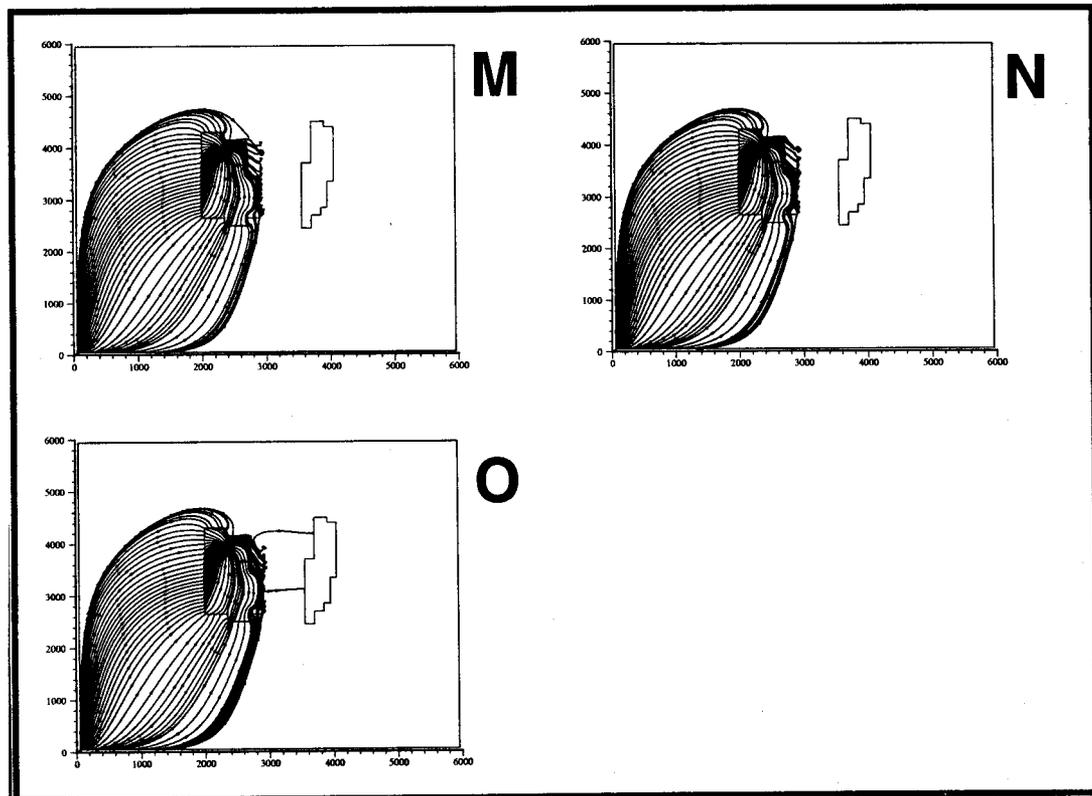


Figure #8.16 Représentation des lignes d'écoulement pour les simulations d'optimisation du scénario #3

En observant la **figure #8.16**, on se rend compte que la chose la plus importante pour obtenir le succès d'un scénario de contrôle hydraulique est d'avoir un taux de pompage à la station de pompage #1 qui est plus grand ou égal au total des taux d'injection dans les 12 puits d'injection. Dans le cas de la simulation **M**, la station de pompage #1 (480 m³/j de plus) pompe un peu plus

d'eau que l'on injecte ($12 \times 35 \text{ m}^3/\text{j} = 420 \text{ m}^3/\text{j}$) et dans le cas de de la simulation N on pompe le même volume ($420 \text{ m}^3/\text{j}$) que l'on injecte ($12 \times 35 \text{ m}^3/\text{j} = 420 \text{ m}^3/\text{j}$). Dans les deux cas, on obtient le succès et une diminution des coûts est possible par rapport à la simulation L. À la simulation suivante (**Figure #8.16 [O]**), des fuites commencent à apparaître aux deux extrémités du site, donc il y a échec du scénario de contrôle. Le dernier scénario à obtenir le succès (**Figure #8.16 [N]**) correspond à la proposition faite par AXOR en 1994 [Bodineau, 1994] à part le fait qu'un puits d'injection ait été ajouté (Pi0).

Il est maintenant temps de faire l'évaluation de la fonction objective qui correspond aux coûts de pompage et de traitement du lixiviat qui provient de la station de pompage #1, les coûts d'injection d'eau dans les puits d'injection du côté NE du site, les coûts de l'eau que l'on injecte, les coûts de construction des puits d'injection et les coûts associés à l'échec.

$$\Phi(Q_1, Q_{NE}) = \sum (1 + i)^{-t} [(C_{\text{pomp \#1}} + C_{\text{ozone}})Q_1 + (C_{\text{EXP(PIR)}} + C_{\text{eau}})\sum Q_{NE} + \sum C_{\text{PIR}} + \beta C_{\text{échec}}]$$

Dans cette équation, les inconnus correspondent au taux de pompage à la station de pompage #1 (Q_1) et aux taux d'injection dans les puits d'injection (Q_{NE}). Tous les autres facteurs ont été déterminés au chapitre V et ils sont résumés au **tableau #5.12**. Le coût de pompage à la station de pompage #1 ($C_{\text{pomp \#1}}$) est de 1,23\$/m³, le coût de traitement du lixiviat à l'ozone (C_{ozone}) est de 0,82\$/m³, le coût d'exploitation d'un puits d'injection dans le roc ($C_{\text{EXP(PIR)}}$) est de 0,25\$/m³, le coût de l'eau (C_{eau}) est de 0,50 \$/m³, le coût de construction d'un puits d'injection dans le roc (C_{PIR}) est de 34 918\$ chacun (12) et les coûts reliés à l'échec ($C_{\text{échec}}$) sont de 40 millions. Le terme devant la parenthèse sert à actualiser les coûts en dollars courants pour toute la période du projet, soit 50 ans. Ce qu'il reste à faire est de donner un facteur de pondération de l'échec (β) à chacun des taux de pompage. Une fois cette dernière étape remplie, il est possible de calculer la fonction objective des coûts pour le troisième scénario de contrôle hydraulique des eaux de lixiviation. La méthode utilisée pour déterminer la valeur du facteur de pondération de l'échec (β) correspond à un rapport entre le nombre de lignes d'écoulement qui vont vers Francon pour chacune des simulations et le nombre de lignes d'écoulement qui vont vers Francon pour le cas de base sans puits d'injection du côté NE. Dans le cas de base (**Figure #8.7 [B]**), on dénombre 25 lignes d'écoulement qui vont vers Francon. Il reste donc à déterminer pour chacune des simulations du troisième scénario le nombre de lignes d'écoulement qui vont vers Francon. Les calculs de la fonction objective des coûts sont présentés en **Annexe G** et seulement les résultats sont présentés dans le **tableau #8.12**.

Tableau #8.12 Nombre de lignes d'écoulement qui vont vers Francon, évaluation du facteur de pondération de l'échec (β) et calcul de la fonction objective des coûts (Φ) pour le scénario #3

Simulations	Rapport des lignes d'écoulement	Facteur de pondération $\beta(\%)$	Q_i	ΣQ_{NE}	Fonction objective des coûts $\Phi(\$)$
A	25/25	100	2200	220	455 601 444
B	24/25	96	2200	275	438 302 085
C	22/25	88	2200	330	403 539 012
D	20/25	80	2200	385	368 775 939
E	18/25	72	2200	440	334 012 867
F	15/25	60	2200	495	281 786 090
G	13/25	52	2200	550	247 023 028
H	12/25	48	2200	605	229 723 659
I	3/25	12	2600	720	76 195 661
J	3/25	12	2600	600	75 837 110
K	1/25	4	2600	480	40 551 152
L	0/25	0	2680	480	23 740 809
M	0/25	0	2680	420	23 561 533
N	0/25	0	2620	420	23 071 513
O	2/25	8	2560	360	57 329 623

Comme le taux de pompage à la station de pompage #1 et le taux d'injection dans les 12 puits d'injection change d'un scénario à l'autre, le graphique des coûts sera exprimé en fonction de la somme des taux de pompage et d'injection. La représentation de la fonction objective des coûts sera faite (**Figure #8.17**) seulement sur les scénarios qui obtiennent les succès et qui sont proches d'obtenir le succès (**Tableau #8.12 [K,L,M,N,O]**).

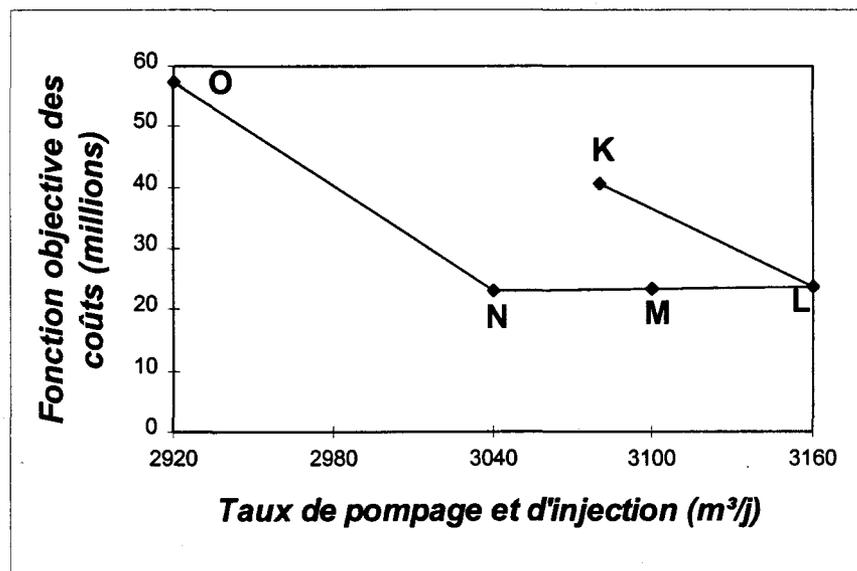


Figure #8.17 Graphique de la fonction objective en fonction du taux de pompage à la station de pompage #1 et dans les puits d'injection du côté NE pour le scénario #3

Ce scénario donne des résultats concluants et le contrôle de son efficacité à l'aide de piézomètres est plus facile que pour le scénario précédent. La surveillance environnementale de ce scénario peut se faire en utilisant des couples de piézomètres qui nous assurent d'avoir un gradient hydraulique indiquant que l'écoulement est vers le C.T.E.D.. Bien qu'on obtienne le succès tout en respectant la proposition de base avec ce troisième scénario, il serait intéressant d'essayer d'équilibrer le bilan d'eau en installant des puits de pompage de la nappe qui intercepteraient l'eau souterraine avant qu'elle ne pénètre dans le site. L'eau ainsi retirée pourrait être injectée dans les puits d'injection et la quantité d'eau pompée à la station de pompage #1, resterait sensiblement la même (2200 m³/j). Avant d'entreprendre la modélisation du quatrième scénario de contrôle hydraulique, nous devons modifier le maillage proposé au début de ce chapitre (**Section 8.1**) de façon à mieux représenter les changements de la surface piézométrique à l'endroit où seront installés les puits d'alimentation des puits d'injection.

8.6) MODIFICATION DU MAILLAGE POUR LA MODÉLISATION DU QUATRIÈME SCÉNARIO

La seule modification dans le cas présent se retrouve au niveau de la discrétisation selon l'axe de Y. Une seconde zone de raffinement du maillage est proposée du côté SE du site, à l'endroit même où seront installés les puits d'alimentation. Les dimensions totales du maillage sont toujours de 6000 x 6000 x 130 mètres et chacune des 13 couches est caractérisée par 12 210 cellules de dimensions variables. Au total on utilise 145 520 cellules et 161 616 noeuds. La **figure #8.18** représente le nouveau maillage en deux et trois dimensions qui sera utilisé pour tester le quatrième et dernier scénario de contrôle hydraulique des eaux de lixiviation au C.T.E.D.. Comme il a déjà été démontré à la **section 8.2** que le fait de changer le maillage a très peu d'influence sur les résultats des simulations, nous utiliserons le nouveau maillage sans en faire la démonstration.

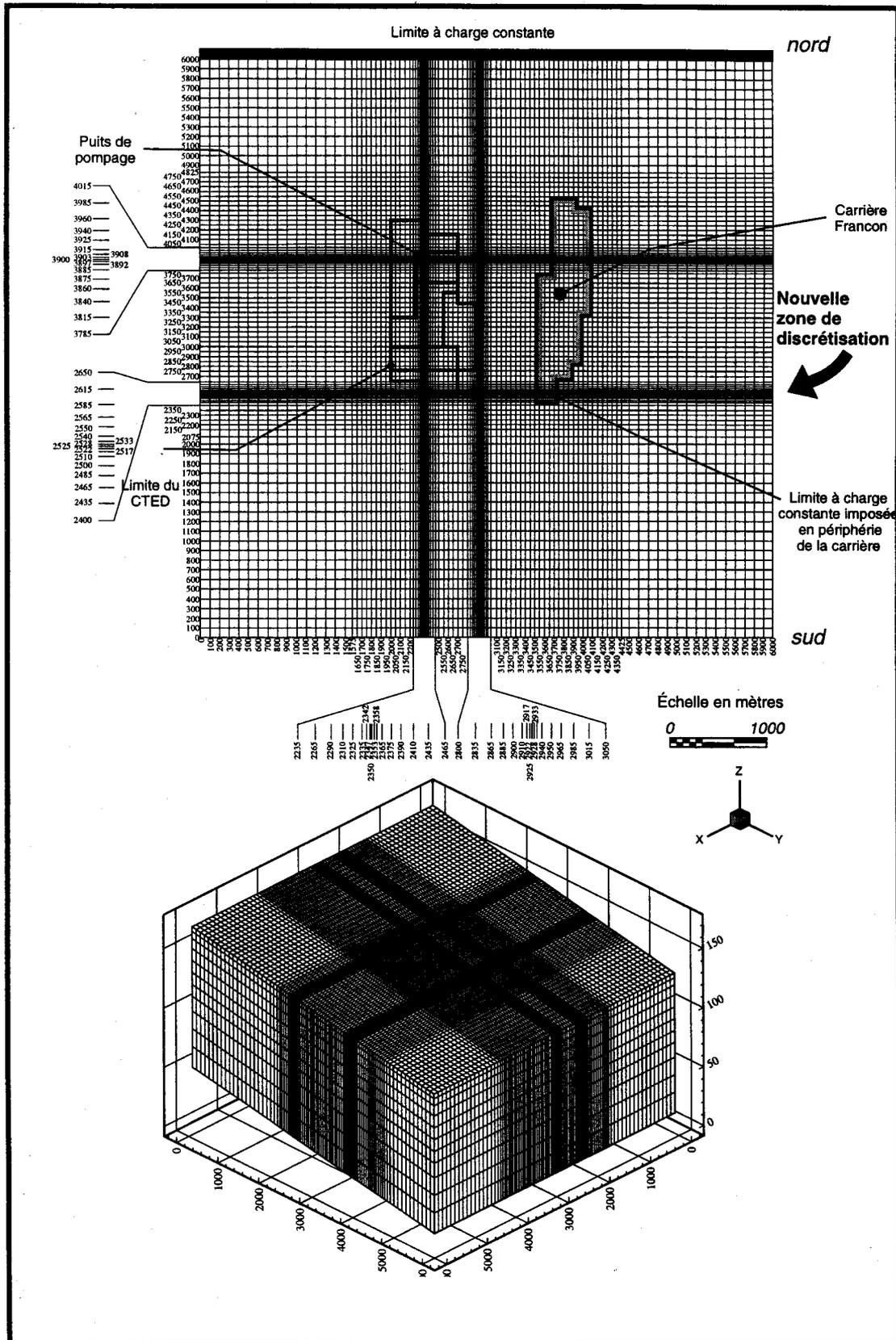


Figure #8.18 Représentation en 2D et 3D de la nouvelle discrétisation pour la modélisation du scénario #4

8.7) MODÉLISATION DU SCÉNARIO DE CONTRÔLE HYDRAULIQUE #4

Le but de ce scénario est identique à celui proposé au scénario #3, sauf pour l'approvisionnement en eau. Au lieu de prendre l'eau dans le réseau d'aqueducs de la ville de Montréal, des puits d'alimentation seront construits dans la partie SE du site. La position des puits est stratégique car ils permettent d'intercepter l'eau souterraine avant qu'elle ne pénètre dans les déchets. L'eau qui sera pompée dans les puits d'alimentation servira de source pour les puits d'injection. Ceci aura pour conséquence que le taux de pompage à la station de pompage #1 restera à 2200 m³/j. Donc, le volume d'eau à pomper et traiter restera le même et, de plus, le niveau d'eau au droit de la station restera environ à -33 mètres. Ceci diminue les chances de bris des installations de surface nécessaires à la capture des biogaz. Le scénario de base est composé des 12 mêmes puits d'injection du scénario #3 qui seront à la même position avec la même conception. Le premier critère de conception des puits d'alimentation est qu'ils doivent pomper autant ou plus que les besoins en injection. Comme nous avons 12 puits qui injectaient 35 m³/j (12 x 35 = 420 m³/j), on propose d'utiliser six puits doubles qui auront une capacité de 80 m³/j (6 x 80 = 480 m³/j) avec un espacement moyen de 100 mètres. Les puits d'alimentation auront une zone crépinée de 20 mètres de l'élévation +10 mètres jusqu'à l'élévation +30 mètres. La **figure #8.19** présente la disposition des puits d'injection et d'alimentation qui sera utilisée pour le scénario #4.

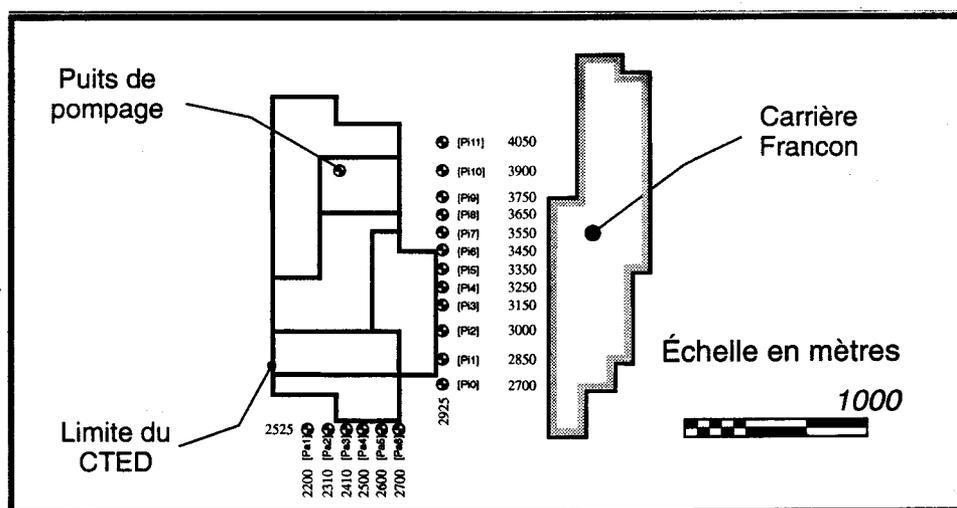


Figure #8.19 Disposition des puits d'injection et d'alimentation pour les simulations du scénario #4

Les résultats des simulations du scénario #3 servent de base pour l'élaboration des simulations du scénario #4. Ce qui veut donc dire que les simulations partent de la simulation optimale du scénario #3 à laquelle on ajoute des puits d'alimentation. Seulement quatre simulations ont été nécessaires à la démonstration et à l'optimisation du scénario de contrôle hydraulique des eaux

de lixiviation au C.T.E.D.. Le **tableau #8.13** et la **figure #8.20** qui suivent présentent une description et une représentation des quatres simulations.

Tableau #8.13 Description des simulations pour le scénario #4

Simulation	Taux de pompage station #1 (m ³ /j)	Taux de pompage alimentation (m ³ /j)	Taux d'injection (m ³ /j)
A	2200 (0)	480 (6 x 80)	420 (12 x 35)
B	2200 (0)	420 (6 x 70)	420 (12 x 35)
C	2200 (0)	420 (6 x 70)	360 (12 x 30)
D	2200 (0)	360 (6 x 60)	360 (12 x 30)

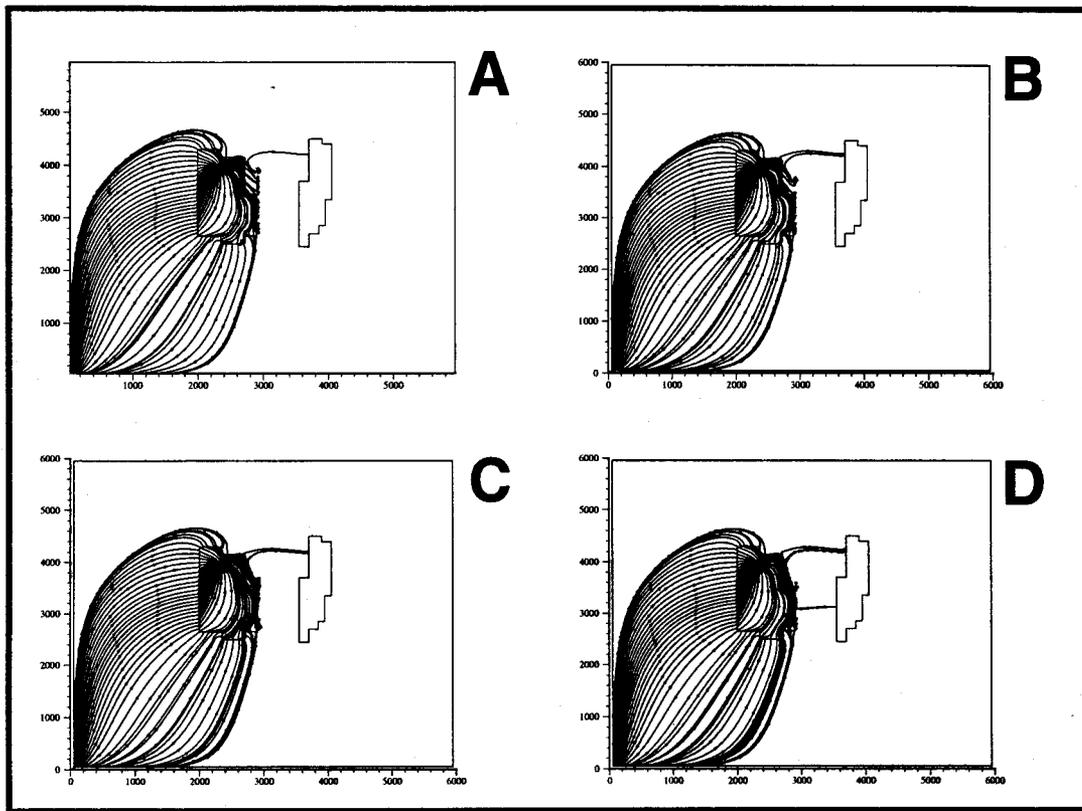


Figure #8.20 Représentation des lignes d'écoulement pour les simulations du scénario #4

En observant la **figure #8.20**, on s'aperçoit qu'il est possible, à l'aide de ce scénario, de contrôler la migration des eaux de lixiviation (**Figure #8.20[A,B,C]**). Sur ces trois simulations on aperçoit des lignes d'écoulement dans le haut du site qui se dirigent vers l'ancienne carrière Francon. Ces dernières sont de l'eau que l'on vient d'injecter dans les puits et elles ne font que se rendre à la limite du C.T.E.D. et elles retournent vers Francon. Elles ne sont donc pas contaminées et ne sont pas une menace pour l'environnement. Pour ce qui est de la dernière simulation (**Figure**

#8.20[D]), des fuites commencent à apparaître au centre du site, ce qui est dangereux pour l'environnement. La solution optimale correspond donc à la troisième simulation (**Figure #8.20[C]**).

Il est maintenant temps de faire l'évaluation de la fonction objective qui correspond aux coûts de pompage et de traitement du lixiviat qui provient de la station de pompage #1, les coûts d'injection d'eau dans les puits d'injection du côté NE du site, les coûts d'alimentation en eau, les coûts de construction des puits d'injection, les coûts de construction des puits d'alimentation et les coûts associés à l'échec.

$$\Phi(Q_1, Q_{NE}, Q_{SE}) = \sum (1 + i)^{-t} \left[(C_{\text{pomp \#1}} + C_{\text{ozone}})Q_1 + (C_{\text{EXP(PIR)}})\sum Q_{NE} + \sum C_{\text{PIR}} + (C_{\text{EXP(PAR)}})\sum Q_{SE} + \sum C_{\text{PAR}} + \beta C_{\text{échec}} \right]$$

Dans cette équation, les inconnus correspondent au taux de pompage à la station de pompage #1 (Q_1), aux taux d'injection des puits d'injection (Q_{NE}) et aux taux de pompage dans les puits d'alimentation (Q_{SE}). Tous les autres facteurs ont été déterminés au chapitre V et ils sont résumés au **tableau #5.12**. Le coût de pompage à la station de pompage #1 ($C_{\text{pomp \#1}}$) est de 1,23\$/m³, le coût de traitement à l'ozone (C_{ozone}) est de 0,82\$/m³, le coût d'exploitation d'un puits d'injection au roc ($C_{\text{EXP(PIR)}}$) est de 0,25\$/m³, le coût de construction d'un puits d'injection au roc (C_{PIR}) est de 34 918\$ chacun (15), le coût d'exploitation des puits d'alimentation au roc ($C_{\text{EXP(PAR)}}$) est de 0,44\$/m³, le coût de construction des puits d'alimentation au roc (C_{PAR}) est de 34 055\$ chacun (12) et les coûts liés à l'échec ($C_{\text{échec}}$) sont de 40 millions. Le terme devant la parenthèse sert à actualiser les coûts en dollars courant pour toute la période du projet, soit 50 ans. Ce qu'il reste à faire est de donner un facteur de pondération de l'échec (β) à chacun des taux de pompage. Une fois cette dernière étape remplie, il est possible de calculer la fonction objective des coûts pour le quatrième scénario de contrôle hydraulique des eaux de lixiviation. La méthode utilisée pour déterminer la valeur du facteur de pondération de l'échec (β) correspond à un rapport entre le nombre de lignes d'écoulement qui vont vers Francon pour chacune des simulations et le nombre de lignes d'écoulement qui vont vers Francon pour le cas de base sans puits d'injection du côté NE. Dans le cas de base (**Figure #8.7 [B]**), on dénombre 25 lignes d'écoulement qui vont vers Francon. Il reste donc à déterminer pour chacune des simulations du quatrième scénario le nombre de lignes d'écoulement qui vont vers Francon. Les calculs de la fonction objective des coûts sont présentés en **Annexe H** et seulement les résultats sont présentés dans le **tableau #8.14**.

Tableau #8.14 Nombre de lignes d'écoulement qui vont vers Francon, évaluation du facteur de pondération de l'échec (β) et calcul de la fonction objective des coûts (Φ) pour le scénario #4

Simulations	Rapport des lignes d'écoulement	Facteur de pondération β (%)	Q_i	ΣQ_{NE}	ΣQ_{SE}	Fonction objective des coûts Φ (\$)
A	0/25	0	2200	420	480	20 054 809
B	0/25	0	2200	420	420	19 949 634
C	0/25	0	2200	360	420	19 889 876
D	1/25	4	2200	360	360	37 248 404

Comme le taux d'injection dans les 12 puits d'injection et le taux de pompage dans les six puits doubles d'alimentation changent d'un scénario à l'autre, le graphique des coûts sera exprimé en fonction de la somme des taux de pompage et d'injection. La représentation de la fonction objective des coûts sera faite (**Figure #8.21**) pour tous les scénarios (**Tableau #8.14 [A,B,C,D]**).

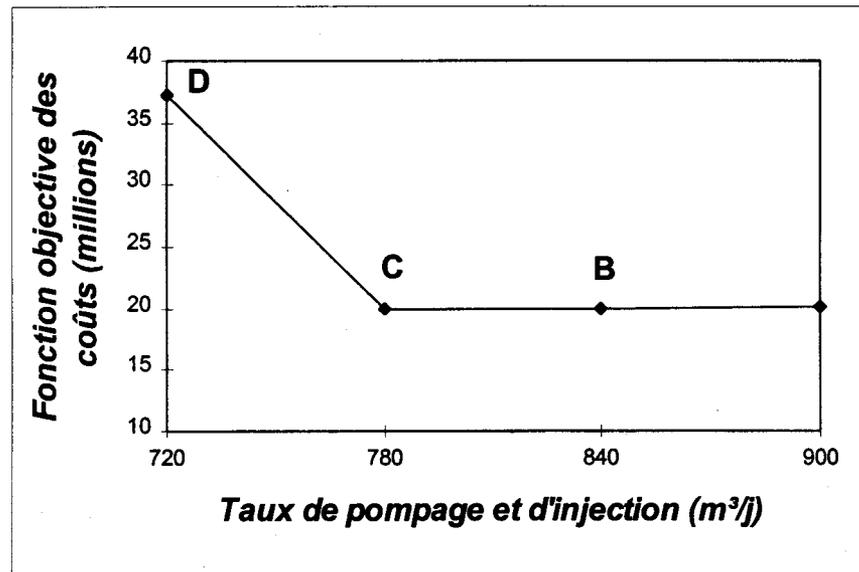


Figure #8.21 Graphique de la fonction objective en fonction du taux de pompage dans les puits d'alimentation et dans les puits d'injection pour le scénario #4

Le quatrième et dernier scénario donne les résultats les plus économiques tout en étant le scénario qui a le plus de chance d'obtenir le succès. Dans ce scénario la contrainte d'éviter du tassement dans les déchets est respectée. C'est à dire que le niveau d'eau dans les déchets devrait rester sensiblement constant, sans avoir plus de lixiviat à traiter. Si nous n'avons pas plus de lixiviat à traiter, les installations de traitement du lixiviat peuvent rester les mêmes et les coûts de traitement aussi. De plus, il est plus facile de contrôler à l'aide de puits de surveillance et de piézomètres. Lors de l'élaboration d'un scénario de contrôle hydraulique des eaux de lixiviation, il

faut s'assurer d'avoir une marge de manoeuvre sur les débits d'opération des puits de pompage et d'injection. Ceci permet de varier les débits sans avoir une influence trop importante sur les coûts d'un scénario. Cette caractéristique est appelée la robustesse. Dans le cas présent, le total des taux de pompage et d'injection peut varier de 780 m³/j à 900 m³/j sans que l'on observe une variation appréciable des coûts. Un dernier point qui serait intéressant de comparer est la variation entre la piézométrie du cas de base, et la piézométrie obtenue au scénario #4. Comme déjà mentionné, la piézométrie dans les déchets n'est pas nécessairement exacte mais celle dans le roc est représentative de la réalité.

8.8) COMPARAISON ENTRE LA PIÉZOMÉTRIE DE BASE ET CELLE OBTENUE POUR LE CAS OPTIMUM DU SCÉNARIO #4

Maintenant que l'on sait qu'il est possible de contrôler la migration des eaux de lixiviation à l'aide du scénario #4, il serait intéressant de vérifier son influence sur la piézométrie autour du site. La première méthode qui sera utilisée pour comparer les piézométries, sera basée sur la comparaison des niveaux d'eau dans les puits de surveillance autour du site et dans celui-ci. Pour faire la comparaison entre la piézométrie obtenue après modélisation du scénario #4 et le cas de base (**Tableau #8.15 et 8.16**), nous utiliserons un graphique avec une droite de 45° qui représente la situation qui implique peu de variations dans la piézométrie.

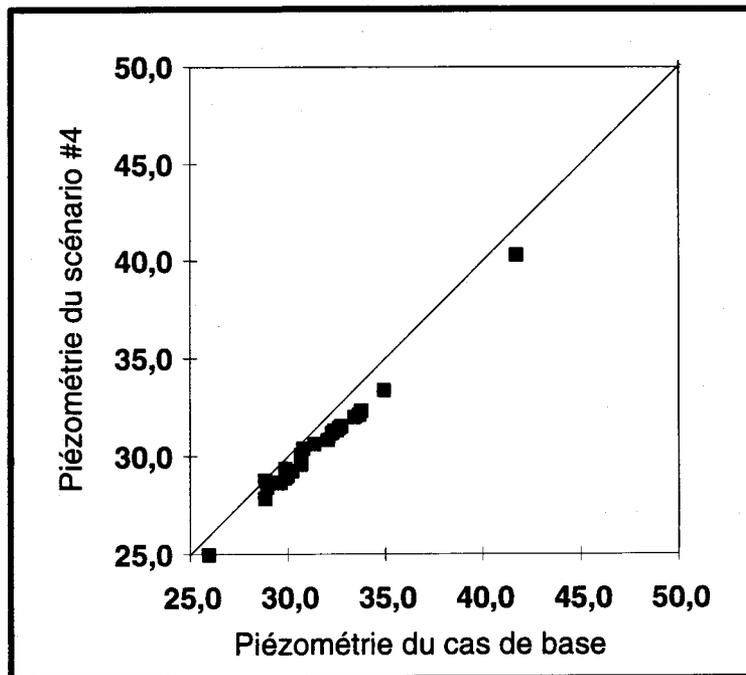
Tableau #8.15 Comparaison des niveaux piézométriques (m) dans le roc

<i>Puits</i>	<i>Cas de base</i>	<i>Scénario #4 (Optimum)</i>	<i>Différence</i>
PS-01	29,6	28,7	0,9
PS-02	30,0	29,1	0,9
PS-03	29,8	28,9	0,9
PS-04	30,0	29,1	0,9
PS-07	30,2	29,2	1,0
PS-11	33,8	32,4	1,4
PS-18	41,7	40,3	1,4
PS-20	34,9	33,4	1,5
PS-21	32,7	31,6	1,1
PS-23	32,4	31,3	1,1
PS-25	31,4	30,7	0,7
PS-26	30,8	30,4	0,4
PS-27	30,7	30,0	0,7
PS-29	29,8	29,4	0,4
PS-30	28,8	28,8	0,0
PS-31	28,9	28,4	0,5

Tableau #8.16 Comparaison des niveaux piézométriques (m) dans les déchets

Puits	Cas de base	Scénario #4 (Optimum)	Différence
W1	28,8	27,7	1,1
SP1	25,9	25,0	0,9
W3	29,7	28,7	1,0
W4	30,7	29,6	1,1
W5	32,5	31,3	1,2
W6	32,1	30,9	1,2
W7	33,4	32,0	1,4
2B14	32,3	31,2	1,1
2B1	32,6	31,5	1,1
1AP10	33,7	32,1	1,6

Comme on peut le voir dans les deux tableaux ci-haut, la piézométrie de base est toujours plus haute que la piézométrie du scénario #4 aux puits de surveillance. Il est possible de tirer la même conclusion à partir de la **figure #8.22**.

**Figure #8.22** Comparaison entre la piézométrie du scénario #4 et le cas de base

Bien qu'il semble que la piézométrie n'aie pas changée, il serait intéressant d'utiliser un logiciel (Surfer) qui est capable de représenter la piézométrie à la grandeur du domaine de modélisation.

Pour encore mieux se rendre compte des différences entre les deux piézométries, on représentera les différences entre les deux surface piézométriques. Donc on prend la piézométrie du scénario #4 moins la piézométrie du cas de base et on obtient la représentation des différences (*Figure #8.23*).

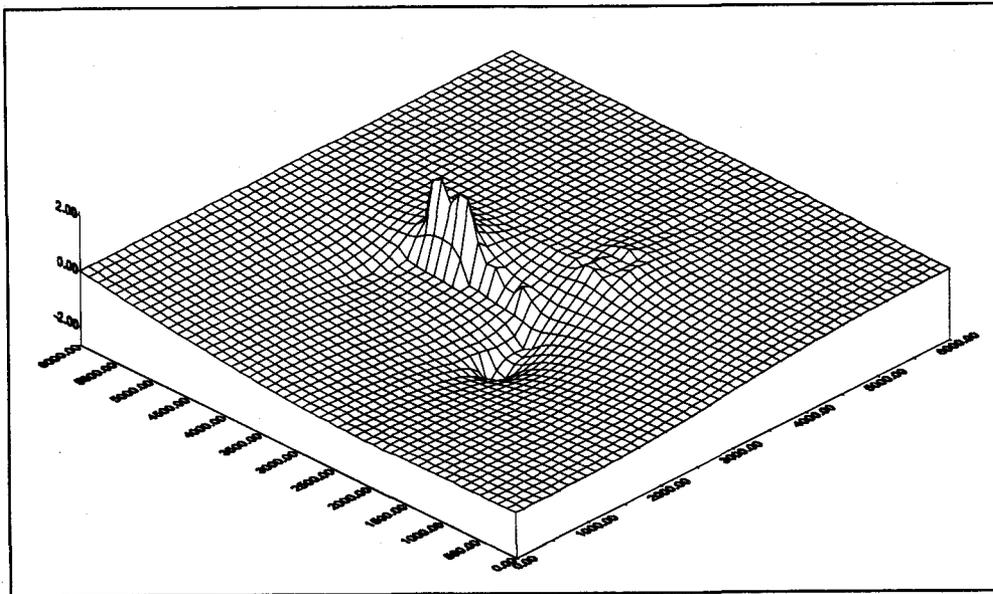


Figure #8.23 Différence entre la piézométrie du scénario #4 et le cas de base

D'après la figure ci-haut, on se rend compte que les puits d'injection créent une surélévation de la surface piézométrique, tandis que les puits d'alimentation créent une dépression de la surface piézométrique. Par contre, il y a très peu d'impact apparent sur les niveaux à l'intérieur du site. Ces observations représentent le but que l'on voulait rencontrer.

CHAPITRE IX

Discussions et recommandations

9.1) DISCUSSION DES RÉSULTATS

Lors de l'enfouissement de déchets dans le site d'enfouissement sanitaire de la ville de Montréal (C.T.E.D.), il y a risque de contamination des eaux de surface et souterraines. Le processus de contamination est intimement lié au déplacement dans les déchets de l'eau qui provient des précipitations, du ruissellement et de l'humidité initiale dans les déchets. En se déplaçant dans les déchets, l'eau solubilise des substances chimiques organiques et inorganiques qui peuvent contaminer les eaux de surface et souterraines. Comme au C.T.E.D. des fuites d'eau, que l'on appelle lixiviat ou eaux de lixiviation sont possibles dans le secteur NE du site, il faut trouver un moyen d'améliorer les mesures de contrôle existantes pour éviter qu'elles ne contaminent l'environnement.

Plusieurs méthodes existent pour contrôler la contamination des eaux de surface et souterraines par les eaux de lixiviation. Toutes ont pour but d'empêcher la migration du contaminant vers l'extérieur du site tout en permettant son extraction du réseau d'écoulement de façon à permettre son traitement et son évacuation vers le réseau d'aqueducs de la ville de Montréal.

Bien que les installations de contrôle et de traitement du lixiviat présentement en place au C.T.E.D. soient assez efficaces, il serait intéressant de vérifier s'il ne serait pas possible de les améliorer de façon à permettre un contrôle plus efficace des eaux de lixiviation (respect des normes et réglementation) ce qui permettrait une exploitation sur une plus longue durée et ceci de façon plus sécuritaire pour l'environnement.

Quatre scénarios de contrôle des eaux de lixiviation au C.T.E.D. ont été évalués d'après les cas proposés par AXOR [*Bodineau et Rouillard, 1995*]: 1) augmenter le taux de pompage de la station de pompage #1 qui est déjà en place dans la zone d'enfouissement #4; 2) installer des puits de pompage dans le secteur NE entre les deux anciennes carrières (Francon et Miron); 3) installer

des puits d'injection dans le secteur NE entre les deux anciennes carrières (Francon et Miron) qui seront alimentés à partir du réseau d'aqueducs; et 4) installer des puits d'injection dans le secteur NE entre les deux anciennes carrières (Francon et Miron) qui seront alimentés à l'aide de puits d'alimentation de surface dans le secteur SE en amont de la zone d'enfouissement des déchets.

La méthode de comparaison qui a été utilisée est celle qui utilise l'analyse de décision où l'hydrogéologie joue un rôle important et où l'on doit faire de la conception. La structure de l'analyse de décision est basée sur la combinaison de trois modèles: 1) un modèle de décision basé sur une fonction objective (Φ) décrivant les risques, coûts et bénéfices pour la réalisation d'un ouvrage; 2) un modèle numérique simulant l'écoulement de l'eau souterraine; et 3) un modèle décrivant l'incertitude géologique et l'incertitude dans la caractérisation des paramètres physiques. Étant donné les limitations par rapport à la caractérisation du site, seulement les deux premiers modèles ont été considérés pour le présent projet.

Le modèle de décision permet la comparaison entre plusieurs options de design et/ou scénarios de contrôle hydraulique des eaux de lixiviation au C.T.E.D.. De façon à comparer les différents scénarios, il faut définir une fonction objective (Φ) comprenant les risques, coûts et bénéfices pour chacun d'eux. À chacun des scénarios correspondait une fonction objective qui était composée des coûts liés à la construction des infrastructures, les coûts d'exploitation des infrastructures, les coûts de traitement des eaux de lixiviation et les coûts liés à l'échec des scénarios de contrôle hydraulique des eaux de lixiviation.

Le deuxième modèle utilisé est le modèle de simulation hydrogéologique qui permet la représentation des performances hydrogéologiques des composantes du système par une solution analytique ou un modèle numérique. Dans le présent projet l'option d'un modèle numérique de l'écoulement de l'eau souterraine développé par Lepage (1996) a été préférée. Les caractéristiques locales au C.T.E.D. nécessitaient l'utilisation d'un modèle à trois dimensions, hétérogène, anisotrope et à saturation variable. Le modèle qui a été utilisé est FRAC3DVS qui permet la modélisation de l'écoulement dans un milieu poreux ou fracturé à saturation variable. Pour des raisons particulières de géométrie, dimension, discrétisation et de caractérisation des propriétés, la convergence du modèle a été impossible pour des conditions non saturées. Cette non convergence a forcé l'utilisation de FRAC3DVS à saturation complète. Il a été possible de faire cette simplification car la plus grande partie du domaine local (la matrice de roc) est saturée. Pour ce qui est de la zone d'enfouissement des déchets, cette simplification cause des différences car cette zone est à saturation variable. Bien que le modèle utilisé ne correspond pas exactement à la réalité, il a été possible de représenter les patrons généraux d'écoulement de l'eau

souterraine, ce qui a permis de comparer les différents scénarios de contrôle hydraulique des eaux de lixiviation au C.T.E.D..

Dans tout processus de conception, il y a des avantages et des inconvénients. Le but est donc de trouver le scénario qui permet le contrôle des eaux de lixiviation aux coûts les plus bas possibles avec la meilleure conception possible. Avant même d'entreprendre la comparaison des quatre scénarios de contrôle hydraulique des eaux de lixiviation au C.T.E.D. nous allons présenter le **tableau #9.1** qui résume les avantages et inconvénients des scénarios qui ont précédemment été modélisés. De plus, le coût total de chacun des scénarios est donné de façon à comparer les scénarios sur une base économique.

Tableau #9.1 Avantages et inconvénients pour chacun des scénarios

AUGMENTATION DU TAUX DE POMPAGE À LA STATION DE POMPAGE #1 (26 134 432 \$)	
<u>Avantages</u>	<u>Inconvénients</u>
-Aucune nouvelles infrastructures nécessaire -Coût de construction nul	-Augmentation de la quantité de lixiviat à traiter -Incertitude des chances de succès -Augmentation des tassements dans les déchets -Risque de bris des installations de surface
PUITS DE POMPAGE DANS LE SECTEUR NE DU SITE (22 967 311 \$)	
<u>Avantages</u>	<u>Inconvénients</u>
-Coût de construction faibles -Stabilité et durabilité des ouvrages -Exécution très rapide	-Surveillance des systèmes de pompage complexe -Besoin de plusieurs stations de pompage (14) -Appel de lixiviat vers l'extérieur du site -Dilution du lixiviat pompé et traité
PUITS D'INJECTION DANS LE SECTEUR NE DU SITE (23 071 513 \$)	
<u>Avantages</u>	<u>Inconvénients</u>
-Coût de construction faible -Stabilité et durabilité des ouvrages -Peu d'équipement mécanique à entretenir -Force le lixiviat à rester dans le site -Captage du lixiviat à un seul endroit -Contrôle des systèmes d'injection simple	-Augmentation de la quantité de lixiviat à traiter -Besoin de plusieurs stations d'injection (12) -Achat d'eau pour injecter dans les puits
PUITS D'INJECTION SECTEUR NE EN COMBINAISON AVEC DES PUIITS D'ALIMENTATION À PARTIR DE LA NAPPE SUPERFICIELLE DANS LE SECTEUR SE (19 889 876 \$)	
<u>Avantages</u>	<u>Inconvénients</u>
-Force le lixiviat à rester dans le site -Captage du lixiviat à un seul endroit -Stabilité et durabilité des ouvrages -Système robuste, il est donc possible d'obtenir le succès sous différentes conditions de pompage et d'injection -Contrôle du système d'injection simple et le système d'alimentation n'a pas besoin de contrôle	-Coût de construction élevé -Besoin de plusieurs stations d'injection (12) -Besoin de (6) stations d'alimentation double -Possible que les puits d'alimentation soient insuffisants

9.1.1) Scénario de contrôle hydraulique #1

Le premier scénario proposait l'agrandissement de la zone d'appel de lixiviat de la station de pompage #1 par une augmentation de son taux de pompage, de façon à isoler et traiter les eaux de lixiviation avant qu'elles ne contaminent les eaux souterraines. Après analyse des résultats des simulations, il a été prouvé qu'il était possible d'agrandir suffisamment la zone d'appel de la station de pompage #1 de façon à permettre l'isolement et le traitement des eaux de lixiviation sans avoir à construire une nouvelle station de pompage. Les calculs de la fonction objective des coûts (**Annexe E**) et l'analyse de la figure représentant les lignes d'écoulement pour le scénario #1 (**Figure #8.2**) ont permis de faire les observations qui suivent. Avec un taux de pompage de 3200 m³/j à la station de pompage #1 (**Simulation G**), il a été possible de contrôler la contamination avec les coûts minimum (**26 134 432 \$**). Ce premier scénario cause l'abaissement du niveau d'eau dans les déchets, ce qui peut avoir comme conséquence de faire augmenter le tassement dans les déchets et ainsi provoquer le bris potentiel des infrastructures de surface. Comme le modèle utilisé n'est pas à saturation variable, il est très difficile d'évaluer le degré d'augmentation du tassement, mais une chose qui est certaine, c'est qu'il y aura une augmentation des tassements.

9.1.2) Scénario de contrôle hydraulique #2

Le deuxième scénario proposait l'installation de puits de pompage entre les deux carrières de façon à créer une zone de dépression de la surface piézométrique qui permet l'interception des fuites de lixiviat pour ensuite les traiter. Comme le but de ce scénario était d'intercepter les fuites du côté NE, le taux de pompage à la station de pompage #1 est maintenu constant à 2200 m³/j. Les calculs de la fonction objective des coûts (**Annexe F**) et l'analyse de la figure représentant les lignes d'écoulement pour le scénario #2 (**Figure #8.10**) ont permis de faire les observations qui suivent. Avec 14 puits de pompage dans le secteur NE ayant un taux de pompage global de 870 m³/j, tout en maintenant le taux de pompage à 2200 m³/j à la station de pompage #1 (**Simulation L**), il a été possible de contrôler la contamination avec des coûts minimum (**22 967 311 \$**). Le succès du scénario est bel et bien possible, mais une contrainte majeure survient au moment de l'élaboration du suivi environnemental. Pour que le scénario soit efficace il faut que les zones d'appels de chacun des puits de pompage se superposent. En théorie, il est facile de faire les calculs qui nous permettent de représenter les zones d'appels, mais lorsque l'on se retrouve sur le terrain dans du roc fracturé, la démonstration est beaucoup plus complexe. Il est donc très difficile de prévoir la position des points de contrôle qui pourraient prouver sur le terrain le succès de ce deuxième scénario.

9.1.3) Scénario de contrôle hydraulique #3

Le troisième scénario proposait un rehaussement de la surface piézométrique entre les deux carrières du côté NE du site à l'aide de puits d'injection, ce qui force le lixiviat à rester dans le site. Les puits d'injection seront alimentés à partir du réseau d'aqueducs de la ville de Montréal. Dans ce scénario, l'eau que l'on injecte du côté NE a tendance à entrer dans le site. Il faut donc augmenter le taux de pompage de la station de pompage #1 de façon à équilibrer le bilan d'eau. Les calculs de la fonction objective des coûts (**Annexe G**) et l'analyse de la figure représentant les lignes d'écoulement pour le scénario #3 (**Figure #8.16**) ont permis de faire les observations qui suivent. Avec 12 puits d'injection dans le secteur NE ayant un taux d'injection global de 420 m³/j, tout en augmentant la station de pompage #1 du même débit, soit de 2200 m³/j jusqu'à 2620 m³/j (**Simulation N**), il a été possible de contrôler la contamination avec les coûts minimum (**23 071 513 \$**). Encore une fois, il est possible d'obtenir le succès de ce scénario de contrôle hydraulique. Cependant, les coûts sont un peu plus élevés que pour le deuxième scénario, mais ils restent en deçà des coûts reliés au scénario #1. L'avantage de ce scénario par rapport au deuxième réside dans le fait que le suivi environnemental est beaucoup plus simple. À l'aide de quelques couples de piézomètres, il sera possible de déterminer la direction du gradient hydraulique en bordure NE du site. Il faut s'assurer d'avoir un gradient hydraulique indiquant que l'écoulement est vers le site. De cette façon il est possible de dire que le système de contrôle est efficace.

9.1.4) Scénario de contrôle hydraulique #4

Dans le quatrième scénario, on a tenté de rendre le troisième scénario plus facilement réalisable et plus économique. La position des puits d'injection qui serviront au rehaussement de la surface piézométrique entre les deux anciennes carrières n'a pas changé de place. La seule différence entre le scénario #3 et le scénario #4 provient de l'approvisionnement en eau nécessaire aux puits d'injection. Au lieu de prendre l'eau dans le réseau d'aqueducs de la ville de Montréal, des puits d'alimentation qui pompent la nappe superficielle seront construits. La position de ces puits est stratégique, car ils sont placés en amont de la zone d'enfouissement des déchets. C'est-à-dire que l'eau qui normalement pénétrait dans les déchets sera retirée pour être acheminée vers les puits d'injection. Ce qui veut donc dire que normalement la station de pompage #1 ne recevra pas plus d'eau, car l'eau injectée proviendra des puits d'alimentation qui retireront de l'eau qui normalement était retirée par la station de pompage #1. Lors de l'élaboration des simulations, seulement le taux d'injection de puits d'injection et le taux de pompage des puits d'alimentation changent. Pour ce qui est du taux de pompage à la station de pompage #1, il reste constant. Les calculs de la fonction objective des coûts (**Annexe G**) et l'analyse de la figure représentant les

lignes d'écoulement pour le scénario #4 (**Figure #8.20**) ont permis d'obtenir le succès avec les composantes suivantes: 12 puits d'injection dans le secteur NE avec un taux d'injection global de 360 m³/j, 6 puits d'alimentation double dans le secteur SE avec un taux de pompage global de 420 m³/j, tout en prenant bien soin de maintenir la station de pompage #1 à 2200 m³/j (**Simulation C**). C'est avec cette configuration que l'on a obtenu les coûts minimum (**19 889 876 \$**). Finalement, comme il est possible d'obtenir le succès du scénario sans avoir à changer le taux de pompage à la station de pompage #1, plusieurs contraintes sont éliminées. La première contrainte que l'on élimine est par rapport aux tassements qui sont attribuable à l'abaissement du niveau d'eau dans les déchets. La deuxième contrainte que l'on élimine consiste en une simplification du suivi environnemental lorsque des puits d'injection sont utilisés. Pour terminer, comme la station de pompage #1 reste au même débit, il en est de même pour les coûts de traitement des eaux de lixiviation. De plus, il est très important de noter que ce dernier scénario est celui qui est le plus économique des quatre scénarios de contrôle hydraulique des eaux de lixiviation au C.T.E.D. et de plus, il est le plus robuste. Par robustesse on veut dire qu'il est possible de réaliser le scénario avec plusieurs taux de pompage et d'injection, tout en obtenant le succès.

9.1.5) Comparaison des coûts en fonction des taux de pompage et d'injection

Il est important de comparer les coûts des scénarios en fonction de la quantité de lixiviat qui devra être traitée. Comme on le sait, l'eau qui est pompée à la station de pompage #1 correspond à du lixiviat que l'on doit traiter et l'eau pompée par le puits de pompage dans le scénario #2, risque d'être contaminée et elle aussi devra être traitée comme du lixiviat. Pour ce qui est des puits d'alimentation et des puits d'injection, l'eau qui circulera par ceux-ci ne sera pas contaminée et elle ne nécessitera pas de traitement. Le **tableau #9.2** présente pour chacun des quatre scénarios le taux de pompage qui nécessitera un traitement en fonction des coûts totaux.

Tableau #9.2 Volume d'eau qui nécessite un traitement et coûts totaux des scénarios

Scénario	Station de pompage #1 (m ³ /j)	Puits de pompage du côté NE (m ³ /j)	Total du lixiviat que l'on traite (m ³ /j)	Coûts totaux des scénarios (dollars)
1	3200	0	3200	26 134 432
2	2200	870	3070	22 967 311
3	2620	0	2620	23 071 513
4	2200	0	2200	19 889 876

D'après le **tableau #9.2**, on se rend compte que lorsque le taux de pompage à la station de pompage #1 est plus haut que 2200 m³/j (Scénario 1 et 3), on obtient alors les scénarios les plus dispendieux et que lorsqu'il reste stable à 2200 m³/j (Scénario 2 et 4), les coûts sont plus bas. Ce qui veut donc dire que la quantité de lixiviat pompé à la station de pompage #1 contrôle les coûts totaux des scénarios de contrôle hydraulique des eaux de lixiviation au C.T.E.D..

9.2) DISCUSSION SUR L'APPROCHE GLOBALE

Dans cette section, nous discuterons des limites qui sont applicables à l'étude. De plus, nous allons mettre en relief les conditions qui font que les résultats sont applicables à des situations et non applicables à d'autres.

9.2.1) Limites de l'étude

L'approche utilisée pour évaluer les scénarios de contrôle hydraulique des eaux de lixiviation au C.T.E.D. a des limites qu'il serait intéressant d'identifier. Le C.T.E.D. se retrouve dans une matrice de roc fracturé difficile à caractériser. Il est donc presque impossible de prévoir la conductivité hydraulique du roc et des fractures car elles sont variables autour du site. Il existe très peu de points de contrôle de la piézométrie entre les deux anciennes carrières (Miron et Francon) et à l'ancienne carrière Francon, ce qui rend très difficile de prévoir et de vérifier la distribution de la surface piézométrique à ces endroits. La capacité des infrastructures de pompage et d'injection sont très incertaines et elles varient en fonction de l'interconnectivité des fractures dans la matrice de roc. Lors de l'évaluation des coûts reliés à la construction des infrastructures et du système de traitement, nous avons pris un coût fixe, ce qui n'est pas officiellement le cas. Les coûts reliés à l'échec sont très difficiles à déterminer et ils sont arbitraire jusqu'à un certain point. Le facteur de pondération de l'échec est arbitraire, mais peu importe la façon que l'on utilise pour l'évaluer, il est minimum lorsque le scénario de contrôle obtient le succès. Dans le cas présent, le modèle numérique est à saturation complète (100%), ce qui correspond aux conditions observées dans le roc, mais non à celles dans les déchets (saturation variable). Les résultats obtenus à partir du modèle sont en régime permanent, il est donc impossible de connaître les conditions en régime transitoire. Avant même d'entreprendre l'amélioration du modèle numérique, des travaux de caractérisation des propriétés devront être réalisés.

9.2.2) Les résultats sont applicables à:

La méthode est applicable pour la détermination des patrons généraux d'écoulement de l'eau souterraine, sans aller dans les détails. Cette méthode permet de comprendre le comportement

global du système pour les différents scénarios de contrôle hydraulique des eaux de lixiviation. L'analyse de décision nous permet de faire l'évaluation du potentiel relatif des scénarios de contrôle et de leur mode d'opération. Cette partie de l'analyse nous permet de classer les scénarios sous une base économique (\$), mais il a été intéressant de les comparer sous une base qualitative (avantages et inconvénients) de façon à combiner les deux composantes pour prendre une meilleure décision. Donc la méthode nous permet de connaître les comportements global, sans aller dans les détails et ce qui sera expliqué dans la section qui suit.

9.2.3) Les résultats ne sont pas applicables à:

Il est impossible de déterminer de façon exacte les coûts absolus et relatifs des différentes options de contrôle des eaux de lixiviation. De plus, il est impossible de déterminer les débits et patrons d'écoulement en tout point du système qui a été modélisé. Bien que ce que l'on veut contrôler sont les fuites de lixiviat, il est difficile de déterminer le volume exact de lixiviat à traiter. Finalement, comme le modèle que l'on utilise est en régime permanent, il est donc très difficile de représenter les effets transitoires qui surviennent suite à la mise en oeuvre d'un scénario de contrôle.

9.3) RECOMMANDATIONS

Comme mentionné au début de la conclusion. Le modèle d'incertitude géologique et de l'incertitude dans la caractérisation des paramètres physiques a été mis de côté. Il serait donc intéressant de développer le modèle de décision d'une façon plus précise en intégrant ces composantes. De plus, comme le C.T.E.D. se retrouve dans une matrice de roc fracturé, une investigation plus précise du réseau de fractures permettrait une meilleure modélisation du milieu fracturé. Pour ce qui est des déchets seulement deux des essais qui ont été faits au C.T.E.D. ont été analysable (Blais, 1996). Il y a donc place à une caractérisation plus en détail qui permettrait encore une fois de mieux modéliser le site. Des fuites de lixiviat dans les secteur NE du site ont été observées, mais le calcul du volume manque de précision. Il serait donc primordial de faire une bonne évaluation des ces fuites, car tout le projet de contrôle hydraulique sera mis en place pour contrer cette contamination. Finalement, une fois toutes ces données recueillies, il serait intéressant de les intégrer à un modèle qui considère le fait que le roc est un milieu fracturé et que les déchets sont à saturation variable.

Annexe A

***(Fichier d'entrée sur FRAC3DVS pour le cas
optimum du scénario #1)***


```

*** Group 1:Title *** CTED - grid 6000 m x 6000 m x 130 m
*** Augmentation du taux de pompage à la station de pompage #1 (SCÉNARIO #1)***
*** Group 2:Simulation control param ***
.false.      ; true if random grid generation
.true.       ; true if finite difference for blocks or prisms
.true.       ; true if fluid mass balance is computed
.true.       ; true if medium saturated
.true.       ; true if problem is defined with hydraulic head
.true.       ; true if hydraulic head is outputted
.false.      ; true if transport is simulated
.true.       ; true if simulation is performed
.false.      ; true if the y-axis is in the vertical direction
.true.       ; true if 3D block elements are used
.false.

*** Group 3:Output control parameters ***
0,1,0,1,0,1,1, ; KPMSH,KPHEAD,KPCONC,KPVEL,KPSAT,KWRITH,KPMASB
.false.        ; true if the above also echoes to unit 66 (ASCII)
*** Group 4:Grid data ***
.true.         ; true if generate grid from coordinates
112,          ; NX
100,          ; NY
13,           ; NZ
.true.         ; true if the spacing is variable
0.0, 100.0, 200.0, 300.0, 400.0, 500.0, 600.0, 700.0, 800.0, 900.0, 1000.0,
1100.0, 1200.0, 1300.0, 1400.0, 1500.0, 1575.0, 1650.0, 1700.0, 1750.0, 1800.0,
1850.0, 1900.0, 1950.0, 2000.0, 2050.0, 2100.0, 2150.0, 2200.0, 2235.0, 2265.0,
2290.0, 2310.0, 2325.0, 2335.0, 2342.0, 2347.0, 2350.0, 2353.0, 2358.0, 2365.0,
2375.0, 2390.0, 2410.0, 2435.0, 2465.0, 2500.0, 2550.0, 2600.0, 2650.0, 2700.0,
2750.0, 2800.0, 2835.0, 2865.0, 2885.0, 2900.0, 2910.0, 2917.0, 2922.0, 2925.0,
2928.0, 2933.0, 2940.0, 2950.0, 2965.0, 2985.0, 3015.0, 3050.0, 3100.0, 3150.0,
3200.0, 3250.0, 3300.0, 3350.0, 3400.0, 3450.0, 3500.0, 3550.0, 3600.0, 3650.0,
3700.0, 3750.0, 3800.0, 3850.0, 3900.0, 3950.0, 4000.0, 4050.0, 4100.0, 4150.0,
4200.0, 4250.0, 4300.0, 4350.0, 4425.0, 4500.0, 4600.0, 4700.0, 4800.0, 4900.0,
5000.0, 5100.0, 5200.0, 5300.0, 5400.0, 5500.0, 5600.0, 5700.0, 5800.0, 5900.0,
6000.0,
0.0, 100.0, 200.0, 300.0, 400.0, 500.0, 600.0, 700.0, 800.0, 900.0, 1000.0,
1100.0, 1200.0, 1300.0, 1400.0, 1500.0, 1600.0, 1700.0, 1800.0, 1900.0, 2000.0,
2075.0, 2150.0, 2200.0, 2250.0, 2300.0, 2350.0, 2400.0, 2450.0, 2500.0, 2550.0,
2600.0, 2650.0, 2700.0, 2750.0, 2800.0, 2850.0, 2900.0, 2950.0, 3000.0, 3050.0,
3100.0, 3150.0, 3200.0, 3250.0, 3300.0, 3350.0, 3400.0, 3450.0, 3500.0, 3550.0,
3600.0, 3650.0, 3700.0, 3750.0, 3785.0, 3815.0, 3840.0, 3860.0, 3875.0, 3885.0,
3892.0, 3897.0, 3900.0, 3903.0, 3908.0, 3915.0, 3925.0, 3940.0, 3960.0, 3985.0,
4015.0, 4050.0, 4100.0, 4150.0, 4200.0, 4250.0, 4300.0, 4350.0, 4400.0, 4450.0,
4500.0, 4550.0, 4600.0, 4650.0, 4700.0, 4750.0, 4825.0, 4900.0, 5000.0, 5100.0,
5200.0, 5300.0, 5400.0, 5500.0, 5600.0, 5700.0, 5800.0, 5900.0, 6000.0,
0.0, 20.0, 35.0, 50.0, 65.0, 75.0, 85.0, 95.0, 105.0, 115.0, 122.0, 127.0, 130.0,
*** Group 5:Physical parameters ***
.false.      ; true if random hydraulic conductivities are inputted
.true.       ; true if use coordinates to define property zones
16,         ; number of zones
0.0, 6000.0, 0.0, 6000.0, 127.0, 130.0,          DEPOT MEUBLES
1.0d-5, 1.0d-5, 2.0d-6, 0.0, 0.3,              KX,KY,KZ,SS,POR
0.0, 6000.0, 0.0, 6000.0, 115.0, 127.0,        ROC FRACTURE 1
8.0d-6, 8.0d-6, 1.6d-6, 0.0, 0.05,            KX,KY,KZ,SS,POR
0.0, 6000.0, 0.0, 6000.0, 105.0, 115.0,        ROC FRACTURE 2
6.0d-6, 6.0d-6, 1.2d-6, 0.0, 0.05,            KX,KY,KZ,SS,POR
0.0, 6000.0, 0.0, 6000.0, 0.0, 105.0,          ROC

```



```

.false.      ; function for heads
105.0, 0.0, 10000.0 ; prescribed head, time-on, time-off
3900.0, 3900.0, 4400.0, 4500.0, 50.0, 130.0,   FRANCON
1,          ; number of time interval for 1st-type b.c.
.false.      ; function for heads
105.0, 0.0, 10000.0 ; prescribed head, time-on, time-off
3900.0, 4050.0, 4400.0, 4400.0, 50.0, 130.0,   FRANCON
1,          ; number of time interval for 1st-type b.c.
.false.      ; function for heads
105.0, 0.0, 10000.0 ; prescribed head, time-on, time-off
4050.0, 4050.0, 3350.0, 4400.0, 50.0, 130.0,   FRANCON
1,          ; number of time interval for 1st-type b.c.
.false.      ; function for heads
105.0, 0.0, 10000.0 ; prescribed head, time-on, time-off
3950.0, 4050.0, 3350.0, 3350.0, 50.0, 130.0,   FRANCON
1,          ; number of time interval for 1st-type b.c.
.false.      ; function for heads
105.0, 0.0, 10000.0 ; prescribed head, time-on, time-off
3950.0, 3950.0, 2850.0, 3350.0, 50.0, 130.0,   FRANCON
1,          ; number of time interval for 1st-type b.c.
.false.      ; function for heads
105.0, 0.0, 10000.0 ; prescribed head, time-on, time-off
3850.0, 3950.0, 2850.0, 2850.0, 50.0, 130.0,   FRANCON
1,          ; number of time interval for 1st-type b.c.
.false.      ; function for heads
105.0, 0.0, 10000.0 ; prescribed head, time-on, time-off
3850.0, 3850.0, 2700.0, 2850.0, 50.0, 130.0,   FRANCON
1,          ; number of time interval for 1st-type b.c.
.false.      ; function for heads
105.0, 0.0, 10000.0 ; prescribed head, time-on, time-off
3700.0, 3850.0, 2700.0, 2700.0, 50.0, 130.0,   FRANCON
1,          ; number of time interval for 1st-type b.c.
.false.      ; function for heads
105.0, 0.0, 10000.0 ; prescribed head, time-on, time-off
3700.0, 3700.0, 2450.0, 2700.0, 50.0, 130.0,   FRANCON
1,          ; number of time interval for 1st-type b.c.
.false.      ; function for heads
105.0, 0.0, 10000.0 ; prescribed head, time-on, time-off
3550.0, 3700.0, 2450.0, 2450.0, 50.0, 130.0,   FRANCON
1,          ; number of time interval for 1st-type b.c.
.false.      ; function for heads
105.0, 0.0, 10000.0 ; prescribed head, time-on, time-off
*** Group 11: Second-type b.c. ***
.true.      ; true if 2nd-type b.c.
.true.      ; true if use coordinates to define property zones
11,        ; number of zones
0.0, 2000.0, 0.0, 6000.0, 130.0, 130.0,
6, 2.1d-9,
2000.0, 2350.0, 0.0, 2650.0, 130.0, 130.0,
6, 2.1d-9,
2350.0, 2700.0, 0.0, 2500.0, 130.0, 130.0,
6, 2.1d-9,
2700.0, 2900.0, 0.0, 2750.0, 130.0, 130.0,
6, 2.1d-9,
2000.0, 2350.0, 4300.0, 6000.0, 130.0, 130.0,
6, 2.1d-9,
2350.0, 2700.0, 4150.0, 6000.0, 130.0, 130.0,

```

6, 2.1d-9,
 2700.0, 2900.0, 3450.0, 6000.0, 130.0, 130.0,
 6, 2.1d-9,
 2900.0, 6000.0, 0.0, 6000.0, 130.0, 130.0,
 6, 2.1d-9,
 2000.0, 2350.0, 2650.0, 4300.0, 130.0, 130.0, DECHETS
 6, 8.0d-9,
 2350.0, 2700.0, 2500.0, 4150.0, 130.0, 130.0, DECHETS
 6, 8.0d-9,
 2700.0, 2900.0, 2750.0, 3450.0, 130.0, 130.0, DECHETS
 6, 8.0d-9,
 *** Group 12:Seepage face
 .false. ; true if seepage face
 *** Group 13:Source/sink ***
 .true. ; true if inj/with wells
 1,
 .true.
 -3.70d-2, ; flowrate (m³/s)
 1.0, 0.0, 8.2d5, 0.0,
 2350.0, 2350.0, 3900.0, 3900.0, 50.0, 130.0, SP_1
 *** Group 13b:Tile drain ***
 .false. ; true if tile drain
 *** Group 14:Observ well ***
 .true. ; true if observ wells
 .true.
 26,
 2410.0, 2410.0, 4250.0, 4250.0, 127.0, 130.0, PS-01-S
 2290.0, 2290.0, 4350.0, 4350.0, 127.0, 130.0, PS-02-S
 2150.0, 2150.0, 4300.0, 4300.0, 127.0, 130.0, PS-03-S
 2050.0, 2050.0, 4300.0, 4300.0, 127.0, 130.0, PS-04-S
 2000.0, 2000.0, 3815.0, 3815.0, 127.0, 130.0, PS-07-S
 2000.0, 2000.0, 2900.0, 2900.0, 127.0, 130.0, PS-11-S
 2700.0, 2700.0, 2300.0, 2300.0, 127.0, 130.0, PS-18-S
 2800.0, 2800.0, 2550.0, 2550.0, 127.0, 130.0, PS-20-S
 2900.0, 2900.0, 2750.0, 2750.0, 127.0, 130.0, PS-21-S
 2900.0, 2900.0, 2950.0, 2950.0, 127.0, 130.0, PS-23-S
 2900.0, 2900.0, 3450.0, 3450.0, 127.0, 130.0, PS-25-S
 2835.0, 2835.0, 3500.0, 3500.0, 127.0, 130.0, PS-26-S
 2750.0, 2750.0, 3550.0, 3550.0, 127.0, 130.0, PS-27-S
 2750.0, 2750.0, 3700.0, 3700.0, 127.0, 130.0, PS-29-S
 2800.0, 2800.0, 3900.0, 3900.0, 127.0, 130.0, PS-30-S
 2750.0, 2750.0, 4100.0, 4100.0, 127.0, 130.0, PS-31-S
 2410.0, 2410.0, 3885.0, 3885.0, 127.0, 130.0, W-1
 2350.0, 2350.0, 3900.0, 3900.0, 127.0, 130.0, SP-1
 2150.0, 2150.0, 3900.0, 3900.0, 127.0, 130.0, W-3
 2235.0, 2235.0, 3600.0, 3600.0, 127.0, 130.0, W-4
 2700.0, 2700.0, 3000.0, 3000.0, 127.0, 130.0, W-5
 2350.0, 2350.0, 3250.0, 3250.0, 127.0, 130.0, W-6
 2310.0, 2310.0, 2850.0, 2850.0, 127.0, 130.0, W-7
 2835.0, 2835.0, 3050.0, 3050.0, 127.0, 130.0, 2B14
 2835.0, 2835.0, 2850.0, 2850.0, 127.0, 130.0, 2B1
 2265.0, 2265.0, 2800.0, 2800.0, 127.0, 130.0, 1AP10
 *** Group15:Fracture data ***
 .false. ; true if fractures
 *** Group16:Output of fluid fluxes ***
 .false. ; true if fluid mass fluxes

Annexe B

***(Fichier d'entrée sur FRAC3DVS pour le cas
optimum du scénario #2)***


```

*** Group 1:Title *** CTED - grid 6000 m x 6000 m x 130 m
*** Puits de pompage du côté NE ([x] varit, [Q] varit) (Scénario #2)***
*** Group 2:Simulation control param ***
.false.      ; true if random grid generation
.true.       ; true if finite difference for blocks or prisms
.true.       ; true if fluid mass balance is computed
.true.       ; true if medium saturated
.true.       ; true if problem is defined with hydraulic head
.true.       ; true if hydraulic head is outputted
.false.      ; true if transport is simulated
.true.       ; true if simulation is performed
.false.      ; true if the y-axis is in the vertical direction
.true.       ; true if 3D block elements are used
.false.
*** Group 3:Output control parameters ***
0,1,0,1,0,1,1, ; KPMSH,KPHEAD,KPCONC,KPVEL,KPSAT,KWRITH,KPMASB
.false.       ; true if the above also echoes to unit 66 (ASCII)
*** Group 4:Grid data ***
.true.       ; true if generate grid from coordinates
112,         ; NX
100,         ; NY
13,          ; NZ
.true.       ; true if the spacing is variable
0.0, 100.0, 200.0, 300.0, 400.0, 500.0, 600.0, 700.0, 800.0, 900.0, 1000.0,
1100.0, 1200.0, 1300.0, 1400.0, 1500.0, 1575.0, 1650.0, 1700.0, 1750.0, 1800.0,
1850.0, 1900.0, 1950.0, 2000.0, 2050.0, 2100.0, 2150.0, 2200.0, 2235.0, 2265.0,
2290.0, 2310.0, 2325.0, 2335.0, 2342.0, 2347.0, 2350.0, 2353.0, 2358.0, 2365.0,
2375.0, 2390.0, 2410.0, 2435.0, 2465.0, 2500.0, 2550.0, 2600.0, 2650.0, 2700.0,
2750.0, 2800.0, 2835.0, 2865.0, 2885.0, 2900.0, 2910.0, 2917.0, 2922.0, 2925.0,
2928.0, 2933.0, 2940.0, 2950.0, 2965.0, 2985.0, 3015.0, 3050.0, 3100.0, 3150.0,
3200.0, 3250.0, 3300.0, 3350.0, 3400.0, 3450.0, 3500.0, 3550.0, 3600.0, 3650.0,
3700.0, 3750.0, 3800.0, 3850.0, 3900.0, 3950.0, 4000.0, 4050.0, 4100.0, 4150.0,
4200.0, 4250.0, 4300.0, 4350.0, 4425.0, 4500.0, 4600.0, 4700.0, 4800.0, 4900.0,
5000.0, 5100.0, 5200.0, 5300.0, 5400.0, 5500.0, 5600.0, 5700.0, 5800.0, 5900.0,
6000.0,
0.0, 100.0, 200.0, 300.0, 400.0, 500.0, 600.0, 700.0, 800.0, 900.0, 1000.0,
1100.0, 1200.0, 1300.0, 1400.0, 1500.0, 1600.0, 1700.0, 1800.0, 1900.0, 2000.0,
2075.0, 2150.0, 2200.0, 2250.0, 2300.0, 2350.0, 2400.0, 2450.0, 2500.0, 2550.0,
2600.0, 2650.0, 2700.0, 2750.0, 2800.0, 2850.0, 2900.0, 2950.0, 3000.0, 3050.0,
3100.0, 3150.0, 3200.0, 3250.0, 3300.0, 3350.0, 3400.0, 3450.0, 3500.0, 3550.0,
3600.0, 3650.0, 3700.0, 3750.0, 3785.0, 3815.0, 3840.0, 3860.0, 3875.0, 3885.0,
3892.0, 3897.0, 3900.0, 3903.0, 3908.0, 3915.0, 3925.0, 3940.0, 3960.0, 3985.0,
4015.0, 4050.0, 4100.0, 4150.0, 4200.0, 4250.0, 4300.0, 4350.0, 4400.0, 4450.0,
4500.0, 4550.0, 4600.0, 4650.0, 4700.0, 4750.0, 4825.0, 4900.0, 5000.0, 5100.0,
5200.0, 5300.0, 5400.0, 5500.0, 5600.0, 5700.0, 5800.0, 5900.0, 6000.0,
0.0, 20.0, 35.0, 50.0, 65.0, 75.0, 85.0, 95.0, 105.0, 115.0, 122.0, 127.0, 130.0,
*** Group 5:Physical parameters ***
.false.      ; true if random hydraulic conductivities are inputted
.true.       ; true if use coordinates to define property zones
16,         ; number of zones
0.0, 6000.0, 0.0, 6000.0, 127.0, 130.0,          DEPOT MEUBLES
1.0d-5, 1.0d-5, 2.0d-6, 0.0, 0.3,                KX,KY,KZ,SS,POR
0.0, 6000.0, 0.0, 6000.0, 115.0, 127.0,          ROC FRACTURE 1
8.0d-6, 8.0d-6, 1.6d-6, 0.0, 0.05,              KX,KY,KZ,SS,POR
0.0, 6000.0, 0.0, 6000.0, 105.0, 115.0,          ROC FRACTURE 2
6.0d-6, 6.0d-6, 1.2d-6, 0.0, 0.05,              KX,KY,KZ,SS,POR
0.0, 6000.0, 0.0, 6000.0, 0.0, 105.0,           ROC

```



```

.false.          ; function for heads
105.0, 0.0, 10000.0 ; prescribed head, time-on, time-off
3900.0, 3900.0, 4400.0, 4500.0, 50.0, 130.0,   FRANCON
1,              ; number of time interval for 1st-type b.c.
.false.          ; function for heads
105.0, 0.0, 10000.0 ; prescribed head, time-on, time-off
3900.0, 4050.0, 4400.0, 4400.0, 50.0, 130.0,   FRANCON
1,              ; number of time interval for 1st-type b.c.
.false.          ; function for heads
105.0, 0.0, 10000.0 ; prescribed head, time-on, time-off
4050.0, 4050.0, 3350.0, 4400.0, 50.0, 130.0,   FRANCON
1,              ; number of time interval for 1st-type b.c.
.false.          ; function for heads
105.0, 0.0, 10000.0 ; prescribed head, time-on, time-off
3950.0, 4050.0, 3350.0, 3350.0, 50.0, 130.0,   FRANCON
1,              ; number of time interval for 1st-type b.c.
.false.          ; function for heads
105.0, 0.0, 10000.0 ; prescribed head, time-on, time-off
3950.0, 3950.0, 2850.0, 3350.0, 50.0, 130.0,   FRANCON
1,              ; number of time interval for 1st-type b.c.
.false.          ; function for heads
105.0, 0.0, 10000.0 ; prescribed head, time-on, time-off
3850.0, 3950.0, 2850.0, 2850.0, 50.0, 130.0,   FRANCON
1,              ; number of time interval for 1st-type b.c.
.false.          ; function for heads
105.0, 0.0, 10000.0 ; prescribed head, time-on, time-off
3850.0, 3850.0, 2700.0, 2850.0, 50.0, 130.0,   FRANCON
1,              ; number of time interval for 1st-type b.c.
.false.          ; function for heads
105.0, 0.0, 10000.0 ; prescribed head, time-on, time-off
3700.0, 3850.0, 2700.0, 2700.0, 50.0, 130.0,   FRANCON
1,              ; number of time interval for 1st-type b.c.
.false.          ; function for heads
105.0, 0.0, 10000.0 ; prescribed head, time-on, time-off
3700.0, 3700.0, 2450.0, 2700.0, 50.0, 130.0,   FRANCON
1,              ; number of time interval for 1st-type b.c.
.false.          ; function for heads
105.0, 0.0, 10000.0 ; prescribed head, time-on, time-off
3550.0, 3700.0, 2450.0, 2450.0, 50.0, 130.0,   FRANCON
1,              ; number of time interval for 1st-type b.c.
.false.          ; function for heads
105.0, 0.0, 10000.0 ; prescribed head, time-on, time-off
*** Group 11: Second-type b.c. ***
.true.           ; true if 2nd-type b.c.
.true.           ; true if use coordinates to define property zones
11,              ; number of zones
0.0, 2000.0, 0.0, 6000.0, 130.0, 130.0,
6, 2.1d-9,
2000.0, 2350.0, 0.0, 2650.0, 130.0, 130.0,
6, 2.1d-9,
2350.0, 2700.0, 0.0, 2500.0, 130.0, 130.0,
6, 2.1d-9,
2700.0, 2900.0, 0.0, 2750.0, 130.0, 130.0,
6, 2.1d-9,
2000.0, 2350.0, 4300.0, 6000.0, 130.0, 130.0,
6, 2.1d-9,
2350.0, 2700.0, 4150.0, 6000.0, 130.0, 130.0,

```

6, 2.1d-9,
 2700.0, 2900.0, 3450.0, 6000.0, 130.0, 130.0,
 6, 2.1d-9,
 2900.0, 6000.0, 0.0, 6000.0, 130.0, 130.0,
 6, 2.1d-9,
 2000.0, 2350.0, 2650.0, 4300.0, 130.0, 130.0, DECHETS
 6, 8.0d-9,
 2350.0, 2700.0, 2500.0, 4150.0, 130.0, 130.0, DECHETS
 6, 8.0d-9,
 2700.0, 2900.0, 2750.0, 3450.0, 130.0, 130.0, DECHETS
 6, 8.0d-9,
 *** Group 12:Seepage face
 .false. ; true if seepage face
 *** Group 13:Source/sink ***
 .true. ; true if inj/with wells
 15,
 .true.
 -2.5d-2, ; flowrate (m³/j)
 1.0, 0.0, 8.2d5, 0.0,
 2350.0, 2350.0, 3900.0, 3900.0, 50.0, 130.0, SP_1
 -6.36d-4, ; flowrate (m³/j)
 0.15, 0.0, 1.2d5, 0.0,
 2925.0, 2925.0, 2850.0, 2850.0, 50.0, 122.0, PP1
 -6.36d-4, ; flowrate (m³/j)
 0.15, 0.0, 1.2d5, 0.0,
 2925.0, 2925.0, 2950.0, 2950.0, 50.0, 122.0, PP2
 -6.36d-4, ; flowrate (m³/j)
 0.15, 0.0, 1.2d5, 0.0,
 2925.0, 2925.0, 3000.0, 3000.0, 50.0, 122.0, PP3
 -6.36d-4, ; flowrate (m³/j)
 0.15, 0.0, 1.2d5, 0.0,
 2925.0, 2925.0, 3050.0, 3050.0, 50.0, 122.0, PP4
 -7.52d-4, ; flowrate (m³/j)
 0.15, 0.0, 1.2d5, 0.0,
 2925.0, 2925.0, 3100.0, 3100.0, 50.0, 122.0, PP5
 -7.52d-4, ; flowrate (m³/j)
 0.15, 0.0, 1.2d5, 0.0,
 2925.0, 2925.0, 3150.0, 3150.0, 50.0, 122.0, PP6
 -7.52d-4, ; flowrate (m³/j)
 0.15, 0.0, 1.2d5, 0.0,
 2925.0, 2925.0, 3200.0, 3200.0, 50.0, 122.0, PP7
 -7.52d-4, ; flowrate (m³/j)
 0.15, 0.0, 1.2d5, 0.0,
 2925.0, 2925.0, 3250.0, 3250.0, 50.0, 122.0, PP8
 -7.52d-4, ; flowrate (m³/j)
 0.15, 0.0, 1.2d5, 0.0,
 2925.0, 2925.0, 3300.0, 3300.0, 50.0, 122.0, PP9
 -8.68d-4, ; flowrate (m³/j)
 0.15, 0.0, 1.2d5, 0.0,
 2925.0, 2925.0, 3400.0, 3400.0, 50.0, 122.0, PP10
 -7.52d-4, ; flowrate (m³/j)
 0.15, 0.0, 1.2d5, 0.0,
 2925.0, 2925.0, 3500.0, 3500.0, 50.0, 122.0, PP11
 -7.52d-4, ; flowrate (m³/j)
 0.15, 0.0, 1.2d5, 0.0,
 2925.0, 2925.0, 3650.0, 3650.0, 50.0, 122.0, PP12
 -6.94d-4, ; flowrate (m³/j)

0.15, 0.0, 1.2d5, 0.0,
 2925.0, 2925.0, 3815.0, 3815.0, 50.0, 122.0, PP13
 -6.94d-4, ; flowrate (m³/j)
 0.15, 0.0, 1.2d5, 0.0,
 2925.0, 2925.0, 4050.0, 4050.0, 50.0, 122.0, PP14
 *** Group 13b:Tile drain ***
 .false. ; true if tile drain
 *** Group 14:Observ well ***
 .true. ; true if observ wells
 .true.
 26,
 2410.0, 2410.0, 4250.0, 4250.0, 127.0, 130.0, PS-01-S
 2290.0, 2290.0, 4350.0, 4350.0, 127.0, 130.0, PS-02-S
 2150.0, 2150.0, 4300.0, 4300.0, 127.0, 130.0, PS-03-S
 2050.0, 2050.0, 4300.0, 4300.0, 127.0, 130.0, PS-04-S
 2000.0, 2000.0, 3815.0, 3815.0, 127.0, 130.0, PS-07-S
 2000.0, 2000.0, 2900.0, 2900.0, 127.0, 130.0, PS-11-S
 2700.0, 2700.0, 2300.0, 2300.0, 127.0, 130.0, PS-18-S
 2800.0, 2800.0, 2550.0, 2550.0, 127.0, 130.0, PS-20-S
 2900.0, 2900.0, 2750.0, 2750.0, 127.0, 130.0, PS-21-S
 2900.0, 2900.0, 2950.0, 2950.0, 127.0, 130.0, PS-23-S
 2900.0, 2900.0, 3450.0, 3450.0, 127.0, 130.0, PS-25-S
 2835.0, 2835.0, 3500.0, 3500.0, 127.0, 130.0, PS-26-S
 2750.0, 2750.0, 3550.0, 3550.0, 127.0, 130.0, PS-27-S
 2750.0, 2750.0, 3700.0, 3700.0, 127.0, 130.0, PS-29-S
 2800.0, 2800.0, 3900.0, 3900.0, 127.0, 130.0, PS-30-S
 2750.0, 2750.0, 4100.0, 4100.0, 127.0, 130.0, PS-31-S
 2410.0, 2410.0, 3885.0, 3885.0, 127.0, 130.0, W-1
 2350.0, 2350.0, 3900.0, 3900.0, 127.0, 130.0, SP-1
 2150.0, 2150.0, 3900.0, 3900.0, 127.0, 130.0, W-3
 2235.0, 2235.0, 3600.0, 3600.0, 127.0, 130.0, W-4
 2700.0, 2700.0, 3000.0, 3000.0, 127.0, 130.0, W-5
 2350.0, 2350.0, 3250.0, 3250.0, 127.0, 130.0, W-6
 2310.0, 2310.0, 2850.0, 2850.0, 127.0, 130.0, W-7
 2835.0, 2835.0, 3050.0, 3050.0, 127.0, 130.0, 2B14
 2835.0, 2835.0, 2850.0, 2850.0, 127.0, 130.0, 2B1
 2265.0, 2265.0, 2800.0, 2800.0, 127.0, 130.0, 1AP10
 *** Group15:Fracture data ***
 .false. ; true if fractures
 *** Group16:Output of fluid fluxes ***
 .false. ; true if fluid mass fluxes

Annexe C

***(Fichier d'entrée sur FRAC3DVS pour le cas
optimum du scénario #3)***


```

*** Group 1:Title *** CTED - grid 6000 m x 6000 m x 130 m
*** Puits d'injection du côté NE ([x] constant, [Q] constant) (scénario #3)***
*** Group 2:Simulation control param ***
.false.      ; true if random grid generation
.true.       ; true if finite difference for blocks or prisms
.true.       ; true if fluid mass balance is computed
.true.       ; true if medium saturated
.true.       ; true if problem is defined with hydraulic head
.true.       ; true if hydraulic head is outputted
.false.      ; true if transport is simulated
.true.       ; true if simulation is performed
.false.      ; true if the y-axis is in the vertical direction
.true.       ; true if 3D block elements are used
.false.

*** Group 3:Output control parameters ***
0,1,0,1,0,1,1, ; KPMSH,KPHEAD,KPCONC,KPVEL,KPSAT,KWRITH,KPMASB
.false.        ; true if the above also echoes to unit 66 (ASCII)
*** Group 4:Grid data ***
.true.         ; true if generate grid from coordinates
112,          ; NX
100,          ; NY
13,           ; NZ
.true.         ; true if the spacing is variable
0.0, 100.0, 200.0, 300.0, 400.0, 500.0, 600.0, 700.0, 800.0, 900.0, 1000.0,
1100.0, 1200.0, 1300.0, 1400.0, 1500.0, 1575.0, 1650.0, 1700.0, 1750.0, 1800.0,
1850.0, 1900.0, 1950.0, 2000.0, 2050.0, 2100.0, 2150.0, 2200.0, 2235.0, 2265.0,
2290.0, 2310.0, 2325.0, 2335.0, 2342.0, 2347.0, 2350.0, 2353.0, 2358.0, 2365.0,
2375.0, 2390.0, 2410.0, 2435.0, 2465.0, 2500.0, 2550.0, 2600.0, 2650.0, 2700.0,
2750.0, 2800.0, 2835.0, 2865.0, 2885.0, 2900.0, 2910.0, 2917.0, 2922.0, 2925.0,
2928.0, 2933.0, 2940.0, 2950.0, 2965.0, 2985.0, 3015.0, 3050.0, 3100.0, 3150.0,
3200.0, 3250.0, 3300.0, 3350.0, 3400.0, 3450.0, 3500.0, 3550.0, 3600.0, 3650.0,
3700.0, 3750.0, 3800.0, 3850.0, 3900.0, 3950.0, 4000.0, 4050.0, 4100.0, 4150.0,
4200.0, 4250.0, 4300.0, 4350.0, 4425.0, 4500.0, 4600.0, 4700.0, 4800.0, 4900.0,
5000.0, 5100.0, 5200.0, 5300.0, 5400.0, 5500.0, 5600.0, 5700.0, 5800.0, 5900.0,
6000.0,
0.0, 100.0, 200.0, 300.0, 400.0, 500.0, 600.0, 700.0, 800.0, 900.0, 1000.0,
1100.0, 1200.0, 1300.0, 1400.0, 1500.0, 1600.0, 1700.0, 1800.0, 1900.0, 2000.0,
2075.0, 2150.0, 2200.0, 2250.0, 2300.0, 2350.0, 2400.0, 2450.0, 2500.0, 2550.0,
2600.0, 2650.0, 2700.0, 2750.0, 2800.0, 2850.0, 2900.0, 2950.0, 3000.0, 3050.0,
3100.0, 3150.0, 3200.0, 3250.0, 3300.0, 3350.0, 3400.0, 3450.0, 3500.0, 3550.0,
3600.0, 3650.0, 3700.0, 3750.0, 3785.0, 3815.0, 3840.0, 3860.0, 3875.0, 3885.0,
3892.0, 3897.0, 3900.0, 3903.0, 3908.0, 3915.0, 3925.0, 3940.0, 3960.0, 3985.0,
4015.0, 4050.0, 4100.0, 4150.0, 4200.0, 4250.0, 4300.0, 4350.0, 4400.0, 4450.0,
4500.0, 4550.0, 4600.0, 4650.0, 4700.0, 4750.0, 4825.0, 4900.0, 5000.0, 5100.0,
5200.0, 5300.0, 5400.0, 5500.0, 5600.0, 5700.0, 5800.0, 5900.0, 6000.0,
0.0, 20.0, 35.0, 50.0, 65.0, 75.0, 85.0, 95.0, 105.0, 115.0, 122.0, 127.0, 130.0,
*** Group 5:Physical parameters ***
.false.      ; true if random hydraulic conductivities are inputted
.true.       ; true if use coordinates to define property zones
16,         ; number of zones
0.0, 6000.0, 0.0, 6000.0, 127.0, 130.0,          DEPOT MEUBLES
1.0d-5, 1.0d-5, 2.0d-6, 0.0, 0.3,                KX,KY,KZ,SS,POR
0.0, 6000.0, 0.0, 6000.0, 115.0, 127.0,          ROC FRACTURE 1
8.0d-6, 8.0d-6, 1.6d-6, 0.0, 0.05,               KX,KY,KZ,SS,POR
0.0, 6000.0, 0.0, 6000.0, 105.0, 115.0,          ROC FRACTURE 2
6.0d-6, 6.0d-6, 1.2d-6, 0.0, 0.05,               KX,KY,KZ,SS,POR
0.0, 6000.0, 0.0, 6000.0, 0.0, 105.0,           ROC

```



```

.false.          ; function for heads
105.0, 0.0, 10000.0 ; prescribed head, time-on, time-off
3900.0, 3900.0, 4400.0, 4500.0, 50.0, 130.0,   FRANCON
1,              ; number of time interval for 1st-type b.c.
.false.          ; function for heads
105.0, 0.0, 10000.0 ; prescribed head, time-on, time-off
3900.0, 4050.0, 4400.0, 4400.0, 50.0, 130.0,   FRANCON
1,              ; number of time interval for 1st-type b.c.
.false.          ; function for heads
105.0, 0.0, 10000.0 ; prescribed head, time-on, time-off
4050.0, 4050.0, 3350.0, 4400.0, 50.0, 130.0,   FRANCON
1,              ; number of time interval for 1st-type b.c.
.false.          ; function for heads
105.0, 0.0, 10000.0 ; prescribed head, time-on, time-off
3950.0, 4050.0, 3350.0, 3350.0, 50.0, 130.0,   FRANCON
1,              ; number of time interval for 1st-type b.c.
.false.          ; function for heads
105.0, 0.0, 10000.0 ; prescribed head, time-on, time-off
3950.0, 3950.0, 2850.0, 3350.0, 50.0, 130.0,   FRANCON
1,              ; number of time interval for 1st-type b.c.
.false.          ; function for heads
105.0, 0.0, 10000.0 ; prescribed head, time-on, time-off
3850.0, 3950.0, 2850.0, 2850.0, 50.0, 130.0,   FRANCON
1,              ; number of time interval for 1st-type b.c.
.false.          ; function for heads
105.0, 0.0, 10000.0 ; prescribed head, time-on, time-off
3850.0, 3850.0, 2700.0, 2850.0, 50.0, 130.0,   FRANCON
1,              ; number of time interval for 1st-type b.c.
.false.          ; function for heads
105.0, 0.0, 10000.0 ; prescribed head, time-on, time-off
3700.0, 3850.0, 2700.0, 2700.0, 50.0, 130.0,   FRANCON
1,              ; number of time interval for 1st-type b.c.
.false.          ; function for heads
105.0, 0.0, 10000.0 ; prescribed head, time-on, time-off
3700.0, 3700.0, 2450.0, 2700.0, 50.0, 130.0,   FRANCON
1,              ; number of time interval for 1st-type b.c.
.false.          ; function for heads
105.0, 0.0, 10000.0 ; prescribed head, time-on, time-off
3550.0, 3700.0, 2450.0, 2450.0, 50.0, 130.0,   FRANCON
1,              ; number of time interval for 1st-type b.c.
.false.          ; function for heads
105.0, 0.0, 10000.0 ; prescribed head, time-on, time-off
*** Group 11: Second-type b.c. ***
.true.          ; true if 2nd-type b.c.
.true.          ; true if use coordinates to define property zones
11,             ; number of zones
0.0, 2000.0, 0.0, 6000.0, 130.0, 130.0,
6, 2.1d-9,
2000.0, 2350.0, 0.0, 2650.0, 130.0, 130.0,
6, 2.1d-9,
2350.0, 2700.0, 0.0, 2500.0, 130.0, 130.0,
6, 2.1d-9,
2700.0, 2900.0, 0.0, 2750.0, 130.0, 130.0,
6, 2.1d-9,
2000.0, 2350.0, 4300.0, 6000.0, 130.0, 130.0,
6, 2.1d-9,
2350.0, 2700.0, 4150.0, 6000.0, 130.0, 130.0,

```

```

6, 2.1d-9,
2700.0, 2900.0, 3450.0, 6000.0, 130.0, 130.0,
6, 2.1d-9,
2900.0, 6000.0, 0.0, 6000.0, 130.0, 130.0,
6, 2.1d-9,
2000.0, 2350.0, 2650.0, 4300.0, 130.0, 130.0,
6, 8.0d-9,
2350.0, 2700.0, 2500.0, 4150.0, 130.0, 130.0,
6, 8.0d-9,
2700.0, 2900.0, 2750.0, 3450.0, 130.0, 130.0,
6, 8.0d-9,
*** Group 12:Seepage face
.false.           ; true if seepage face
*** Group 13:Source/sink ***
.true.           ; true if inj/with wells
13,
.true.
-3.03d-2,        ; flowrate (m³/j)
1.0, 0.0, 8.2d5, 0.0,
2350.0, 2350.0, 3900.0, 3900.0, 50.0, 130.0,
4.05d-4,         ; flowrate (m³/j)
0.15, 0.0, 1.2d5, 0.0,
2925.0, 2925.0, 2750.0, 2750.0, 50.0, 105.0,
4.05d-4,         ; flowrate (m³/j)
0.15, 0.0, 1.2d5, 0.0,
2925.0, 2925.0, 2850.0, 2850.0, 50.0, 105.0,
4.05d-4,         ; flowrate (m³/j)
0.15, 0.0, 1.2d5, 0.0,
2925.0, 2925.0, 3000.0, 3000.0, 50.0, 105.0,
4.05d-4,         ; flowrate (m³/j)
0.15, 0.0, 1.2d5, 0.0,
2925.0, 2925.0, 3150.0, 3150.0, 50.0, 105.0,
4.05d-4,         ; flowrate (m³/j)
0.15, 0.0, 1.2d5, 0.0,
2925.0, 2925.0, 3250.0, 3250.0, 50.0, 105.0,
4.05d-4,         ; flowrate (m³/j)
0.15, 0.0, 1.2d5, 0.0,
2925.0, 2925.0, 3350.0, 3350.0, 50.0, 105.0,
4.05d-4,         ; flowrate (m³/j)
0.15, 0.0, 1.2d5, 0.0,
2925.0, 2925.0, 3450.0, 3450.0, 50.0, 105.0,
4.05d-4,         ; flowrate (m³/j)
0.15, 0.0, 1.2d5, 0.0,
2925.0, 2925.0, 3550.0, 3550.0, 50.0, 105.0,
4.05d-4,         ; flowrate (m³/j)
0.15, 0.0, 1.2d5, 0.0,
2925.0, 2925.0, 3650.0, 3650.0, 50.0, 105.0,
4.05d-4,         ; flowrate (m³/j)
0.15, 0.0, 1.2d5, 0.0,
2925.0, 2925.0, 3750.0, 3750.0, 50.0, 105.0,
4.05d-4,         ; flowrate (m³/j)
0.15, 0.0, 1.2d5, 0.0,
2925.0, 2925.0, 3900.0, 3900.0, 50.0, 105.0,
4.05d-4,         ; flowrate (m³/j)
0.15, 0.0, 1.2d5, 0.0,
2925.0, 2925.0, 4050.0, 4050.0, 50.0, 105.0,
*** Group 13b:Tile drain ***

```

DECHETS

DECHETS

DECHETS

SP_1

Pi0

Pi1

Pi2

Pi3

Pi4

Pi5

Pi6

Pi7

Pi8

Pi9

Pi10

Pi11

```

.false.          ; true if tile drain
*** Group 14:Observ well ***
.true.           ; true if observ wells
.true.
26,
2410.0, 2410.0, 4250.0, 4250.0, 127.0, 130.0, PS-01-S
2290.0, 2290.0, 4350.0, 4350.0, 127.0, 130.0, PS-02-S
2150.0, 2150.0, 4300.0, 4300.0, 127.0, 130.0, PS-03-S
2050.0, 2050.0, 4300.0, 4300.0, 127.0, 130.0, PS-04-S
2000.0, 2000.0, 3815.0, 3815.0, 127.0, 130.0, PS-07-S
2000.0, 2000.0, 2900.0, 2900.0, 127.0, 130.0, PS-11-S
2700.0, 2700.0, 2300.0, 2300.0, 127.0, 130.0, PS-18-S
2800.0, 2800.0, 2550.0, 2550.0, 127.0, 130.0, PS-20-S
2900.0, 2900.0, 2750.0, 2750.0, 127.0, 130.0, PS-21-S
2900.0, 2900.0, 2950.0, 2950.0, 127.0, 130.0, PS-23-S
2900.0, 2900.0, 3450.0, 3450.0, 127.0, 130.0, PS-25-S
2835.0, 2835.0, 3500.0, 3500.0, 127.0, 130.0, PS-26-S
2750.0, 2750.0, 3550.0, 3550.0, 127.0, 130.0, PS-27-S
2750.0, 2750.0, 3700.0, 3700.0, 127.0, 130.0, PS-29-S
2800.0, 2800.0, 3900.0, 3900.0, 127.0, 130.0, PS-30-S
2750.0, 2750.0, 4100.0, 4100.0, 127.0, 130.0, PS-31-S
2410.0, 2410.0, 3885.0, 3885.0, 127.0, 130.0, W-1
2350.0, 2350.0, 3900.0, 3900.0, 127.0, 130.0, SP-1
2150.0, 2150.0, 3900.0, 3900.0, 127.0, 130.0, W-3
2235.0, 2235.0, 3600.0, 3600.0, 127.0, 130.0, W-4
2700.0, 2700.0, 3000.0, 3000.0, 127.0, 130.0, W-5
2350.0, 2350.0, 3250.0, 3250.0, 127.0, 130.0, W-6
2310.0, 2310.0, 2850.0, 2850.0, 127.0, 130.0, W-7
2835.0, 2835.0, 3050.0, 3050.0, 127.0, 130.0, 2B14
2835.0, 2835.0, 2850.0, 2850.0, 127.0, 130.0, 2B1
2265.0, 2265.0, 2800.0, 2800.0, 127.0, 130.0, 1AP10
*** Group15:Fracture data ***
.false.          ; true if fractures
*** Group16:Output of fluid fluxes ***
.false.          ; true if fluid mass fluxes

```


Annexe D

***(Fichier d'entrée sur FRAC3DVS pour le cas
optimum du scénario #4)***


```

*** Group 1:Title *** CTED - grid 6000 m x 6000 m x 130 m
*** Puits d'injection du côté NE et puits d'alimentation du côté SE (Scénario #4)***
*** Group 2:Simulation control param ***
.false.      ; true if random grid generation
.true.       ; true if finite difference for blocks or prisms
.true.       ; true if fluid mass balance is computed
.true.       ; true if medium saturated
.true.       ; true if problem is defined with hydraulic head
.true.       ; true if hydraulic head is outputted
.false.      ; true if transport is simulated
.true.       ; true if simulation is performed
.false.      ; true if the y-axis is in the vertical direction
.true.       ; true if 3D block elements are used
.false.

*** Group 3:Output control parameters ***
0,1,0,1,0,1,1,   ; KPMSH,KPHEAD,KPCONC,KPVEL,KPSAT,KWRITH,KPMASB
.false.          ; true if the above also echoes to unit 66 (ASCII)
*** Group 4:Grid data ***
.true.          ; true if generate grid from coordinates
112,           ; NX
111,           ; NY
13,            ; NZ
.true.          ; true if the spacing is variable
0.0, 100.0, 200.0, 300.0, 400.0, 500.0, 600.0, 700.0, 800.0, 900.0, 1000.0,
1100.0, 1200.0, 1300.0, 1400.0, 1500.0, 1575.0, 1650.0, 1700.0, 1750.0, 1800.0,
1850.0, 1900.0, 1950.0, 2000.0, 2050.0, 2100.0, 2150.0, 2200.0, 2235.0, 2265.0,
2290.0, 2310.0, 2325.0, 2335.0, 2342.0, 2347.0, 2350.0, 2353.0, 2358.0, 2365.0,
2375.0, 2390.0, 2410.0, 2435.0, 2465.0, 2500.0, 2550.0, 2600.0, 2650.0, 2700.0,
2750.0, 2800.0, 2835.0, 2865.0, 2885.0, 2900.0, 2910.0, 2917.0, 2922.0, 2925.0,
2928.0, 2933.0, 2940.0, 2950.0, 2965.0, 2985.0, 3015.0, 3050.0, 3100.0, 3150.0,
3200.0, 3250.0, 3300.0, 3350.0, 3400.0, 3450.0, 3500.0, 3550.0, 3600.0, 3650.0,
3700.0, 3750.0, 3800.0, 3850.0, 3900.0, 3950.0, 4000.0, 4050.0, 4100.0, 4150.0,
4200.0, 4250.0, 4300.0, 4350.0, 4425.0, 4500.0, 4600.0, 4700.0, 4800.0, 4900.0,
5000.0, 5100.0, 5200.0, 5300.0, 5400.0, 5500.0, 5600.0, 5700.0, 5800.0, 5900.0,
6000.0,
0.0, 100.0, 200.0, 300.0, 400.0, 500.0, 600.0, 700.0, 800.0, 900.0, 1000.0,
1100.0, 1200.0, 1300.0, 1400.0, 1500.0, 1600.0, 1700.0, 1800.0, 1900.0, 2000.0,
2075.0, 2150.0, 2200.0, 2250.0, 2300.0, 2350.0, 2400.0, 2435.0, 2465.0, 2485.0,
2500.0, 2510.0, 2517.0, 2522.0, 2525.0, 2528.0, 2533.0, 2540.0, 2550.0, 2565.0,
2585.0, 2615.0, 2650.0, 2700.0, 2750.0, 2800.0, 2850.0, 2900.0, 2950.0, 3000.0,
3050.0, 3100.0, 3150.0, 3200.0, 3250.0, 3300.0, 3350.0, 3400.0, 3450.0, 3500.0,
3550.0, 3600.0, 3650.0, 3700.0, 3750.0, 3785.0, 3815.0, 3840.0, 3860.0, 3875.0,
3885.0, 3892.0, 3897.0, 3900.0, 3903.0, 3908.0, 3915.0, 3925.0, 3940.0, 3960.0,
3985.0, 4015.0, 4050.0, 4100.0, 4150.0, 4200.0, 4250.0, 4300.0, 4350.0, 4400.0,
4450.0, 4500.0, 4550.0, 4600.0, 4650.0, 4700.0, 4750.0, 4825.0, 4900.0, 5000.0,
5100.0, 5200.0, 5300.0, 5400.0, 5500.0, 5600.0, 5700.0, 5800.0, 5900.0, 6000.0,
0.0, 20.0, 35.0, 50.0, 65.0, 75.0, 85.0, 95.0, 105.0, 115.0, 122.0, 127.0, 130.0,
*** Group 5:Physical parameters ***
.false.      ; true if random hydraulic conductivities are inputted
.true.       ; true if use coordinates to define property zones
16,         ; number of zones
0.0, 6000.0, 0.0, 6000.0, 127.0, 130.0,          DEPOT MEUBLES
1.0d-5, 1.0d-5, 2.0d-6, 0.0, 0.3,                KX,KY,KZ,SS,POR
0.0, 6000.0, 0.0, 6000.0, 115.0, 127.0,          ROC FRACTURE 1
8.0d-6, 8.0d-6, 1.6d-6, 0.0, 0.05,               KX,KY,KZ,SS,POR
0.0, 6000.0, 0.0, 6000.0, 105.0, 115.0,          ROC FRACTURE 2
6.0d-6, 6.0d-6, 1.2d-6, 0.0, 0.05,               KX,KY,KZ,SS,POR

```



```

105.0, 0.0, 10000.0 ; prescribed head, time-on, time-off
3700.0, 3900.0, 4500.0, 4500.0, 50.0, 130.0, FRANCON
1, ; number of time interval for 1st-type b.c.
.false. ; function for heads
105.0, 0.0, 10000.0 ; prescribed head, time-on, time-off
3900.0, 3900.0, 4400.0, 4500.0, 50.0, 130.0, FRANCON
1, ; number of time interval for 1st-type b.c.
.false. ; function for heads
105.0, 0.0, 10000.0 ; prescribed head, time-on, time-off
3900.0, 4050.0, 4400.0, 4400.0, 50.0, 130.0, FRANCON
1, ; number of time interval for 1st-type b.c.
.false. ; function for heads
105.0, 0.0, 10000.0 ; prescribed head, time-on, time-off
4050.0, 4050.0, 3350.0, 4400.0, 50.0, 130.0, FRANCON
1, ; number of time interval for 1st-type b.c.
.false. ; function for heads
105.0, 0.0, 10000.0 ; prescribed head, time-on, time-off
3950.0, 4050.0, 3350.0, 3350.0, 50.0, 130.0, FRANCON
1, ; number of time interval for 1st-type b.c.
.false. ; function for heads
105.0, 0.0, 10000.0 ; prescribed head, time-on, time-off
3950.0, 3950.0, 2850.0, 3350.0, 50.0, 130.0, FRANCON
1, ; number of time interval for 1st-type b.c.
.false. ; function for heads
105.0, 0.0, 10000.0 ; prescribed head, time-on, time-off
3850.0, 3950.0, 2850.0, 2850.0, 50.0, 130.0, FRANCON
1, ; number of time interval for 1st-type b.c.
.false. ; function for heads
105.0, 0.0, 10000.0 ; prescribed head, time-on, time-off
3850.0, 3850.0, 2700.0, 2850.0, 50.0, 130.0, FRANCON
1, ; number of time interval for 1st-type b.c.
.false. ; function for heads
105.0, 0.0, 10000.0 ; prescribed head, time-on, time-off
3700.0, 3850.0, 2700.0, 2700.0, 50.0, 130.0, FRANCON
1, ; number of time interval for 1st-type b.c.
.false. ; function for heads
105.0, 0.0, 10000.0 ; prescribed head, time-on, time-off
3700.0, 3700.0, 2465.0, 2700.0, 50.0, 130.0, FRANCON
1, ; number of time interval for 1st-type b.c.
.false. ; function for heads
105.0, 0.0, 10000.0 ; prescribed head, time-on, time-off
3550.0, 3700.0, 2465.0, 2465.0, 50.0, 130.0, FRANCON
1, ; number of time interval for 1st-type b.c.
.false. ; function for heads
105.0, 0.0, 10000.0 ; prescribed head, time-on, time-off
*** Group 11: Second-type b.c. ***
.true. ; true if 2nd-type b.c.
.true. ; true if use coordinates to define property zones
11, ; number of zones
0.0, 2000.0, 0.0, 6000.0, 130.0, 130.0,
6, 2.1d-9,
2000.0, 2350.0, 0.0, 2650.0, 130.0, 130.0,
6, 2.1d-9,
2350.0, 2700.0, 0.0, 2500.0, 130.0, 130.0,
6, 2.1d-9,
2700.0, 2900.0, 0.0, 2750.0, 130.0, 130.0,
6, 2.1d-9,

```

2000.0, 2350.0, 4300.0, 6000.0, 130.0, 130.0,
 6, 2.1d-9,
 2350.0, 2700.0, 4150.0, 6000.0, 130.0, 130.0,
 6, 2.1d-9,
 2700.0, 2900.0, 3450.0, 6000.0, 130.0, 130.0,
 6, 2.1d-9,
 2900.0, 6000.0, 0.0, 6000.0, 130.0, 130.0,
 6, 2.1d-9,
 2000.0, 2350.0, 2650.0, 4300.0, 130.0, 130.0, DECHETS
 6, 8.0d-9,
 2350.0, 2700.0, 2500.0, 4150.0, 130.0, 130.0, DECHETS
 6, 8.0d-9,
 2700.0, 2900.0, 2750.0, 3450.0, 130.0, 130.0, DECHETS
 6, 8.0d-9,
 *** Group 12: Seepage face
 .false. ; true if seepage face
 *** Group 13: Source/sink ***
 .true. ; true if inj/with wells
 19,
 .true.
 -2.50d-2, ; flowrate (m³/j)
 1.0, 0.0, 8.2d5, 0.0,
 2350.0, 2350.0, 3900.0, 3900.0, 50.0, 130.0, SP_1
 3.47d-4, ; flowrate (m³/j)
 0.15, 0.0, 1.2d5, 0.0,
 2925.0, 2925.0, 2750.0, 2750.0, 50.0, 105.0, Pi0
 3.47d-4, ; flowrate (m³/j)
 0.15, 0.0, 1.2d5, 0.0,
 2925.0, 2925.0, 2850.0, 2850.0, 50.0, 105.0, Pi1
 3.47d-4, ; flowrate (m³/j)
 0.15, 0.0, 1.2d5, 0.0,
 2925.0, 2925.0, 3000.0, 3000.0, 50.0, 105.0, Pi2
 3.47d-4, ; flowrate (m³/j)
 0.15, 0.0, 1.2d5, 0.0,
 2925.0, 2925.0, 3150.0, 3150.0, 50.0, 105.0, Pi3
 3.47d-4, ; flowrate (m³/j)
 0.15, 0.0, 1.2d5, 0.0,
 2925.0, 2925.0, 3250.0, 3250.0, 50.0, 105.0, Pi4
 3.47d-4, ; flowrate (m³/j)
 0.15, 0.0, 1.2d5, 0.0,
 2925.0, 2925.0, 3350.0, 3350.0, 50.0, 105.0, Pi5
 3.47d-4, ; flowrate (m³/j)
 0.15, 0.0, 1.2d5, 0.0,
 2925.0, 2925.0, 3450.0, 3450.0, 50.0, 105.0, Pi6
 3.47d-4, ; flowrate (m³/j)
 0.15, 0.0, 1.2d5, 0.0,
 2925.0, 2925.0, 3550.0, 3550.0, 50.0, 105.0, Pi7
 3.47d-4, ; flowrate (m³/j)
 0.15, 0.0, 1.2d5, 0.0,
 2925.0, 2925.0, 3650.0, 3650.0, 50.0, 105.0, Pi8
 3.47d-4, ; flowrate (m³/j)
 0.15, 0.0, 1.2d5, 0.0,
 2925.0, 2925.0, 3750.0, 3750.0, 50.0, 105.0, Pi9
 3.47d-4, ; flowrate (m³/j)
 0.15, 0.0, 1.2d5, 0.0,
 2925.0, 2925.0, 3900.0, 3900.0, 50.0, 105.0, Pi10
 3.47d-4, ; flowrate (m³/j)

0.15, 0.0, 1.2d5, 0.0
 2925.0, 2925.0, 4050.0, 4050.0, 50.0, 105.0, Pi11
 -8.10d-4, ; flowrate (m³/j)
 0.15, 0.0, 1.2d5, 0.0,
 2200.0, 2200.0, 2525.0, 2525.0, 105.0, 127.0, Pa1
 -8.10d-4, ; flowrate (m³/j)
 0.15, 0.0, 1.2d5, 0.0,
 2310.0, 2310.0, 2525.0, 2525.0, 105.0, 127.0, Pa2
 -8.10d-4, ; flowrate (m³/j)
 0.15, 0.0, 1.2d5, 0.0,
 2410.0, 2410.0, 2525.0, 2525.0, 105.0, 127.0, Pa3
 -8.10d-4, ; flowrate (m³/j)
 0.15, 0.0, 1.2d5, 0.0,
 2500.0, 2500.0, 2525.0, 2525.0, 105.0, 127.0, Pa4
 -8.10d-4, ; flowrate (m³/j)
 0.15, 0.0, 1.2d5, 0.0,
 2600.0, 2600.0, 2525.0, 2525.0, 105.0, 127.0, Pa5
 -8.10d-4, ; flowrate (m³/j)
 0.15, 0.0, 1.2d5, 0.0,
 2700.0, 2700.0, 2525.0, 2525.0, 105.0, 127.0, Pa6
 *** Group 13b:Tile drain ***
 .false. ; true if tile drain
 *** Group 14:Observ well ***
 .true. ; true if observ wells
 .true.
 26,
 2410.0, 2410.0, 4250.0, 4250.0, 127.0, 130.0, PS-01-S
 2290.0, 2290.0, 4350.0, 4350.0, 127.0, 130.0, PS-02-S
 2150.0, 2150.0, 4300.0, 4300.0, 127.0, 130.0, PS-03-S
 2050.0, 2050.0, 4300.0, 4300.0, 127.0, 130.0, PS-04-S
 2000.0, 2000.0, 3815.0, 3815.0, 127.0, 130.0, PS-07-S
 2000.0, 2000.0, 2900.0, 2900.0, 127.0, 130.0, PS-11-S
 2700.0, 2700.0, 2300.0, 2300.0, 127.0, 130.0, PS-18-S
 2800.0, 2800.0, 2550.0, 2550.0, 127.0, 130.0, PS-20-S
 2900.0, 2900.0, 2750.0, 2750.0, 127.0, 130.0, PS-21-S
 2900.0, 2900.0, 2950.0, 2950.0, 127.0, 130.0, PS-23-S
 2900.0, 2900.0, 3450.0, 3450.0, 127.0, 130.0, PS-25-S
 2835.0, 2835.0, 3500.0, 3500.0, 127.0, 130.0, PS-26-S
 2750.0, 2750.0, 3550.0, 3550.0, 127.0, 130.0, PS-27-S
 2750.0, 2750.0, 3700.0, 3700.0, 127.0, 130.0, PS-29-S
 2800.0, 2800.0, 3900.0, 3900.0, 127.0, 130.0, PS-30-S
 2750.0, 2750.0, 4100.0, 4100.0, 127.0, 130.0, PS-31-S
 2410.0, 2410.0, 3885.0, 3885.0, 127.0, 130.0, W-1
 2350.0, 2350.0, 3900.0, 3900.0, 127.0, 130.0, SP-1
 2150.0, 2150.0, 3900.0, 3900.0, 127.0, 130.0, W-3
 2235.0, 2235.0, 3600.0, 3600.0, 127.0, 130.0, W-4
 2700.0, 2700.0, 3000.0, 3000.0, 127.0, 130.0, W-5
 2350.0, 2350.0, 3250.0, 3250.0, 127.0, 130.0, W-6
 2310.0, 2310.0, 2850.0, 2850.0, 127.0, 130.0, W-7
 2835.0, 2835.0, 3050.0, 3050.0, 127.0, 130.0, 2B14
 2835.0, 2835.0, 2850.0, 2850.0, 127.0, 130.0, 2B1
 2265.0, 2265.0, 2800.0, 2800.0, 127.0, 130.0, 1AP10
 *** Group 15:Fracture data ***
 .false. ; true if fractures
 *** Group 16:Output of fluid fluxes ***
 .false.
 ; true if fluid mass fluxes

Annexe E

(Calcul de la fonction objective des coûts pour le scénario #1)

Q_{pomp #1} = 2000 m³/j (730 000 m³/an)

Coût total:

452 926 599 \$

t	C _{pomp #1} + C _{ozone}	C _{échech}	Somme	Actualisation	
0	1 496 500 \$	40 000 000 \$	41 496 500 \$	1	41 496 500 \$
1	1 496 500 \$	40 000 000 \$	41 496 500 \$	0.909090909	37 724 091 \$
2	1 496 500 \$	40 000 000 \$	41 496 500 \$	0.826446281	34 294 628 \$
3	1 496 500 \$	40 000 000 \$	41 496 500 \$	0.751314801	31 176 935 \$
4	1 496 500 \$	40 000 000 \$	41 496 500 \$	0.683013455	28 342 668 \$
5	1 496 500 \$	40 000 000 \$	41 496 500 \$	0.620921323	25 766 062 \$
6	1 496 500 \$	40 000 000 \$	41 496 500 \$	0.56447393	23 423 692 \$
7	1 496 500 \$	40 000 000 \$	41 496 500 \$	0.513158118	21 294 266 \$
8	1 496 500 \$	40 000 000 \$	41 496 500 \$	0.46650738	19 358 424 \$
9	1 496 500 \$	40 000 000 \$	41 496 500 \$	0.424097618	17 598 567 \$
10	1 496 500 \$	40 000 000 \$	41 496 500 \$	0.385543289	15 998 697 \$
11	1 496 500 \$	40 000 000 \$	41 496 500 \$	0.350493899	14 544 270 \$
12	1 496 500 \$	40 000 000 \$	41 496 500 \$	0.318630818	13 222 064 \$
13	1 496 500 \$	40 000 000 \$	41 496 500 \$	0.28966438	12 020 058 \$
14	1 496 500 \$	40 000 000 \$	41 496 500 \$	0.263331254	10 927 325 \$
15	1 496 500 \$	40 000 000 \$	41 496 500 \$	0.239392049	9 933 932 \$
16	1 496 500 \$	40 000 000 \$	41 496 500 \$	0.217629136	9 030 847 \$
17	1 496 500 \$	40 000 000 \$	41 496 500 \$	0.197844669	8 209 861 \$
18	1 496 500 \$	40 000 000 \$	41 496 500 \$	0.17985879	7 463 510 \$
19	1 496 500 \$	40 000 000 \$	41 496 500 \$	0.163507991	6 785 009 \$
20	1 496 500 \$	40 000 000 \$	41 496 500 \$	0.148643628	6 168 190 \$
21	1 496 500 \$	40 000 000 \$	41 496 500 \$	0.135130571	5 607 446 \$
22	1 496 500 \$	40 000 000 \$	41 496 500 \$	0.122845974	5 097 678 \$
23	1 496 500 \$	40 000 000 \$	41 496 500 \$	0.111678158	4 634 253 \$
24	1 496 500 \$	40 000 000 \$	41 496 500 \$	0.101525598	4 212 957 \$
25	1 496 500 \$	40 000 000 \$	41 496 500 \$	0.092295998	3 829 961 \$
26	1 496 500 \$	40 000 000 \$	41 496 500 \$	0.083905453	3 481 783 \$
27	1 496 500 \$	40 000 000 \$	41 496 500 \$	0.076277684	3 165 257 \$
28	1 496 500 \$	40 000 000 \$	41 496 500 \$	0.069343349	2 877 506 \$
29	1 496 500 \$	40 000 000 \$	41 496 500 \$	0.063039409	2 615 915 \$
30	1 496 500 \$	40 000 000 \$	41 496 500 \$	0.057308553	2 378 104 \$
31	1 496 500 \$	40 000 000 \$	41 496 500 \$	0.052098685	2 161 913 \$
32	1 496 500 \$	40 000 000 \$	41 496 500 \$	0.047362441	1 965 376 \$
33	1 496 500 \$	40 000 000 \$	41 496 500 \$	0.043056764	1 786 705 \$
34	1 496 500 \$	40 000 000 \$	41 496 500 \$	0.039142513	1 624 277 \$
35	1 496 500 \$	40 000 000 \$	41 496 500 \$	0.035584103	1 476 616 \$
36	1 496 500 \$	40 000 000 \$	41 496 500 \$	0.032349184	1 342 378 \$
37	1 496 500 \$	40 000 000 \$	41 496 500 \$	0.029408349	1 220 344 \$
38	1 496 500 \$	40 000 000 \$	41 496 500 \$	0.026734863	1 109 403 \$
39	1 496 500 \$	40 000 000 \$	41 496 500 \$	0.024304421	1 008 548 \$
40	1 496 500 \$	40 000 000 \$	41 496 500 \$	0.022094928	916 862 \$
41	1 496 500 \$	40 000 000 \$	41 496 500 \$	0.020086298	833 511 \$
42	1 496 500 \$	40 000 000 \$	41 496 500 \$	0.018260271	757 737 \$
43	1 496 500 \$	40 000 000 \$	41 496 500 \$	0.016600247	688 852 \$
44	1 496 500 \$	40 000 000 \$	41 496 500 \$	0.015091133	626 229 \$
45	1 496 500 \$	40 000 000 \$	41 496 500 \$	0.013719212	569 299 \$
46	1 496 500 \$	40 000 000 \$	41 496 500 \$	0.012472011	517 545 \$
47	1 496 500 \$	40 000 000 \$	41 496 500 \$	0.011338192	470 495 \$
48	1 496 500 \$	40 000 000 \$	41 496 500 \$	0.010307447	427 723 \$
49	1 496 500 \$	40 000 000 \$	41 496 500 \$	0.009370406	388 839 \$
50	1 496 500 \$	40 000 000 \$	41 496 500 \$	0.008518551	353 490 \$
					452 926 599 \$

$Q_{\text{pomp \#1}} = 2200 \text{ m}^3/\text{j} \text{ (803 000 m}^3/\text{an)}$

Coût total:

454 123 409 \$

t	$C_{\text{pomp \#1}} + C_{\text{ozone}}$	$C_{\text{échech}}$	Somme	Actualisation	
0	1 646 150 \$	39 960 000 \$	41 606 150 \$	1	41 606 150 \$
1	1 646 150 \$	39 960 000 \$	41 606 150 \$	0.909090909	37 823 773 \$
2	1 646 150 \$	39 960 000 \$	41 606 150 \$	0.826446281	34 385 248 \$
3	1 646 150 \$	39 960 000 \$	41 606 150 \$	0.751314801	31 259 316 \$
4	1 646 150 \$	39 960 000 \$	41 606 150 \$	0.683013455	28 417 560 \$
5	1 646 150 \$	39 960 000 \$	41 606 150 \$	0.620921323	25 834 146 \$
6	1 646 150 \$	39 960 000 \$	41 606 150 \$	0.56447393	23 485 587 \$
7	1 646 150 \$	39 960 000 \$	41 606 150 \$	0.513158118	21 350 534 \$
8	1 646 150 \$	39 960 000 \$	41 606 150 \$	0.46650738	19 409 576 \$
9	1 646 150 \$	39 960 000 \$	41 606 150 \$	0.424097618	17 645 069 \$
10	1 646 150 \$	39 960 000 \$	41 606 150 \$	0.385543289	16 040 972 \$
11	1 646 150 \$	39 960 000 \$	41 606 150 \$	0.350493899	14 582 702 \$
12	1 646 150 \$	39 960 000 \$	41 606 150 \$	0.318630818	13 257 002 \$
13	1 646 150 \$	39 960 000 \$	41 606 150 \$	0.28966438	12 051 820 \$
14	1 646 150 \$	39 960 000 \$	41 606 150 \$	0.263331254	10 956 200 \$
15	1 646 150 \$	39 960 000 \$	41 606 150 \$	0.239392049	9 960 182 \$
16	1 646 150 \$	39 960 000 \$	41 606 150 \$	0.217629136	9 054 710 \$
17	1 646 150 \$	39 960 000 \$	41 606 150 \$	0.197844669	8 231 555 \$
18	1 646 150 \$	39 960 000 \$	41 606 150 \$	0.17985879	7 483 232 \$
19	1 646 150 \$	39 960 000 \$	41 606 150 \$	0.163507991	6 802 938 \$
20	1 646 150 \$	39 960 000 \$	41 606 150 \$	0.148643628	6 184 489 \$
21	1 646 150 \$	39 960 000 \$	41 606 150 \$	0.135130571	5 622 263 \$
22	1 646 150 \$	39 960 000 \$	41 606 150 \$	0.122845974	5 111 148 \$
23	1 646 150 \$	39 960 000 \$	41 606 150 \$	0.111678158	4 646 498 \$
24	1 646 150 \$	39 960 000 \$	41 606 150 \$	0.101525598	4 224 089 \$
25	1 646 150 \$	39 960 000 \$	41 606 150 \$	0.092295998	3 840 081 \$
26	1 646 150 \$	39 960 000 \$	41 606 150 \$	0.083905453	3 490 983 \$
27	1 646 150 \$	39 960 000 \$	41 606 150 \$	0.076277684	3 173 621 \$
28	1 646 150 \$	39 960 000 \$	41 606 150 \$	0.069343349	2 885 110 \$
29	1 646 150 \$	39 960 000 \$	41 606 150 \$	0.063039409	2 622 827 \$
30	1 646 150 \$	39 960 000 \$	41 606 150 \$	0.057308553	2 384 388 \$
31	1 646 150 \$	39 960 000 \$	41 606 150 \$	0.052098685	2 167 626 \$
32	1 646 150 \$	39 960 000 \$	41 606 150 \$	0.047362441	1 970 569 \$
33	1 646 150 \$	39 960 000 \$	41 606 150 \$	0.043056764	1 791 426 \$
34	1 646 150 \$	39 960 000 \$	41 606 150 \$	0.039142513	1 628 569 \$
35	1 646 150 \$	39 960 000 \$	41 606 150 \$	0.035584103	1 480 518 \$
36	1 646 150 \$	39 960 000 \$	41 606 150 \$	0.032349184	1 345 925 \$
37	1 646 150 \$	39 960 000 \$	41 606 150 \$	0.029408349	1 223 568 \$
38	1 646 150 \$	39 960 000 \$	41 606 150 \$	0.026734863	1 112 335 \$
39	1 646 150 \$	39 960 000 \$	41 606 150 \$	0.024304421	1 011 213 \$
40	1 646 150 \$	39 960 000 \$	41 606 150 \$	0.022094928	919 285 \$
41	1 646 150 \$	39 960 000 \$	41 606 150 \$	0.020086298	835 714 \$
42	1 646 150 \$	39 960 000 \$	41 606 150 \$	0.018260271	759 740 \$
43	1 646 150 \$	39 960 000 \$	41 606 150 \$	0.016600247	690 672 \$
44	1 646 150 \$	39 960 000 \$	41 606 150 \$	0.015091133	627 884 \$
45	1 646 150 \$	39 960 000 \$	41 606 150 \$	0.013719212	570 804 \$
46	1 646 150 \$	39 960 000 \$	41 606 150 \$	0.012472011	518 912 \$
47	1 646 150 \$	39 960 000 \$	41 606 150 \$	0.011338192	471 739 \$
48	1 646 150 \$	39 960 000 \$	41 606 150 \$	0.010307447	428 853 \$
49	1 646 150 \$	39 960 000 \$	41 606 150 \$	0.009370406	389 867 \$
50	1 646 150 \$	39 960 000 \$	41 606 150 \$	0.008518551	354 424 \$
					454 123 409 \$

$Q_{\text{pomp \#1}} = 2400 \text{ m}^3/\text{j} \text{ (876 000 m}^3/\text{an)}$

Coût total:

454 010 440 \$

t	$C_{\text{pomp \#1}} + C_{\text{ozone}}$	$C_{\text{éché}}$	Somme	Actualisation	
0	1 795 800 \$	39 800 000 \$	41 595 800 \$	1	41 595 800 \$
1	1 795 800 \$	39 800 000 \$	41 595 800 \$	0.909090909	37 814 364 \$
2	1 795 800 \$	39 800 000 \$	41 595 800 \$	0.826446281	34 376 694 \$
3	1 795 800 \$	39 800 000 \$	41 595 800 \$	0.751314801	31 251 540 \$
4	1 795 800 \$	39 800 000 \$	41 595 800 \$	0.683013455	28 410 491 \$
5	1 795 800 \$	39 800 000 \$	41 595 800 \$	0.620921323	25 827 719 \$
6	1 795 800 \$	39 800 000 \$	41 595 800 \$	0.56447393	23 479 745 \$
7	1 795 800 \$	39 800 000 \$	41 595 800 \$	0.513158118	21 345 222 \$
8	1 795 800 \$	39 800 000 \$	41 595 800 \$	0.46650738	19 404 748 \$
9	1 795 800 \$	39 800 000 \$	41 595 800 \$	0.424097618	17 640 680 \$
10	1 795 800 \$	39 800 000 \$	41 595 800 \$	0.385543289	16 036 982 \$
11	1 795 800 \$	39 800 000 \$	41 595 800 \$	0.350493899	14 579 074 \$
12	1 795 800 \$	39 800 000 \$	41 595 800 \$	0.318630818	13 253 704 \$
13	1 795 800 \$	39 800 000 \$	41 595 800 \$	0.28966438	12 048 822 \$
14	1 795 800 \$	39 800 000 \$	41 595 800 \$	0.263331254	10 953 474 \$
15	1 795 800 \$	39 800 000 \$	41 595 800 \$	0.239392049	9 957 704 \$
16	1 795 800 \$	39 800 000 \$	41 595 800 \$	0.217629136	9 052 458 \$
17	1 795 800 \$	39 800 000 \$	41 595 800 \$	0.197844669	8 229 507 \$
18	1 795 800 \$	39 800 000 \$	41 595 800 \$	0.17985879	7 481 370 \$
19	1 795 800 \$	39 800 000 \$	41 595 800 \$	0.163507991	6 801 246 \$
20	1 795 800 \$	39 800 000 \$	41 595 800 \$	0.148643628	6 182 951 \$
21	1 795 800 \$	39 800 000 \$	41 595 800 \$	0.135130571	5 620 864 \$
22	1 795 800 \$	39 800 000 \$	41 595 800 \$	0.122845974	5 109 877 \$
23	1 795 800 \$	39 800 000 \$	41 595 800 \$	0.111678158	4 645 342 \$
24	1 795 800 \$	39 800 000 \$	41 595 800 \$	0.101525598	4 223 038 \$
25	1 795 800 \$	39 800 000 \$	41 595 800 \$	0.092295998	3 839 126 \$
26	1 795 800 \$	39 800 000 \$	41 595 800 \$	0.083905453	3 490 114 \$
27	1 795 800 \$	39 800 000 \$	41 595 800 \$	0.076277684	3 172 831 \$
28	1 795 800 \$	39 800 000 \$	41 595 800 \$	0.069343349	2 884 392 \$
29	1 795 800 \$	39 800 000 \$	41 595 800 \$	0.063039409	2 622 175 \$
30	1 795 800 \$	39 800 000 \$	41 595 800 \$	0.057308553	2 383 795 \$
31	1 795 800 \$	39 800 000 \$	41 595 800 \$	0.052098685	2 167 086 \$
32	1 795 800 \$	39 800 000 \$	41 595 800 \$	0.047362441	1 970 079 \$
33	1 795 800 \$	39 800 000 \$	41 595 800 \$	0.043056764	1 790 981 \$
34	1 795 800 \$	39 800 000 \$	41 595 800 \$	0.039142513	1 628 164 \$
35	1 795 800 \$	39 800 000 \$	41 595 800 \$	0.035584103	1 480 149 \$
36	1 795 800 \$	39 800 000 \$	41 595 800 \$	0.032349184	1 345 590 \$
37	1 795 800 \$	39 800 000 \$	41 595 800 \$	0.029408349	1 223 264 \$
38	1 795 800 \$	39 800 000 \$	41 595 800 \$	0.026734863	1 112 058 \$
39	1 795 800 \$	39 800 000 \$	41 595 800 \$	0.024304421	1 010 962 \$
40	1 795 800 \$	39 800 000 \$	41 595 800 \$	0.022094928	919 056 \$
41	1 795 800 \$	39 800 000 \$	41 595 800 \$	0.020086298	835 506 \$
42	1 795 800 \$	39 800 000 \$	41 595 800 \$	0.018260271	759 551 \$
43	1 795 800 \$	39 800 000 \$	41 595 800 \$	0.016600247	690 501 \$
44	1 795 800 \$	39 800 000 \$	41 595 800 \$	0.015091133	627 728 \$
45	1 795 800 \$	39 800 000 \$	41 595 800 \$	0.013719212	570 662 \$
46	1 795 800 \$	39 800 000 \$	41 595 800 \$	0.012472011	518 783 \$
47	1 795 800 \$	39 800 000 \$	41 595 800 \$	0.011338192	471 621 \$
48	1 795 800 \$	39 800 000 \$	41 595 800 \$	0.010307447	428 747 \$
49	1 795 800 \$	39 800 000 \$	41 595 800 \$	0.009370406	389 770 \$
50	1 795 800 \$	39 800 000 \$	41 595 800 \$	0.008518551	354 336 \$
					454 010 440 \$

Q_{pomp #1} = 2600 m³/j (949 000 m³/an)

Coût total:

433 814 213 \$

t	C _{pomp #1} + C _{ozone}	C _{éché}	Somme	Actualisation	
0	1 945 450 \$	37 800 000 \$	39 745 450 \$	1	39 745 450 \$
1	1 945 450 \$	37 800 000 \$	39 745 450 \$	0.909090909	36 132 227 \$
2	1 945 450 \$	37 800 000 \$	39 745 450 \$	0.826446281	32 847 479 \$
3	1 945 450 \$	37 800 000 \$	39 745 450 \$	0.751314801	29 861 345 \$
4	1 945 450 \$	37 800 000 \$	39 745 450 \$	0.683013455	27 146 677 \$
5	1 945 450 \$	37 800 000 \$	39 745 450 \$	0.620921323	24 678 797 \$
6	1 945 450 \$	37 800 000 \$	39 745 450 \$	0.56447393	22 435 270 \$
7	1 945 450 \$	37 800 000 \$	39 745 450 \$	0.513158118	20 395 700 \$
8	1 945 450 \$	37 800 000 \$	39 745 450 \$	0.46650738	18 541 546 \$
9	1 945 450 \$	37 800 000 \$	39 745 450 \$	0.424097618	16 855 951 \$
10	1 945 450 \$	37 800 000 \$	39 745 450 \$	0.385543289	15 323 592 \$
11	1 945 450 \$	37 800 000 \$	39 745 450 \$	0.350493899	13 930 538 \$
12	1 945 450 \$	37 800 000 \$	39 745 450 \$	0.318630818	12 664 125 \$
13	1 945 450 \$	37 800 000 \$	39 745 450 \$	0.28966438	11 512 841 \$
14	1 945 450 \$	37 800 000 \$	39 745 450 \$	0.263331254	10 466 219 \$
15	1 945 450 \$	37 800 000 \$	39 745 450 \$	0.239392049	9 514 745 \$
16	1 945 450 \$	37 800 000 \$	39 745 450 \$	0.217629136	8 649 768 \$
17	1 945 450 \$	37 800 000 \$	39 745 450 \$	0.197844669	7 863 425 \$
18	1 945 450 \$	37 800 000 \$	39 745 450 \$	0.17985879	7 148 569 \$
19	1 945 450 \$	37 800 000 \$	39 745 450 \$	0.163507991	6 498 699 \$
20	1 945 450 \$	37 800 000 \$	39 745 450 \$	0.148643628	5 907 908 \$
21	1 945 450 \$	37 800 000 \$	39 745 450 \$	0.135130571	5 370 825 \$
22	1 945 450 \$	37 800 000 \$	39 745 450 \$	0.122845974	4 882 569 \$
23	1 945 450 \$	37 800 000 \$	39 745 450 \$	0.111678158	4 438 699 \$
24	1 945 450 \$	37 800 000 \$	39 745 450 \$	0.101525598	4 035 181 \$
25	1 945 450 \$	37 800 000 \$	39 745 450 \$	0.092295998	3 668 346 \$
26	1 945 450 \$	37 800 000 \$	39 745 450 \$	0.083905453	3 334 860 \$
27	1 945 450 \$	37 800 000 \$	39 745 450 \$	0.076277684	3 031 691 \$
28	1 945 450 \$	37 800 000 \$	39 745 450 \$	0.069343349	2 756 083 \$
29	1 945 450 \$	37 800 000 \$	39 745 450 \$	0.063039409	2 505 530 \$
30	1 945 450 \$	37 800 000 \$	39 745 450 \$	0.057308553	2 277 754 \$
31	1 945 450 \$	37 800 000 \$	39 745 450 \$	0.052098685	2 070 686 \$
32	1 945 450 \$	37 800 000 \$	39 745 450 \$	0.047362441	1 882 442 \$
33	1 945 450 \$	37 800 000 \$	39 745 450 \$	0.043056764	1 711 310 \$
34	1 945 450 \$	37 800 000 \$	39 745 450 \$	0.039142513	1 555 737 \$
35	1 945 450 \$	37 800 000 \$	39 745 450 \$	0.035584103	1 414 306 \$
36	1 945 450 \$	37 800 000 \$	39 745 450 \$	0.032349184	1 285 733 \$
37	1 945 450 \$	37 800 000 \$	39 745 450 \$	0.029408349	1 168 848 \$
38	1 945 450 \$	37 800 000 \$	39 745 450 \$	0.026734863	1 062 589 \$
39	1 945 450 \$	37 800 000 \$	39 745 450 \$	0.024304421	965 990 \$
40	1 945 450 \$	37 800 000 \$	39 745 450 \$	0.022094928	878 173 \$
41	1 945 450 \$	37 800 000 \$	39 745 450 \$	0.020086298	798 339 \$
42	1 945 450 \$	37 800 000 \$	39 745 450 \$	0.018260271	725 763 \$
43	1 945 450 \$	37 800 000 \$	39 745 450 \$	0.016600247	659 784 \$
44	1 945 450 \$	37 800 000 \$	39 745 450 \$	0.015091133	599 804 \$
45	1 945 450 \$	37 800 000 \$	39 745 450 \$	0.013719212	545 276 \$
46	1 945 450 \$	37 800 000 \$	39 745 450 \$	0.012472011	495 706 \$
47	1 945 450 \$	37 800 000 \$	39 745 450 \$	0.011338192	450 642 \$
48	1 945 450 \$	37 800 000 \$	39 745 450 \$	0.010307447	409 674 \$
49	1 945 450 \$	37 800 000 \$	39 745 450 \$	0.009370406	372 431 \$
50	1 945 450 \$	37 800 000 \$	39 745 450 \$	0.008518551	338 574 \$
					433 814 213 \$

Q_{pomp} #1 = 2800 m³/j (1 022 000 m³/an)

Coût total:

379 127 173 \$

t	C _{pomp} #1 + C _{ozone}	C _{échec}	Somme	Actualisation	
0	2 095 100 \$	32 640 000 \$	34 735 100 \$	1	34 735 100 \$
1	2 095 100 \$	32 640 000 \$	34 735 100 \$	0.909090909	31 577 364 \$
2	2 095 100 \$	32 640 000 \$	34 735 100 \$	0.826446281	28 706 694 \$
3	2 095 100 \$	32 640 000 \$	34 735 100 \$	0.751314801	26 096 995 \$
4	2 095 100 \$	32 640 000 \$	34 735 100 \$	0.683013455	23 724 541 \$
5	2 095 100 \$	32 640 000 \$	34 735 100 \$	0.620921323	21 567 764 \$
6	2 095 100 \$	32 640 000 \$	34 735 100 \$	0.56447393	19 607 058 \$
7	2 095 100 \$	32 640 000 \$	34 735 100 \$	0.513158118	17 824 599 \$
8	2 095 100 \$	32 640 000 \$	34 735 100 \$	0.46650738	16 204 181 \$
9	2 095 100 \$	32 640 000 \$	34 735 100 \$	0.424097618	14 731 073 \$
10	2 095 100 \$	32 640 000 \$	34 735 100 \$	0.385543289	13 391 885 \$
11	2 095 100 \$	32 640 000 \$	34 735 100 \$	0.350493899	12 174 441 \$
12	2 095 100 \$	32 640 000 \$	34 735 100 \$	0.318630818	11 067 673 \$
13	2 095 100 \$	32 640 000 \$	34 735 100 \$	0.28966438	10 061 521 \$
14	2 095 100 \$	32 640 000 \$	34 735 100 \$	0.263331254	9 146 837 \$
15	2 095 100 \$	32 640 000 \$	34 735 100 \$	0.239392049	8 315 307 \$
16	2 095 100 \$	32 640 000 \$	34 735 100 \$	0.217629136	7 559 370 \$
17	2 095 100 \$	32 640 000 \$	34 735 100 \$	0.197844669	6 872 154 \$
18	2 095 100 \$	32 640 000 \$	34 735 100 \$	0.17985879	6 247 413 \$
19	2 095 100 \$	32 640 000 \$	34 735 100 \$	0.163507991	5 679 466 \$
20	2 095 100 \$	32 640 000 \$	34 735 100 \$	0.148643628	5 163 151 \$
21	2 095 100 \$	32 640 000 \$	34 735 100 \$	0.135130571	4 693 774 \$
22	2 095 100 \$	32 640 000 \$	34 735 100 \$	0.122845974	4 267 067 \$
23	2 095 100 \$	32 640 000 \$	34 735 100 \$	0.111678158	3 879 152 \$
24	2 095 100 \$	32 640 000 \$	34 735 100 \$	0.101525598	3 526 502 \$
25	2 095 100 \$	32 640 000 \$	34 735 100 \$	0.092295998	3 205 911 \$
26	2 095 100 \$	32 640 000 \$	34 735 100 \$	0.083905453	2 914 464 \$
27	2 095 100 \$	32 640 000 \$	34 735 100 \$	0.076277684	2 649 513 \$
28	2 095 100 \$	32 640 000 \$	34 735 100 \$	0.069343349	2 408 648 \$
29	2 095 100 \$	32 640 000 \$	34 735 100 \$	0.063039409	2 189 680 \$
30	2 095 100 \$	32 640 000 \$	34 735 100 \$	0.057308553	1 990 618 \$
31	2 095 100 \$	32 640 000 \$	34 735 100 \$	0.052098685	1 809 653 \$
32	2 095 100 \$	32 640 000 \$	34 735 100 \$	0.047362441	1 645 139 \$
33	2 095 100 \$	32 640 000 \$	34 735 100 \$	0.043056764	1 495 581 \$
34	2 095 100 \$	32 640 000 \$	34 735 100 \$	0.039142513	1 359 619 \$
35	2 095 100 \$	32 640 000 \$	34 735 100 \$	0.035584103	1 236 017 \$
36	2 095 100 \$	32 640 000 \$	34 735 100 \$	0.032349184	1 123 652 \$
37	2 095 100 \$	32 640 000 \$	34 735 100 \$	0.029408349	1 021 502 \$
38	2 095 100 \$	32 640 000 \$	34 735 100 \$	0.026734863	928 638 \$
39	2 095 100 \$	32 640 000 \$	34 735 100 \$	0.024304421	844 216 \$
40	2 095 100 \$	32 640 000 \$	34 735 100 \$	0.022094928	767 470 \$
41	2 095 100 \$	32 640 000 \$	34 735 100 \$	0.020086298	697 700 \$
42	2 095 100 \$	32 640 000 \$	34 735 100 \$	0.018260271	634 272 \$
43	2 095 100 \$	32 640 000 \$	34 735 100 \$	0.016600247	576 611 \$
44	2 095 100 \$	32 640 000 \$	34 735 100 \$	0.015091133	524 192 \$
45	2 095 100 \$	32 640 000 \$	34 735 100 \$	0.013719212	476 538 \$
46	2 095 100 \$	32 640 000 \$	34 735 100 \$	0.012472011	433 217 \$
47	2 095 100 \$	32 640 000 \$	34 735 100 \$	0.011338192	393 833 \$
48	2 095 100 \$	32 640 000 \$	34 735 100 \$	0.010307447	358 030 \$
49	2 095 100 \$	32 640 000 \$	34 735 100 \$	0.009370406	325 482 \$
50	2 095 100 \$	32 640 000 \$	34 735 100 \$	0.008518551	295 893 \$
					379 127 173 \$

$Q_{\text{pomp \#1}} = 3000 \text{ m}^3/\text{j} \text{ (1 095 000 m}^3/\text{an)}$

Coût total:

242 797 320 \$

t	$C_{\text{pomp \#1}} + C_{\text{ozone}}$	$C_{\text{écheuc}}$	Somme	Actualisation	
0	2 244 750 \$	20 000 000 \$	22 244 750 \$	1	22 244 750 \$
1	2 244 750 \$	20 000 000 \$	22 244 750 \$	0.909090909	20 222 500 \$
2	2 244 750 \$	20 000 000 \$	22 244 750 \$	0.826446281	18 384 091 \$
3	2 244 750 \$	20 000 000 \$	22 244 750 \$	0.751314801	16 712 810 \$
4	2 244 750 \$	20 000 000 \$	22 244 750 \$	0.683013455	15 193 464 \$
5	2 244 750 \$	20 000 000 \$	22 244 750 \$	0.620921323	13 812 240 \$
6	2 244 750 \$	20 000 000 \$	22 244 750 \$	0.56447393	12 556 581 \$
7	2 244 750 \$	20 000 000 \$	22 244 750 \$	0.513158118	11 415 074 \$
8	2 244 750 \$	20 000 000 \$	22 244 750 \$	0.46650738	10 377 340 \$
9	2 244 750 \$	20 000 000 \$	22 244 750 \$	0.424097618	9 433 945 \$
10	2 244 750 \$	20 000 000 \$	22 244 750 \$	0.385543289	8 576 314 \$
11	2 244 750 \$	20 000 000 \$	22 244 750 \$	0.350493899	7 796 649 \$
12	2 244 750 \$	20 000 000 \$	22 244 750 \$	0.318630818	7 087 863 \$
13	2 244 750 \$	20 000 000 \$	22 244 750 \$	0.28966438	6 443 512 \$
14	2 244 750 \$	20 000 000 \$	22 244 750 \$	0.263331254	5 857 738 \$
15	2 244 750 \$	20 000 000 \$	22 244 750 \$	0.239392049	5 325 216 \$
16	2 244 750 \$	20 000 000 \$	22 244 750 \$	0.217629136	4 841 106 \$
17	2 244 750 \$	20 000 000 \$	22 244 750 \$	0.197844669	4 401 005 \$
18	2 244 750 \$	20 000 000 \$	22 244 750 \$	0.17985879	4 000 914 \$
19	2 244 750 \$	20 000 000 \$	22 244 750 \$	0.163507991	3 637 194 \$
20	2 244 750 \$	20 000 000 \$	22 244 750 \$	0.148643628	3 306 540 \$
21	2 244 750 \$	20 000 000 \$	22 244 750 \$	0.135130571	3 005 946 \$
22	2 244 750 \$	20 000 000 \$	22 244 750 \$	0.122845974	2 732 678 \$
23	2 244 750 \$	20 000 000 \$	22 244 750 \$	0.111678158	2 484 253 \$
24	2 244 750 \$	20 000 000 \$	22 244 750 \$	0.101525598	2 258 412 \$
25	2 244 750 \$	20 000 000 \$	22 244 750 \$	0.092295998	2 053 101 \$
26	2 244 750 \$	20 000 000 \$	22 244 750 \$	0.083905453	1 866 456 \$
27	2 244 750 \$	20 000 000 \$	22 244 750 \$	0.076277684	1 696 778 \$
28	2 244 750 \$	20 000 000 \$	22 244 750 \$	0.069343349	1 542 525 \$
29	2 244 750 \$	20 000 000 \$	22 244 750 \$	0.063039409	1 402 296 \$
30	2 244 750 \$	20 000 000 \$	22 244 750 \$	0.057308553	1 274 814 \$
31	2 244 750 \$	20 000 000 \$	22 244 750 \$	0.052098685	1 158 922 \$
32	2 244 750 \$	20 000 000 \$	22 244 750 \$	0.047362441	1 053 566 \$
33	2 244 750 \$	20 000 000 \$	22 244 750 \$	0.043056764	957 787 \$
34	2 244 750 \$	20 000 000 \$	22 244 750 \$	0.039142513	870 715 \$
35	2 244 750 \$	20 000 000 \$	22 244 750 \$	0.035584103	791 559 \$
36	2 244 750 \$	20 000 000 \$	22 244 750 \$	0.032349184	719 600 \$
37	2 244 750 \$	20 000 000 \$	22 244 750 \$	0.029408349	654 181 \$
38	2 244 750 \$	20 000 000 \$	22 244 750 \$	0.026734863	594 710 \$
39	2 244 750 \$	20 000 000 \$	22 244 750 \$	0.024304421	540 646 \$
40	2 244 750 \$	20 000 000 \$	22 244 750 \$	0.022094928	491 496 \$
41	2 244 750 \$	20 000 000 \$	22 244 750 \$	0.020086298	446 815 \$
42	2 244 750 \$	20 000 000 \$	22 244 750 \$	0.018260271	406 195 \$
43	2 244 750 \$	20 000 000 \$	22 244 750 \$	0.016600247	369 268 \$
44	2 244 750 \$	20 000 000 \$	22 244 750 \$	0.015091133	335 698 \$
45	2 244 750 \$	20 000 000 \$	22 244 750 \$	0.013719212	305 180 \$
46	2 244 750 \$	20 000 000 \$	22 244 750 \$	0.012472011	277 437 \$
47	2 244 750 \$	20 000 000 \$	22 244 750 \$	0.011338192	252 215 \$
48	2 244 750 \$	20 000 000 \$	22 244 750 \$	0.010307447	229 287 \$
49	2 244 750 \$	20 000 000 \$	22 244 750 \$	0.009370406	208 442 \$
50	2 244 750 \$	20 000 000 \$	22 244 750 \$	0.008518551	189 493 \$
					242 797 320 \$

$Q_{\text{pomp \#1}} = 3200 \text{ m}^3/\text{j} \text{ (1 168 000 m}^3/\text{an)}$

Coût total:

26 134 432 \$

t	$C_{\text{pomp \#1}} + C_{\text{ozone}}$	$C_{\text{écheuc}}$	Somme	Actualisation	
0	2 394 400 \$	- \$	2 394 400 \$	1	2 394 400 \$
1	2 394 400 \$	- \$	2 394 400 \$	0.909090909	2 176 727 \$
2	2 394 400 \$	- \$	2 394 400 \$	0.826446281	1 978 843 \$
3	2 394 400 \$	- \$	2 394 400 \$	0.751314801	1 798 948 \$
4	2 394 400 \$	- \$	2 394 400 \$	0.683013455	1 635 407 \$
5	2 394 400 \$	- \$	2 394 400 \$	0.620921323	1 486 734 \$
6	2 394 400 \$	- \$	2 394 400 \$	0.56447393	1 351 576 \$
7	2 394 400 \$	- \$	2 394 400 \$	0.513158118	1 228 706 \$
8	2 394 400 \$	- \$	2 394 400 \$	0.46650738	1 117 005 \$
9	2 394 400 \$	- \$	2 394 400 \$	0.424097618	1 015 459 \$
10	2 394 400 \$	- \$	2 394 400 \$	0.385543289	923 145 \$
11	2 394 400 \$	- \$	2 394 400 \$	0.350493899	839 223 \$
12	2 394 400 \$	- \$	2 394 400 \$	0.318630818	762 930 \$
13	2 394 400 \$	- \$	2 394 400 \$	0.28966438	693 572 \$
14	2 394 400 \$	- \$	2 394 400 \$	0.263331254	630 520 \$
15	2 394 400 \$	- \$	2 394 400 \$	0.239392049	573 200 \$
16	2 394 400 \$	- \$	2 394 400 \$	0.217629136	521 091 \$
17	2 394 400 \$	- \$	2 394 400 \$	0.197844669	473 719 \$
18	2 394 400 \$	- \$	2 394 400 \$	0.17985879	430 654 \$
19	2 394 400 \$	- \$	2 394 400 \$	0.163507991	391 504 \$
20	2 394 400 \$	- \$	2 394 400 \$	0.148643628	355 912 \$
21	2 394 400 \$	- \$	2 394 400 \$	0.135130571	323 557 \$
22	2 394 400 \$	- \$	2 394 400 \$	0.122845974	294 142 \$
23	2 394 400 \$	- \$	2 394 400 \$	0.111678158	267 402 \$
24	2 394 400 \$	- \$	2 394 400 \$	0.101525598	243 093 \$
25	2 394 400 \$	- \$	2 394 400 \$	0.092295998	220 994 \$
26	2 394 400 \$	- \$	2 394 400 \$	0.083905453	200 903 \$
27	2 394 400 \$	- \$	2 394 400 \$	0.076277684	182 639 \$
28	2 394 400 \$	- \$	2 394 400 \$	0.069343349	166 036 \$
29	2 394 400 \$	- \$	2 394 400 \$	0.063039409	150 942 \$
30	2 394 400 \$	- \$	2 394 400 \$	0.057308553	137 220 \$
31	2 394 400 \$	- \$	2 394 400 \$	0.052098685	124 745 \$
32	2 394 400 \$	- \$	2 394 400 \$	0.047362441	113 405 \$
33	2 394 400 \$	- \$	2 394 400 \$	0.043056764	103 095 \$
34	2 394 400 \$	- \$	2 394 400 \$	0.039142513	93 723 \$
35	2 394 400 \$	- \$	2 394 400 \$	0.035584103	85 203 \$
36	2 394 400 \$	- \$	2 394 400 \$	0.032349184	77 457 \$
37	2 394 400 \$	- \$	2 394 400 \$	0.029408349	70 415 \$
38	2 394 400 \$	- \$	2 394 400 \$	0.026734863	64 014 \$
39	2 394 400 \$	- \$	2 394 400 \$	0.024304421	58 195 \$
40	2 394 400 \$	- \$	2 394 400 \$	0.022094928	52 904 \$
41	2 394 400 \$	- \$	2 394 400 \$	0.020086298	48 095 \$
42	2 394 400 \$	- \$	2 394 400 \$	0.018260271	43 722 \$
43	2 394 400 \$	- \$	2 394 400 \$	0.016600247	39 748 \$
44	2 394 400 \$	- \$	2 394 400 \$	0.015091133	36 134 \$
45	2 394 400 \$	- \$	2 394 400 \$	0.013719212	32 849 \$
46	2 394 400 \$	- \$	2 394 400 \$	0.012472011	29 863 \$
47	2 394 400 \$	- \$	2 394 400 \$	0.011338192	27 148 \$
48	2 394 400 \$	- \$	2 394 400 \$	0.010307447	24 680 \$
49	2 394 400 \$	- \$	2 394 400 \$	0.009370406	22 437 \$
50	2 394 400 \$	- \$	2 394 400 \$	0.008518551	20 397 \$
					26 134 432 \$

$Q_{\text{pomp \#1}} = 3400 \text{ m}^3/\text{j}$ (1 241 000 m^3/an)

Coût total:

27 767 834 \$

t	$C_{\text{pomp \#1}} + C_{\text{ozone}}$	$C_{\text{éché}}$	Somme	Actualisation	
0	2 544 050 \$	- \$	2 544 050 \$	1	2 544 050 \$
1	2 544 050 \$	- \$	2 544 050 \$	0.909090909	2 312 773 \$
2	2 544 050 \$	- \$	2 544 050 \$	0.826446281	2 102 521 \$
3	2 544 050 \$	- \$	2 544 050 \$	0.751314801	1 911 382 \$
4	2 544 050 \$	- \$	2 544 050 \$	0.683013455	1 737 620 \$
5	2 544 050 \$	- \$	2 544 050 \$	0.620921323	1 579 655 \$
6	2 544 050 \$	- \$	2 544 050 \$	0.56447393	1 436 050 \$
7	2 544 050 \$	- \$	2 544 050 \$	0.513158118	1 305 500 \$
8	2 544 050 \$	- \$	2 544 050 \$	0.46650738	1 186 818 \$
9	2 544 050 \$	- \$	2 544 050 \$	0.424097618	1 078 926 \$
10	2 544 050 \$	- \$	2 544 050 \$	0.385543289	980 841 \$
11	2 544 050 \$	- \$	2 544 050 \$	0.350493899	891 674 \$
12	2 544 050 \$	- \$	2 544 050 \$	0.318630818	810 613 \$
13	2 544 050 \$	- \$	2 544 050 \$	0.28966438	736 921 \$
14	2 544 050 \$	- \$	2 544 050 \$	0.263331254	669 928 \$
15	2 544 050 \$	- \$	2 544 050 \$	0.239392049	609 025 \$
16	2 544 050 \$	- \$	2 544 050 \$	0.217629136	553 659 \$
17	2 544 050 \$	- \$	2 544 050 \$	0.197844669	503 327 \$
18	2 544 050 \$	- \$	2 544 050 \$	0.17985879	457 570 \$
19	2 544 050 \$	- \$	2 544 050 \$	0.163507991	415 973 \$
20	2 544 050 \$	- \$	2 544 050 \$	0.148643628	378 157 \$
21	2 544 050 \$	- \$	2 544 050 \$	0.135130571	343 779 \$
22	2 544 050 \$	- \$	2 544 050 \$	0.122845974	312 526 \$
23	2 544 050 \$	- \$	2 544 050 \$	0.111678158	284 115 \$
24	2 544 050 \$	- \$	2 544 050 \$	0.101525598	258 286 \$
25	2 544 050 \$	- \$	2 544 050 \$	0.092295998	234 806 \$
26	2 544 050 \$	- \$	2 544 050 \$	0.083905453	213 460 \$
27	2 544 050 \$	- \$	2 544 050 \$	0.076277684	194 054 \$
28	2 544 050 \$	- \$	2 544 050 \$	0.069343349	176 413 \$
29	2 544 050 \$	- \$	2 544 050 \$	0.063039409	160 375 \$
30	2 544 050 \$	- \$	2 544 050 \$	0.057308553	145 796 \$
31	2 544 050 \$	- \$	2 544 050 \$	0.052098685	132 542 \$
32	2 544 050 \$	- \$	2 544 050 \$	0.047362441	120 492 \$
33	2 544 050 \$	- \$	2 544 050 \$	0.043056764	109 539 \$
34	2 544 050 \$	- \$	2 544 050 \$	0.039142513	99 581 \$
35	2 544 050 \$	- \$	2 544 050 \$	0.035584103	90 528 \$
36	2 544 050 \$	- \$	2 544 050 \$	0.032349184	82 298 \$
37	2 544 050 \$	- \$	2 544 050 \$	0.029408349	74 816 \$
38	2 544 050 \$	- \$	2 544 050 \$	0.026734863	68 015 \$
39	2 544 050 \$	- \$	2 544 050 \$	0.024304421	61 832 \$
40	2 544 050 \$	- \$	2 544 050 \$	0.022094928	56 211 \$
41	2 544 050 \$	- \$	2 544 050 \$	0.020086298	51 101 \$
42	2 544 050 \$	- \$	2 544 050 \$	0.018260271	46 455 \$
43	2 544 050 \$	- \$	2 544 050 \$	0.016600247	42 232 \$
44	2 544 050 \$	- \$	2 544 050 \$	0.015091133	38 393 \$
45	2 544 050 \$	- \$	2 544 050 \$	0.013719212	34 902 \$
46	2 544 050 \$	- \$	2 544 050 \$	0.012472011	31 729 \$
47	2 544 050 \$	- \$	2 544 050 \$	0.011338192	28 845 \$
48	2 544 050 \$	- \$	2 544 050 \$	0.010307447	26 223 \$
49	2 544 050 \$	- \$	2 544 050 \$	0.009370406	23 839 \$
50	2 544 050 \$	- \$	2 544 050 \$	0.008518551	21 672 \$
					27 767 834 \$

Annexe F

(Calcul de la fonction objective des coûts pour le scénario #2)

$Q_{\text{pomp \#1}} = 2200 \text{ m}^3/\text{j}$ (803 000 m^3/an) $Q_{\text{NE}} = 210 \text{ m}^3/\text{j}$ (76 650 m^3/an)
Coût total = 438 783 170 \$

t	$C_{\text{pomp \#1}} + C_{\text{ozone}}$	$C_{\text{EXP(PPR)}} + C_{\text{ozone}}$	C_{PPR}	$C_{\text{échee}}$	Somme	Actualisation	
0	1 646 150 \$	96 579 \$	632 730 \$	38 400 000 \$	40 775 459 \$	1	40 775 459 \$
1	1 646 150 \$	96 579 \$	-\$	38 400 000 \$	40 142 729 \$	0.90909091	36 493 390 \$
2	1 646 150 \$	96 579 \$	-\$	38 400 000 \$	40 142 729 \$	0.82644628	33 175 809 \$
3	1 646 150 \$	96 579 \$	-\$	38 400 000 \$	40 142 729 \$	0.7513148	30 159 826 \$
4	1 646 150 \$	96 579 \$	-\$	38 400 000 \$	40 142 729 \$	0.68301346	27 418 024 \$
5	1 646 150 \$	96 579 \$	-\$	38 400 000 \$	40 142 729 \$	0.62092132	24 925 476 \$
6	1 646 150 \$	96 579 \$	-\$	38 400 000 \$	40 142 729 \$	0.56447393	22 659 524 \$
7	1 646 150 \$	96 579 \$	-\$	38 400 000 \$	40 142 729 \$	0.51315812	20 599 567 \$
8	1 646 150 \$	96 579 \$	-\$	38 400 000 \$	40 142 729 \$	0.46650738	18 726 879 \$
9	1 646 150 \$	96 579 \$	-\$	38 400 000 \$	40 142 729 \$	0.42409762	17 024 436 \$
10	1 646 150 \$	96 579 \$	-\$	38 400 000 \$	40 142 729 \$	0.38554329	15 476 760 \$
11	1 646 150 \$	96 579 \$	-\$	38 400 000 \$	40 142 729 \$	0.3504939	14 069 782 \$
12	1 646 150 \$	96 579 \$	-\$	38 400 000 \$	40 142 729 \$	0.31863082	12 790 711 \$
13	1 646 150 \$	96 579 \$	-\$	38 400 000 \$	40 142 729 \$	0.28966438	11 627 919 \$
14	1 646 150 \$	96 579 \$	-\$	38 400 000 \$	40 142 729 \$	0.26333125	10 570 835 \$
15	1 646 150 \$	96 579 \$	-\$	38 400 000 \$	40 142 729 \$	0.23939205	9 609 850 \$
16	1 646 150 \$	96 579 \$	-\$	38 400 000 \$	40 142 729 \$	0.21762914	8 736 227 \$
17	1 646 150 \$	96 579 \$	-\$	38 400 000 \$	40 142 729 \$	0.19784467	7 942 025 \$
18	1 646 150 \$	96 579 \$	-\$	38 400 000 \$	40 142 729 \$	0.17985879	7 220 023 \$
19	1 646 150 \$	96 579 \$	-\$	38 400 000 \$	40 142 729 \$	0.16350799	6 563 657 \$
20	1 646 150 \$	96 579 \$	-\$	38 400 000 \$	40 142 729 \$	0.14864363	5 966 961 \$
21	1 646 150 \$	96 579 \$	-\$	38 400 000 \$	40 142 729 \$	0.13513057	5 424 510 \$
22	1 646 150 \$	96 579 \$	-\$	38 400 000 \$	40 142 729 \$	0.12284597	4 931 373 \$
23	1 646 150 \$	96 579 \$	-\$	38 400 000 \$	40 142 729 \$	0.11167816	4 483 066 \$
24	1 646 150 \$	96 579 \$	-\$	38 400 000 \$	40 142 729 \$	0.1015256	4 075 515 \$
25	1 646 150 \$	96 579 \$	-\$	38 400 000 \$	40 142 729 \$	0.092296	3 705 013 \$
26	1 646 150 \$	96 579 \$	-\$	38 400 000 \$	40 142 729 \$	0.08390545	3 368 194 \$
27	1 646 150 \$	96 579 \$	-\$	38 400 000 \$	40 142 729 \$	0.07627768	3 061 994 \$
28	1 646 150 \$	96 579 \$	-\$	38 400 000 \$	40 142 729 \$	0.06934335	2 783 631 \$
29	1 646 150 \$	96 579 \$	-\$	38 400 000 \$	40 142 729 \$	0.06303941	2 530 574 \$
30	1 646 150 \$	96 579 \$	-\$	38 400 000 \$	40 142 729 \$	0.05730855	2 300 522 \$
31	1 646 150 \$	96 579 \$	-\$	38 400 000 \$	40 142 729 \$	0.05209868	2 091 383 \$
32	1 646 150 \$	96 579 \$	-\$	38 400 000 \$	40 142 729 \$	0.04736244	1 901 258 \$
33	1 646 150 \$	96 579 \$	-\$	38 400 000 \$	40 142 729 \$	0.04305676	1 728 416 \$
34	1 646 150 \$	96 579 \$	-\$	38 400 000 \$	40 142 729 \$	0.03914251	1 571 287 \$
35	1 646 150 \$	96 579 \$	-\$	38 400 000 \$	40 142 729 \$	0.0355841	1 428 443 \$
36	1 646 150 \$	96 579 \$	-\$	38 400 000 \$	40 142 729 \$	0.03234918	1 298 585 \$
37	1 646 150 \$	96 579 \$	-\$	38 400 000 \$	40 142 729 \$	0.02940835	1 180 531 \$
38	1 646 150 \$	96 579 \$	-\$	38 400 000 \$	40 142 729 \$	0.02673486	1 073 210 \$
39	1 646 150 \$	96 579 \$	-\$	38 400 000 \$	40 142 729 \$	0.02430442	975 646 \$
40	1 646 150 \$	96 579 \$	-\$	38 400 000 \$	40 142 729 \$	0.02209493	886 951 \$
41	1 646 150 \$	96 579 \$	-\$	38 400 000 \$	40 142 729 \$	0.0200863	806 319 \$
42	1 646 150 \$	96 579 \$	-\$	38 400 000 \$	40 142 729 \$	0.01826027	733 017 \$
43	1 646 150 \$	96 579 \$	-\$	38 400 000 \$	40 142 729 \$	0.01660025	666 379 \$
44	1 646 150 \$	96 579 \$	-\$	38 400 000 \$	40 142 729 \$	0.01509113	605 799 \$
45	1 646 150 \$	96 579 \$	-\$	38 400 000 \$	40 142 729 \$	0.01371921	550 727 \$
46	1 646 150 \$	96 579 \$	-\$	38 400 000 \$	40 142 729 \$	0.01247201	500 661 \$
47	1 646 150 \$	96 579 \$	-\$	38 400 000 \$	40 142 729 \$	0.01133819	455 146 \$
48	1 646 150 \$	96 579 \$	-\$	38 400 000 \$	40 142 729 \$	0.01030745	413 769 \$
49	1 646 150 \$	96 579 \$	-\$	38 400 000 \$	40 142 729 \$	0.00937041	376 154 \$
50	1 646 150 \$	96 579 \$	-\$	38 400 000 \$	40 142 729 \$	0.00851855	341 958 \$
							438 783 170 \$

$Q_{\text{pomp \#1}} = 2200 \text{ m}^3/\text{j}$ (803 000 m^3/an) $Q_{\text{NE}} = 630 \text{ m}^3/\text{j}$ (229 950 m^3/an)

Coût total = 196 399 609 \$

t	$C_{\text{pomp \#1}} + C_{\text{Ozone}}$	$C_{\text{EXP(PPR)}} + C_{\text{Ozone}}$	C_{PPR}	$C_{\text{éché}}$	Somme	Actualisation	
0	1 646 150 \$	289 737 \$	632 730 \$	16 000 000 \$	18 568 617 \$	1	18 568 617 \$
1	1 646 150 \$	289 737 \$	-\$	16 000 000 \$	17 935 887 \$	0.90909091	16 305 352 \$
2	1 646 150 \$	289 737 \$	-\$	16 000 000 \$	17 935 887 \$	0.82644628	14 823 047 \$
3	1 646 150 \$	289 737 \$	-\$	16 000 000 \$	17 935 887 \$	0.7513148	13 475 497 \$
4	1 646 150 \$	289 737 \$	-\$	16 000 000 \$	17 935 887 \$	0.68301346	12 250 452 \$
5	1 646 150 \$	289 737 \$	-\$	16 000 000 \$	17 935 887 \$	0.62092132	11 136 775 \$
6	1 646 150 \$	289 737 \$	-\$	16 000 000 \$	17 935 887 \$	0.56447393	10 124 341 \$
7	1 646 150 \$	289 737 \$	-\$	16 000 000 \$	17 935 887 \$	0.51315812	9 203 946 \$
8	1 646 150 \$	289 737 \$	-\$	16 000 000 \$	17 935 887 \$	0.46650738	8 367 224 \$
9	1 646 150 \$	289 737 \$	-\$	16 000 000 \$	17 935 887 \$	0.42409762	7 606 567 \$
10	1 646 150 \$	289 737 \$	-\$	16 000 000 \$	17 935 887 \$	0.38554329	6 915 061 \$
11	1 646 150 \$	289 737 \$	-\$	16 000 000 \$	17 935 887 \$	0.3504939	6 286 419 \$
12	1 646 150 \$	289 737 \$	-\$	16 000 000 \$	17 935 887 \$	0.31863082	5 714 926 \$
13	1 646 150 \$	289 737 \$	-\$	16 000 000 \$	17 935 887 \$	0.28966438	5 195 388 \$
14	1 646 150 \$	289 737 \$	-\$	16 000 000 \$	17 935 887 \$	0.26333125	4 723 080 \$
15	1 646 150 \$	289 737 \$	-\$	16 000 000 \$	17 935 887 \$	0.23939205	4 293 709 \$
16	1 646 150 \$	289 737 \$	-\$	16 000 000 \$	17 935 887 \$	0.21762914	3 903 372 \$
17	1 646 150 \$	289 737 \$	-\$	16 000 000 \$	17 935 887 \$	0.19784467	3 548 520 \$
18	1 646 150 \$	289 737 \$	-\$	16 000 000 \$	17 935 887 \$	0.17985879	3 225 927 \$
19	1 646 150 \$	289 737 \$	-\$	16 000 000 \$	17 935 887 \$	0.16350799	2 932 661 \$
20	1 646 150 \$	289 737 \$	-\$	16 000 000 \$	17 935 887 \$	0.14864363	2 666 055 \$
21	1 646 150 \$	289 737 \$	-\$	16 000 000 \$	17 935 887 \$	0.13513057	2 423 687 \$
22	1 646 150 \$	289 737 \$	-\$	16 000 000 \$	17 935 887 \$	0.12284597	2 203 352 \$
23	1 646 150 \$	289 737 \$	-\$	16 000 000 \$	17 935 887 \$	0.11167816	2 003 047 \$
24	1 646 150 \$	289 737 \$	-\$	16 000 000 \$	17 935 887 \$	0.1015256	1 820 952 \$
25	1 646 150 \$	289 737 \$	-\$	16 000 000 \$	17 935 887 \$	0.092296	1 655 411 \$
26	1 646 150 \$	289 737 \$	-\$	16 000 000 \$	17 935 887 \$	0.08390545	1 504 919 \$
27	1 646 150 \$	289 737 \$	-\$	16 000 000 \$	17 935 887 \$	0.07627768	1 368 108 \$
28	1 646 150 \$	289 737 \$	-\$	16 000 000 \$	17 935 887 \$	0.06934335	1 243 734 \$
29	1 646 150 \$	289 737 \$	-\$	16 000 000 \$	17 935 887 \$	0.06303941	1 130 668 \$
30	1 646 150 \$	289 737 \$	-\$	16 000 000 \$	17 935 887 \$	0.05730855	1 027 880 \$
31	1 646 150 \$	289 737 \$	-\$	16 000 000 \$	17 935 887 \$	0.05209868	934 436 \$
32	1 646 150 \$	289 737 \$	-\$	16 000 000 \$	17 935 887 \$	0.04736244	849 487 \$
33	1 646 150 \$	289 737 \$	-\$	16 000 000 \$	17 935 887 \$	0.04305676	772 261 \$
34	1 646 150 \$	289 737 \$	-\$	16 000 000 \$	17 935 887 \$	0.03914251	702 056 \$
35	1 646 150 \$	289 737 \$	-\$	16 000 000 \$	17 935 887 \$	0.0355841	638 232 \$
36	1 646 150 \$	289 737 \$	-\$	16 000 000 \$	17 935 887 \$	0.03234918	580 211 \$
37	1 646 150 \$	289 737 \$	-\$	16 000 000 \$	17 935 887 \$	0.02940835	527 465 \$
38	1 646 150 \$	289 737 \$	-\$	16 000 000 \$	17 935 887 \$	0.02673486	479 513 \$
39	1 646 150 \$	289 737 \$	-\$	16 000 000 \$	17 935 887 \$	0.02430442	435 921 \$
40	1 646 150 \$	289 737 \$	-\$	16 000 000 \$	17 935 887 \$	0.02209493	396 292 \$
41	1 646 150 \$	289 737 \$	-\$	16 000 000 \$	17 935 887 \$	0.0200863	360 266 \$
42	1 646 150 \$	289 737 \$	-\$	16 000 000 \$	17 935 887 \$	0.01826027	327 514 \$
43	1 646 150 \$	289 737 \$	-\$	16 000 000 \$	17 935 887 \$	0.01660025	297 740 \$
44	1 646 150 \$	289 737 \$	-\$	16 000 000 \$	17 935 887 \$	0.01509113	270 673 \$
45	1 646 150 \$	289 737 \$	-\$	16 000 000 \$	17 935 887 \$	0.01371921	246 066 \$
46	1 646 150 \$	289 737 \$	-\$	16 000 000 \$	17 935 887 \$	0.01247201	223 697 \$
47	1 646 150 \$	289 737 \$	-\$	16 000 000 \$	17 935 887 \$	0.01133819	203 361 \$
48	1 646 150 \$	289 737 \$	-\$	16 000 000 \$	17 935 887 \$	0.01030745	184 873 \$
49	1 646 150 \$	289 737 \$	-\$	16 000 000 \$	17 935 887 \$	0.00937041	168 067 \$
50	1 646 150 \$	289 737 \$	-\$	16 000 000 \$	17 935 887 \$	0.00851855	152 788 \$

196 399 609 \$

$Q_{\text{pomp \#1}} = 2200 \text{ m}^3/\text{j}$ (803 000 m^3/an) $Q_{\text{NE}} = 910 \text{ m}^3/\text{j}$ (332 150 m^3/an)

Coût total = 23 168 100 \$

t	$C_{\text{pomp \#1}} + C_{\text{ozone}}$	$C_{\text{EXP(PPR)}} + C_{\text{ozone}}$	C_{PPR}	$C_{\text{éché}}$	Somme	Actualisation	
0	1 646 150 \$	418 509 \$	632 730 \$	- \$	2 697 389 \$	1	2 697 389 \$
1	1 646 150 \$	418 509 \$	- \$	- \$	2 064 659 \$	0.90909091	1 876 963 \$
2	1 646 150 \$	418 509 \$	- \$	- \$	2 064 659 \$	0.82644628	1 706 330 \$
3	1 646 150 \$	418 509 \$	- \$	- \$	2 064 659 \$	0.7513148	1 551 209 \$
4	1 646 150 \$	418 509 \$	- \$	- \$	2 064 659 \$	0.68301346	1 410 190 \$
5	1 646 150 \$	418 509 \$	- \$	- \$	2 064 659 \$	0.62092132	1 281 991 \$
6	1 646 150 \$	418 509 \$	- \$	- \$	2 064 659 \$	0.56447393	1 165 446 \$
7	1 646 150 \$	418 509 \$	- \$	- \$	2 064 659 \$	0.51315812	1 059 497 \$
8	1 646 150 \$	418 509 \$	- \$	- \$	2 064 659 \$	0.46650738	963 179 \$
9	1 646 150 \$	418 509 \$	- \$	- \$	2 064 659 \$	0.42409762	875 617 \$
10	1 646 150 \$	418 509 \$	- \$	- \$	2 064 659 \$	0.38554329	796 015 \$
11	1 646 150 \$	418 509 \$	- \$	- \$	2 064 659 \$	0.3504939	723 650 \$
12	1 646 150 \$	418 509 \$	- \$	- \$	2 064 659 \$	0.31863082	657 864 \$
13	1 646 150 \$	418 509 \$	- \$	- \$	2 064 659 \$	0.28966438	598 058 \$
14	1 646 150 \$	418 509 \$	- \$	- \$	2 064 659 \$	0.26333125	543 689 \$
15	1 646 150 \$	418 509 \$	- \$	- \$	2 064 659 \$	0.23939205	494 263 \$
16	1 646 150 \$	418 509 \$	- \$	- \$	2 064 659 \$	0.21762914	449 330 \$
17	1 646 150 \$	418 509 \$	- \$	- \$	2 064 659 \$	0.19784467	408 482 \$
18	1 646 150 \$	418 509 \$	- \$	- \$	2 064 659 \$	0.17985879	371 347 \$
19	1 646 150 \$	418 509 \$	- \$	- \$	2 064 659 \$	0.16350799	337 588 \$
20	1 646 150 \$	418 509 \$	- \$	- \$	2 064 659 \$	0.14864363	306 898 \$
21	1 646 150 \$	418 509 \$	- \$	- \$	2 064 659 \$	0.13513057	278 999 \$
22	1 646 150 \$	418 509 \$	- \$	- \$	2 064 659 \$	0.12284597	253 635 \$
23	1 646 150 \$	418 509 \$	- \$	- \$	2 064 659 \$	0.11167816	230 577 \$
24	1 646 150 \$	418 509 \$	- \$	- \$	2 064 659 \$	0.1015256	209 616 \$
25	1 646 150 \$	418 509 \$	- \$	- \$	2 064 659 \$	0.092296	190 560 \$
26	1 646 150 \$	418 509 \$	- \$	- \$	2 064 659 \$	0.08390545	173 236 \$
27	1 646 150 \$	418 509 \$	- \$	- \$	2 064 659 \$	0.07627768	157 487 \$
28	1 646 150 \$	418 509 \$	- \$	- \$	2 064 659 \$	0.06934335	143 170 \$
29	1 646 150 \$	418 509 \$	- \$	- \$	2 064 659 \$	0.06303941	130 155 \$
30	1 646 150 \$	418 509 \$	- \$	- \$	2 064 659 \$	0.05730855	118 323 \$
31	1 646 150 \$	418 509 \$	- \$	- \$	2 064 659 \$	0.05209868	107 566 \$
32	1 646 150 \$	418 509 \$	- \$	- \$	2 064 659 \$	0.04736244	97 787 \$
33	1 646 150 \$	418 509 \$	- \$	- \$	2 064 659 \$	0.04305676	88 898 \$
34	1 646 150 \$	418 509 \$	- \$	- \$	2 064 659 \$	0.03914251	80 816 \$
35	1 646 150 \$	418 509 \$	- \$	- \$	2 064 659 \$	0.0355841	73 469 \$
36	1 646 150 \$	418 509 \$	- \$	- \$	2 064 659 \$	0.03234918	66 790 \$
37	1 646 150 \$	418 509 \$	- \$	- \$	2 064 659 \$	0.02940835	60 718 \$
38	1 646 150 \$	418 509 \$	- \$	- \$	2 064 659 \$	0.02673486	55 198 \$
39	1 646 150 \$	418 509 \$	- \$	- \$	2 064 659 \$	0.02430442	50 180 \$
40	1 646 150 \$	418 509 \$	- \$	- \$	2 064 659 \$	0.02209493	45 618 \$
41	1 646 150 \$	418 509 \$	- \$	- \$	2 064 659 \$	0.0200863	41 471 \$
42	1 646 150 \$	418 509 \$	- \$	- \$	2 064 659 \$	0.01826027	37 701 \$
43	1 646 150 \$	418 509 \$	- \$	- \$	2 064 659 \$	0.01660025	34 274 \$
44	1 646 150 \$	418 509 \$	- \$	- \$	2 064 659 \$	0.01509113	31 158 \$
45	1 646 150 \$	418 509 \$	- \$	- \$	2 064 659 \$	0.01371921	28 325 \$
46	1 646 150 \$	418 509 \$	- \$	- \$	2 064 659 \$	0.01247201	25 750 \$
47	1 646 150 \$	418 509 \$	- \$	- \$	2 064 659 \$	0.01133819	23 409 \$
48	1 646 150 \$	418 509 \$	- \$	- \$	2 064 659 \$	0.01030745	21 281 \$
49	1 646 150 \$	418 509 \$	- \$	- \$	2 064 659 \$	0.00937041	19 347 \$
50	1 646 150 \$	418 509 \$	- \$	- \$	2 064 659 \$	0.00851855	17 588 \$
							23 168 100 \$

$Q_{\text{pomp \#1}} = 2200 \text{ m}^3/\text{j}$ (803 000 m^3/an) $Q_{\text{NE}} = 885 \text{ m}^3/\text{j}$ (323 025 m^3/an)

Coût total = 23 042 612 \$

t	$C_{\text{pomp \#1}} + C_{\text{ozone}}$	$C_{\text{EXP(PPR)}} + C_{\text{ozone}}$	C_{PPR}	$C_{\text{écheq}}$	Somme	Actualisation	
0	1 646 150 \$	407 012 \$	632 730 \$	- \$	2 685 892 \$	1	2 685 892 \$
1	1 646 150 \$	407 012 \$	- \$	- \$	2 053 162 \$	0.90909091	1 866 511 \$
2	1 646 150 \$	407 012 \$	- \$	- \$	2 053 162 \$	0.82644628	1 696 828 \$
3	1 646 150 \$	407 012 \$	- \$	- \$	2 053 162 \$	0.7513148	1 542 571 \$
4	1 646 150 \$	407 012 \$	- \$	- \$	2 053 162 \$	0.68301346	1 402 337 \$
5	1 646 150 \$	407 012 \$	- \$	- \$	2 053 162 \$	0.62092132	1 274 852 \$
6	1 646 150 \$	407 012 \$	- \$	- \$	2 053 162 \$	0.56447393	1 158 956 \$
7	1 646 150 \$	407 012 \$	- \$	- \$	2 053 162 \$	0.51315812	1 053 597 \$
8	1 646 150 \$	407 012 \$	- \$	- \$	2 053 162 \$	0.46650738	957 815 \$
9	1 646 150 \$	407 012 \$	- \$	- \$	2 053 162 \$	0.42409762	870 741 \$
10	1 646 150 \$	407 012 \$	- \$	- \$	2 053 162 \$	0.38554329	791 583 \$
11	1 646 150 \$	407 012 \$	- \$	- \$	2 053 162 \$	0.3504939	719 621 \$
12	1 646 150 \$	407 012 \$	- \$	- \$	2 053 162 \$	0.31863082	654 201 \$
13	1 646 150 \$	407 012 \$	- \$	- \$	2 053 162 \$	0.28966438	594 728 \$
14	1 646 150 \$	407 012 \$	- \$	- \$	2 053 162 \$	0.26333125	540 662 \$
15	1 646 150 \$	407 012 \$	- \$	- \$	2 053 162 \$	0.23939205	491 511 \$
16	1 646 150 \$	407 012 \$	- \$	- \$	2 053 162 \$	0.21762914	446 828 \$
17	1 646 150 \$	407 012 \$	- \$	- \$	2 053 162 \$	0.19784467	406 207 \$
18	1 646 150 \$	407 012 \$	- \$	- \$	2 053 162 \$	0.17985879	369 279 \$
19	1 646 150 \$	407 012 \$	- \$	- \$	2 053 162 \$	0.16350799	335 708 \$
20	1 646 150 \$	407 012 \$	- \$	- \$	2 053 162 \$	0.14864363	305 189 \$
21	1 646 150 \$	407 012 \$	- \$	- \$	2 053 162 \$	0.13513057	277 445 \$
22	1 646 150 \$	407 012 \$	- \$	- \$	2 053 162 \$	0.12284597	252 223 \$
23	1 646 150 \$	407 012 \$	- \$	- \$	2 053 162 \$	0.11167816	229 293 \$
24	1 646 150 \$	407 012 \$	- \$	- \$	2 053 162 \$	0.1015256	208 448 \$
25	1 646 150 \$	407 012 \$	- \$	- \$	2 053 162 \$	0.092296	189 499 \$
26	1 646 150 \$	407 012 \$	- \$	- \$	2 053 162 \$	0.08390545	172 271 \$
27	1 646 150 \$	407 012 \$	- \$	- \$	2 053 162 \$	0.07627768	156 610 \$
28	1 646 150 \$	407 012 \$	- \$	- \$	2 053 162 \$	0.06934335	142 373 \$
29	1 646 150 \$	407 012 \$	- \$	- \$	2 053 162 \$	0.06303941	129 430 \$
30	1 646 150 \$	407 012 \$	- \$	- \$	2 053 162 \$	0.05730855	117 664 \$
31	1 646 150 \$	407 012 \$	- \$	- \$	2 053 162 \$	0.05209868	106 967 \$
32	1 646 150 \$	407 012 \$	- \$	- \$	2 053 162 \$	0.04736244	97 243 \$
33	1 646 150 \$	407 012 \$	- \$	- \$	2 053 162 \$	0.04305676	88 403 \$
34	1 646 150 \$	407 012 \$	- \$	- \$	2 053 162 \$	0.03914251	80 366 \$
35	1 646 150 \$	407 012 \$	- \$	- \$	2 053 162 \$	0.0355841	73 060 \$
36	1 646 150 \$	407 012 \$	- \$	- \$	2 053 162 \$	0.03234918	66 418 \$
37	1 646 150 \$	407 012 \$	- \$	- \$	2 053 162 \$	0.02940835	60 380 \$
38	1 646 150 \$	407 012 \$	- \$	- \$	2 053 162 \$	0.02673486	54 891 \$
39	1 646 150 \$	407 012 \$	- \$	- \$	2 053 162 \$	0.02430442	49 901 \$
40	1 646 150 \$	407 012 \$	- \$	- \$	2 053 162 \$	0.02209493	45 364 \$
41	1 646 150 \$	407 012 \$	- \$	- \$	2 053 162 \$	0.0200863	41 240 \$
42	1 646 150 \$	407 012 \$	- \$	- \$	2 053 162 \$	0.01826027	37 491 \$
43	1 646 150 \$	407 012 \$	- \$	- \$	2 053 162 \$	0.01660025	34 083 \$
44	1 646 150 \$	407 012 \$	- \$	- \$	2 053 162 \$	0.01509113	30 985 \$
45	1 646 150 \$	407 012 \$	- \$	- \$	2 053 162 \$	0.01371921	28 168 \$
46	1 646 150 \$	407 012 \$	- \$	- \$	2 053 162 \$	0.01247201	25 607 \$
47	1 646 150 \$	407 012 \$	- \$	- \$	2 053 162 \$	0.01133819	23 279 \$
48	1 646 150 \$	407 012 \$	- \$	- \$	2 053 162 \$	0.01030745	21 163 \$
49	1 646 150 \$	407 012 \$	- \$	- \$	2 053 162 \$	0.00937041	19 239 \$
50	1 646 150 \$	407 012 \$	- \$	- \$	2 053 162 \$	0.00851855	17 490 \$
							23 042 612 \$

Annexe G

(Calcul de la fonction objective des coûts pour le scénario #3)

$Q_{\text{pomp \#1}} = 2200 \text{ m}^3/\text{j}$ (803 000 m^3/an) $Q_{\text{NE}} = 275 \text{ m}^3/\text{j}$ (100 375 m^3/an)

Coût total = 438 302 085 \$

t	$C_{\text{pomp \#1}} + C_{\text{ozone}}$	$C_{\text{EXP(PIR)}} + C_{\text{eau}}$	C_{PIR}	$C_{\text{écheq}}$	Somme	Actualisation	
0	1 646 150 \$	75 282 \$	384 098 \$	38 400 000 \$	40 505 530 \$	1	40 505 530 \$
1	1 646 150 \$	75 282 \$	- \$	38 400 000 \$	40 121 432 \$	0.90909091	36 474 029 \$
2	1 646 150 \$	75 282 \$	- \$	38 400 000 \$	40 121 432 \$	0.82644628	33 158 208 \$
3	1 646 150 \$	75 282 \$	- \$	38 400 000 \$	40 121 432 \$	0.7513148	30 143 826 \$
4	1 646 150 \$	75 282 \$	- \$	38 400 000 \$	40 121 432 \$	0.68301346	27 403 478 \$
5	1 646 150 \$	75 282 \$	- \$	38 400 000 \$	40 121 432 \$	0.62092132	24 912 253 \$
6	1 646 150 \$	75 282 \$	- \$	38 400 000 \$	40 121 432 \$	0.56447393	22 647 502 \$
7	1 646 150 \$	75 282 \$	- \$	38 400 000 \$	40 121 432 \$	0.51315812	20 588 639 \$
8	1 646 150 \$	75 282 \$	- \$	38 400 000 \$	40 121 432 \$	0.46650738	18 716 944 \$
9	1 646 150 \$	75 282 \$	- \$	38 400 000 \$	40 121 432 \$	0.42409762	17 015 404 \$
10	1 646 150 \$	75 282 \$	- \$	38 400 000 \$	40 121 432 \$	0.38554329	15 468 549 \$
11	1 646 150 \$	75 282 \$	- \$	38 400 000 \$	40 121 432 \$	0.3504939	14 062 317 \$
12	1 646 150 \$	75 282 \$	- \$	38 400 000 \$	40 121 432 \$	0.31863082	12 783 925 \$
13	1 646 150 \$	75 282 \$	- \$	38 400 000 \$	40 121 432 \$	0.28966438	11 621 750 \$
14	1 646 150 \$	75 282 \$	- \$	38 400 000 \$	40 121 432 \$	0.26333125	10 565 227 \$
15	1 646 150 \$	75 282 \$	- \$	38 400 000 \$	40 121 432 \$	0.23939205	9 604 752 \$
16	1 646 150 \$	75 282 \$	- \$	38 400 000 \$	40 121 432 \$	0.21762914	8 731 593 \$
17	1 646 150 \$	75 282 \$	- \$	38 400 000 \$	40 121 432 \$	0.19784467	7 937 811 \$
18	1 646 150 \$	75 282 \$	- \$	38 400 000 \$	40 121 432 \$	0.17985879	7 216 192 \$
19	1 646 150 \$	75 282 \$	- \$	38 400 000 \$	40 121 432 \$	0.16350799	6 560 175 \$
20	1 646 150 \$	75 282 \$	- \$	38 400 000 \$	40 121 432 \$	0.14864363	5 963 795 \$
21	1 646 150 \$	75 282 \$	- \$	38 400 000 \$	40 121 432 \$	0.13513057	5 421 632 \$
22	1 646 150 \$	75 282 \$	- \$	38 400 000 \$	40 121 432 \$	0.12284597	4 928 756 \$
23	1 646 150 \$	75 282 \$	- \$	38 400 000 \$	40 121 432 \$	0.11167816	4 480 688 \$
24	1 646 150 \$	75 282 \$	- \$	38 400 000 \$	40 121 432 \$	0.1015256	4 073 352 \$
25	1 646 150 \$	75 282 \$	- \$	38 400 000 \$	40 121 432 \$	0.092296	3 703 048 \$
26	1 646 150 \$	75 282 \$	- \$	38 400 000 \$	40 121 432 \$	0.08390545	3 366 407 \$
27	1 646 150 \$	75 282 \$	- \$	38 400 000 \$	40 121 432 \$	0.07627768	3 060 370 \$
28	1 646 150 \$	75 282 \$	- \$	38 400 000 \$	40 121 432 \$	0.06934335	2 782 154 \$
29	1 646 150 \$	75 282 \$	- \$	38 400 000 \$	40 121 432 \$	0.06303941	2 529 231 \$
30	1 646 150 \$	75 282 \$	- \$	38 400 000 \$	40 121 432 \$	0.05730855	2 299 301 \$
31	1 646 150 \$	75 282 \$	- \$	38 400 000 \$	40 121 432 \$	0.05209868	2 090 274 \$
32	1 646 150 \$	75 282 \$	- \$	38 400 000 \$	40 121 432 \$	0.04736244	1 900 249 \$
33	1 646 150 \$	75 282 \$	- \$	38 400 000 \$	40 121 432 \$	0.04305676	1 727 499 \$
34	1 646 150 \$	75 282 \$	- \$	38 400 000 \$	40 121 432 \$	0.03914251	1 570 454 \$
35	1 646 150 \$	75 282 \$	- \$	38 400 000 \$	40 121 432 \$	0.0355841	1 427 685 \$
36	1 646 150 \$	75 282 \$	- \$	38 400 000 \$	40 121 432 \$	0.03234918	1 297 896 \$
37	1 646 150 \$	75 282 \$	- \$	38 400 000 \$	40 121 432 \$	0.02940835	1 179 905 \$
38	1 646 150 \$	75 282 \$	- \$	38 400 000 \$	40 121 432 \$	0.02673486	1 072 641 \$
39	1 646 150 \$	75 282 \$	- \$	38 400 000 \$	40 121 432 \$	0.02430442	975 128 \$
40	1 646 150 \$	75 282 \$	- \$	38 400 000 \$	40 121 432 \$	0.02209493	886 480 \$
41	1 646 150 \$	75 282 \$	- \$	38 400 000 \$	40 121 432 \$	0.0200863	805 891 \$
42	1 646 150 \$	75 282 \$	- \$	38 400 000 \$	40 121 432 \$	0.01826027	732 628 \$
43	1 646 150 \$	75 282 \$	- \$	38 400 000 \$	40 121 432 \$	0.01660025	666 026 \$
44	1 646 150 \$	75 282 \$	- \$	38 400 000 \$	40 121 432 \$	0.01509113	605 478 \$
45	1 646 150 \$	75 282 \$	- \$	38 400 000 \$	40 121 432 \$	0.01371921	550 434 \$
46	1 646 150 \$	75 282 \$	- \$	38 400 000 \$	40 121 432 \$	0.01247201	500 395 \$
47	1 646 150 \$	75 282 \$	- \$	38 400 000 \$	40 121 432 \$	0.01133819	454 904 \$
48	1 646 150 \$	75 282 \$	- \$	38 400 000 \$	40 121 432 \$	0.01030745	413 550 \$
49	1 646 150 \$	75 282 \$	- \$	38 400 000 \$	40 121 432 \$	0.00937041	375 954 \$
50	1 646 150 \$	75 282 \$	- \$	38 400 000 \$	40 121 432 \$	0.00851855	341 776 \$
							438 302 085 \$

$Q_{\text{pomp \#1}} = 2200 \text{ m}^3/\text{j}$ (803 000 m^3/an) $Q_{\text{NE}} = 330 \text{ m}^3/\text{j}$ (120 450 m^3/an)

Coût total = 403 539 012 \$

t	$C_{\text{pomp \#1}} + C_{\text{ozone}}$	$C_{\text{EXP(PIR)}} + C_{\text{eau}}$	C_{PIR}	$C_{\text{éché}}$	Somme	Actualisation	
0	1 646 150 \$	90 338 \$	384 098 \$	35 200 000 \$	37 320 586 \$	1	37 320 586 \$
1	1 646 150 \$	90 338 \$	- \$	35 200 000 \$	36 936 488 \$	0.90909091	33 578 625 \$
2	1 646 150 \$	90 338 \$	- \$	35 200 000 \$	36 936 488 \$	0.82644628	30 526 023 \$
3	1 646 150 \$	90 338 \$	- \$	35 200 000 \$	36 936 488 \$	0.7513148	27 750 930 \$
4	1 646 150 \$	90 338 \$	- \$	35 200 000 \$	36 936 488 \$	0.68301346	25 228 118 \$
5	1 646 150 \$	90 338 \$	- \$	35 200 000 \$	36 936 488 \$	0.62092132	22 934 653 \$
6	1 646 150 \$	90 338 \$	- \$	35 200 000 \$	36 936 488 \$	0.56447393	20 849 685 \$
7	1 646 150 \$	90 338 \$	- \$	35 200 000 \$	36 936 488 \$	0.51315812	18 954 259 \$
8	1 646 150 \$	90 338 \$	- \$	35 200 000 \$	36 936 488 \$	0.46650738	17 231 144 \$
9	1 646 150 \$	90 338 \$	- \$	35 200 000 \$	36 936 488 \$	0.42409762	15 664 677 \$
10	1 646 150 \$	90 338 \$	- \$	35 200 000 \$	36 936 488 \$	0.38554329	14 240 615 \$
11	1 646 150 \$	90 338 \$	- \$	35 200 000 \$	36 936 488 \$	0.3504939	12 946 014 \$
12	1 646 150 \$	90 338 \$	- \$	35 200 000 \$	36 936 488 \$	0.31863082	11 769 103 \$
13	1 646 150 \$	90 338 \$	- \$	35 200 000 \$	36 936 488 \$	0.28966438	10 699 185 \$
14	1 646 150 \$	90 338 \$	- \$	35 200 000 \$	36 936 488 \$	0.26333125	9 726 532 \$
15	1 646 150 \$	90 338 \$	- \$	35 200 000 \$	36 936 488 \$	0.23939205	8 842 302 \$
16	1 646 150 \$	90 338 \$	- \$	35 200 000 \$	36 936 488 \$	0.21762914	8 038 456 \$
17	1 646 150 \$	90 338 \$	- \$	35 200 000 \$	36 936 488 \$	0.19784467	7 307 687 \$
18	1 646 150 \$	90 338 \$	- \$	35 200 000 \$	36 936 488 \$	0.17985879	6 643 352 \$
19	1 646 150 \$	90 338 \$	- \$	35 200 000 \$	36 936 488 \$	0.16350799	6 039 411 \$
20	1 646 150 \$	90 338 \$	- \$	35 200 000 \$	36 936 488 \$	0.14864363	5 490 374 \$
21	1 646 150 \$	90 338 \$	- \$	35 200 000 \$	36 936 488 \$	0.13513057	4 991 249 \$
22	1 646 150 \$	90 338 \$	- \$	35 200 000 \$	36 936 488 \$	0.12284597	4 537 499 \$
23	1 646 150 \$	90 338 \$	- \$	35 200 000 \$	36 936 488 \$	0.11167816	4 124 999 \$
24	1 646 150 \$	90 338 \$	- \$	35 200 000 \$	36 936 488 \$	0.1015256	3 749 999 \$
25	1 646 150 \$	90 338 \$	- \$	35 200 000 \$	36 936 488 \$	0.092296	3 409 090 \$
26	1 646 150 \$	90 338 \$	- \$	35 200 000 \$	36 936 488 \$	0.08390545	3 099 173 \$
27	1 646 150 \$	90 338 \$	- \$	35 200 000 \$	36 936 488 \$	0.07627768	2 817 430 \$
28	1 646 150 \$	90 338 \$	- \$	35 200 000 \$	36 936 488 \$	0.06934335	2 561 300 \$
29	1 646 150 \$	90 338 \$	- \$	35 200 000 \$	36 936 488 \$	0.06303941	2 328 454 \$
30	1 646 150 \$	90 338 \$	- \$	35 200 000 \$	36 936 488 \$	0.05730855	2 116 777 \$
31	1 646 150 \$	90 338 \$	- \$	35 200 000 \$	36 936 488 \$	0.05209868	1 924 342 \$
32	1 646 150 \$	90 338 \$	- \$	35 200 000 \$	36 936 488 \$	0.04736244	1 749 402 \$
33	1 646 150 \$	90 338 \$	- \$	35 200 000 \$	36 936 488 \$	0.04305676	1 590 366 \$
34	1 646 150 \$	90 338 \$	- \$	35 200 000 \$	36 936 488 \$	0.03914251	1 445 787 \$
35	1 646 150 \$	90 338 \$	- \$	35 200 000 \$	36 936 488 \$	0.0355841	1 314 352 \$
36	1 646 150 \$	90 338 \$	- \$	35 200 000 \$	36 936 488 \$	0.03234918	1 194 865 \$
37	1 646 150 \$	90 338 \$	- \$	35 200 000 \$	36 936 488 \$	0.02940835	1 086 241 \$
38	1 646 150 \$	90 338 \$	- \$	35 200 000 \$	36 936 488 \$	0.02673486	987 492 \$
39	1 646 150 \$	90 338 \$	- \$	35 200 000 \$	36 936 488 \$	0.02430442	897 720 \$
40	1 646 150 \$	90 338 \$	- \$	35 200 000 \$	36 936 488 \$	0.02209493	816 109 \$
41	1 646 150 \$	90 338 \$	- \$	35 200 000 \$	36 936 488 \$	0.0200863	741 917 \$
42	1 646 150 \$	90 338 \$	- \$	35 200 000 \$	36 936 488 \$	0.01826027	674 470 \$
43	1 646 150 \$	90 338 \$	- \$	35 200 000 \$	36 936 488 \$	0.01660025	613 155 \$
44	1 646 150 \$	90 338 \$	- \$	35 200 000 \$	36 936 488 \$	0.01509113	557 413 \$
45	1 646 150 \$	90 338 \$	- \$	35 200 000 \$	36 936 488 \$	0.01371921	506 740 \$
46	1 646 150 \$	90 338 \$	- \$	35 200 000 \$	36 936 488 \$	0.01247201	460 672 \$
47	1 646 150 \$	90 338 \$	- \$	35 200 000 \$	36 936 488 \$	0.01133819	418 793 \$
48	1 646 150 \$	90 338 \$	- \$	35 200 000 \$	36 936 488 \$	0.01030745	380 721 \$
49	1 646 150 \$	90 338 \$	- \$	35 200 000 \$	36 936 488 \$	0.00937041	346 110 \$
50	1 646 150 \$	90 338 \$	- \$	35 200 000 \$	36 936 488 \$	0.00851855	314 645 \$

403 539 012 \$

$Q_{\text{pomp \#1}} = 2200 \text{ m}^3/\text{j}$ (803 000 m^3/an) $Q_{\text{NE}} = 440 \text{ m}^3/\text{j}$ (160 600 m^3/an)

Coût total = 334 012 867 \$

t	$C_{\text{pomp \#1}} + C_{\text{ozone}}$	$C_{\text{EXP(PIR)}} + C_{\text{eau}}$	C_{PIR}	$C_{\text{écheq}}$	Somme	Actualisation	
0	1 646 150 \$	120 450 \$	384 098 \$	28 800 000 \$	30 950 698 \$	1	30 950 698 \$
1	1 646 150 \$	120 450 \$	- \$	28 800 000 \$	30 566 600 \$	0.90909091	27 787 818 \$
2	1 646 150 \$	120 450 \$	- \$	28 800 000 \$	30 566 600 \$	0.82644628	25 261 653 \$
3	1 646 150 \$	120 450 \$	- \$	28 800 000 \$	30 566 600 \$	0.7513148	22 965 139 \$
4	1 646 150 \$	120 450 \$	- \$	28 800 000 \$	30 566 600 \$	0.68301346	20 877 399 \$
5	1 646 150 \$	120 450 \$	- \$	28 800 000 \$	30 566 600 \$	0.62092132	18 979 454 \$
6	1 646 150 \$	120 450 \$	- \$	28 800 000 \$	30 566 600 \$	0.56447393	17 254 049 \$
7	1 646 150 \$	120 450 \$	- \$	28 800 000 \$	30 566 600 \$	0.51315812	15 685 499 \$
8	1 646 150 \$	120 450 \$	- \$	28 800 000 \$	30 566 600 \$	0.46650738	14 259 544 \$
9	1 646 150 \$	120 450 \$	- \$	28 800 000 \$	30 566 600 \$	0.42409762	12 963 222 \$
10	1 646 150 \$	120 450 \$	- \$	28 800 000 \$	30 566 600 \$	0.38554329	11 784 748 \$
11	1 646 150 \$	120 450 \$	- \$	28 800 000 \$	30 566 600 \$	0.3504939	10 713 407 \$
12	1 646 150 \$	120 450 \$	- \$	28 800 000 \$	30 566 600 \$	0.31863082	9 739 461 \$
13	1 646 150 \$	120 450 \$	- \$	28 800 000 \$	30 566 600 \$	0.28966438	8 854 055 \$
14	1 646 150 \$	120 450 \$	- \$	28 800 000 \$	30 566 600 \$	0.26333125	8 049 141 \$
15	1 646 150 \$	120 450 \$	- \$	28 800 000 \$	30 566 600 \$	0.23939205	7 317 401 \$
16	1 646 150 \$	120 450 \$	- \$	28 800 000 \$	30 566 600 \$	0.21762914	6 652 183 \$
17	1 646 150 \$	120 450 \$	- \$	28 800 000 \$	30 566 600 \$	0.19784467	6 047 439 \$
18	1 646 150 \$	120 450 \$	- \$	28 800 000 \$	30 566 600 \$	0.17985879	5 497 672 \$
19	1 646 150 \$	120 450 \$	- \$	28 800 000 \$	30 566 600 \$	0.16350799	4 997 883 \$
20	1 646 150 \$	120 450 \$	- \$	28 800 000 \$	30 566 600 \$	0.14864363	4 543 530 \$
21	1 646 150 \$	120 450 \$	- \$	28 800 000 \$	30 566 600 \$	0.13513057	4 130 482 \$
22	1 646 150 \$	120 450 \$	- \$	28 800 000 \$	30 566 600 \$	0.12284597	3 754 984 \$
23	1 646 150 \$	120 450 \$	- \$	28 800 000 \$	30 566 600 \$	0.11167816	3 413 622 \$
24	1 646 150 \$	120 450 \$	- \$	28 800 000 \$	30 566 600 \$	0.1015256	3 103 292 \$
25	1 646 150 \$	120 450 \$	- \$	28 800 000 \$	30 566 600 \$	0.092296	2 821 175 \$
26	1 646 150 \$	120 450 \$	- \$	28 800 000 \$	30 566 600 \$	0.08390545	2 564 704 \$
27	1 646 150 \$	120 450 \$	- \$	28 800 000 \$	30 566 600 \$	0.07627768	2 331 549 \$
28	1 646 150 \$	120 450 \$	- \$	28 800 000 \$	30 566 600 \$	0.06934335	2 119 590 \$
29	1 646 150 \$	120 450 \$	- \$	28 800 000 \$	30 566 600 \$	0.06303941	1 926 900 \$
30	1 646 150 \$	120 450 \$	- \$	28 800 000 \$	30 566 600 \$	0.05730855	1 751 728 \$
31	1 646 150 \$	120 450 \$	- \$	28 800 000 \$	30 566 600 \$	0.05209868	1 592 480 \$
32	1 646 150 \$	120 450 \$	- \$	28 800 000 \$	30 566 600 \$	0.04736244	1 447 709 \$
33	1 646 150 \$	120 450 \$	- \$	28 800 000 \$	30 566 600 \$	0.04305676	1 316 099 \$
34	1 646 150 \$	120 450 \$	- \$	28 800 000 \$	30 566 600 \$	0.03914251	1 196 454 \$
35	1 646 150 \$	120 450 \$	- \$	28 800 000 \$	30 566 600 \$	0.0355841	1 087 685 \$
36	1 646 150 \$	120 450 \$	- \$	28 800 000 \$	30 566 600 \$	0.03234918	988 805 \$
37	1 646 150 \$	120 450 \$	- \$	28 800 000 \$	30 566 600 \$	0.02940835	898 913 \$
38	1 646 150 \$	120 450 \$	- \$	28 800 000 \$	30 566 600 \$	0.02673486	817 194 \$
39	1 646 150 \$	120 450 \$	- \$	28 800 000 \$	30 566 600 \$	0.02430442	742 904 \$
40	1 646 150 \$	120 450 \$	- \$	28 800 000 \$	30 566 600 \$	0.02209493	675 367 \$
41	1 646 150 \$	120 450 \$	- \$	28 800 000 \$	30 566 600 \$	0.0200863	613 970 \$
42	1 646 150 \$	120 450 \$	- \$	28 800 000 \$	30 566 600 \$	0.01826027	558 154 \$
43	1 646 150 \$	120 450 \$	- \$	28 800 000 \$	30 566 600 \$	0.01660025	507 413 \$
44	1 646 150 \$	120 450 \$	- \$	28 800 000 \$	30 566 600 \$	0.01509113	461 285 \$
45	1 646 150 \$	120 450 \$	- \$	28 800 000 \$	30 566 600 \$	0.01371921	419 350 \$
46	1 646 150 \$	120 450 \$	- \$	28 800 000 \$	30 566 600 \$	0.01247201	381 227 \$
47	1 646 150 \$	120 450 \$	- \$	28 800 000 \$	30 566 600 \$	0.01133819	346 570 \$
48	1 646 150 \$	120 450 \$	- \$	28 800 000 \$	30 566 600 \$	0.01030745	315 064 \$
49	1 646 150 \$	120 450 \$	- \$	28 800 000 \$	30 566 600 \$	0.00937041	286 421 \$
50	1 646 150 \$	120 450 \$	- \$	28 800 000 \$	30 566 600 \$	0.00851855	260 383 \$

334 012 867 \$

$Q_{\text{pomp \#1}} = 2200 \text{ m}^3/\text{j} \text{ (803 000 m}^3/\text{an)}$ $Q_{\text{NE}} = 550 \text{ m}^3/\text{j} \text{ (200 750 m}^3/\text{an)}$
Coût total = 247 023 028 \$

t	$C_{\text{pomp \#1}} + C_{\text{ozone}}$	$C_{\text{EXP(PIR)}} + C_{\text{eau}}$	C_{PIR}	$C_{\text{écheq}}$	Somme	Actualisation	
0	1 646 150 \$	150 563 \$	384 098 \$	20 800 000 \$	22 980 811 \$	1	22 980 811 \$
1	1 646 150 \$	150 563 \$	-\$	20 800 000 \$	22 596 713 \$	0.90909091	20 542 466 \$
2	1 646 150 \$	150 563 \$	-\$	20 800 000 \$	22 596 713 \$	0.82644628	18 674 969 \$
3	1 646 150 \$	150 563 \$	-\$	20 800 000 \$	22 596 713 \$	0.7513148	16 977 245 \$
4	1 646 150 \$	150 563 \$	-\$	20 800 000 \$	22 596 713 \$	0.68301346	15 433 859 \$
5	1 646 150 \$	150 563 \$	-\$	20 800 000 \$	22 596 713 \$	0.62092132	14 030 781 \$
6	1 646 150 \$	150 563 \$	-\$	20 800 000 \$	22 596 713 \$	0.56447393	12 755 255 \$
7	1 646 150 \$	150 563 \$	-\$	20 800 000 \$	22 596 713 \$	0.51315812	11 595 687 \$
8	1 646 150 \$	150 563 \$	-\$	20 800 000 \$	22 596 713 \$	0.46650738	10 541 533 \$
9	1 646 150 \$	150 563 \$	-\$	20 800 000 \$	22 596 713 \$	0.42409762	9 583 212 \$
10	1 646 150 \$	150 563 \$	-\$	20 800 000 \$	22 596 713 \$	0.38554329	8 712 011 \$
11	1 646 150 \$	150 563 \$	-\$	20 800 000 \$	22 596 713 \$	0.3504939	7 920 010 \$
12	1 646 150 \$	150 563 \$	-\$	20 800 000 \$	22 596 713 \$	0.31863082	7 200 009 \$
13	1 646 150 \$	150 563 \$	-\$	20 800 000 \$	22 596 713 \$	0.28966438	6 545 463 \$
14	1 646 150 \$	150 563 \$	-\$	20 800 000 \$	22 596 713 \$	0.26333125	5 950 421 \$
15	1 646 150 \$	150 563 \$	-\$	20 800 000 \$	22 596 713 \$	0.23939205	5 409 473 \$
16	1 646 150 \$	150 563 \$	-\$	20 800 000 \$	22 596 713 \$	0.21762914	4 917 703 \$
17	1 646 150 \$	150 563 \$	-\$	20 800 000 \$	22 596 713 \$	0.19784467	4 470 639 \$
18	1 646 150 \$	150 563 \$	-\$	20 800 000 \$	22 596 713 \$	0.17985879	4 064 217 \$
19	1 646 150 \$	150 563 \$	-\$	20 800 000 \$	22 596 713 \$	0.16350799	3 694 743 \$
20	1 646 150 \$	150 563 \$	-\$	20 800 000 \$	22 596 713 \$	0.14864363	3 358 857 \$
21	1 646 150 \$	150 563 \$	-\$	20 800 000 \$	22 596 713 \$	0.13513057	3 053 507 \$
22	1 646 150 \$	150 563 \$	-\$	20 800 000 \$	22 596 713 \$	0.12284597	2 775 915 \$
23	1 646 150 \$	150 563 \$	-\$	20 800 000 \$	22 596 713 \$	0.11167816	2 523 559 \$
24	1 646 150 \$	150 563 \$	-\$	20 800 000 \$	22 596 713 \$	0.1015256	2 294 145 \$
25	1 646 150 \$	150 563 \$	-\$	20 800 000 \$	22 596 713 \$	0.092296	2 085 586 \$
26	1 646 150 \$	150 563 \$	-\$	20 800 000 \$	22 596 713 \$	0.08390545	1 895 987 \$
27	1 646 150 \$	150 563 \$	-\$	20 800 000 \$	22 596 713 \$	0.07627768	1 723 625 \$
28	1 646 150 \$	150 563 \$	-\$	20 800 000 \$	22 596 713 \$	0.06934335	1 566 932 \$
29	1 646 150 \$	150 563 \$	-\$	20 800 000 \$	22 596 713 \$	0.06303941	1 424 483 \$
30	1 646 150 \$	150 563 \$	-\$	20 800 000 \$	22 596 713 \$	0.05730855	1 294 985 \$
31	1 646 150 \$	150 563 \$	-\$	20 800 000 \$	22 596 713 \$	0.05209868	1 177 259 \$
32	1 646 150 \$	150 563 \$	-\$	20 800 000 \$	22 596 713 \$	0.04736244	1 070 235 \$
33	1 646 150 \$	150 563 \$	-\$	20 800 000 \$	22 596 713 \$	0.04305676	972 941 \$
34	1 646 150 \$	150 563 \$	-\$	20 800 000 \$	22 596 713 \$	0.03914251	884 492 \$
35	1 646 150 \$	150 563 \$	-\$	20 800 000 \$	22 596 713 \$	0.0355841	804 084 \$
36	1 646 150 \$	150 563 \$	-\$	20 800 000 \$	22 596 713 \$	0.03234918	730 985 \$
37	1 646 150 \$	150 563 \$	-\$	20 800 000 \$	22 596 713 \$	0.02940835	664 532 \$
38	1 646 150 \$	150 563 \$	-\$	20 800 000 \$	22 596 713 \$	0.02673486	604 120 \$
39	1 646 150 \$	150 563 \$	-\$	20 800 000 \$	22 596 713 \$	0.02430442	549 200 \$
40	1 646 150 \$	150 563 \$	-\$	20 800 000 \$	22 596 713 \$	0.02209493	499 273 \$
41	1 646 150 \$	150 563 \$	-\$	20 800 000 \$	22 596 713 \$	0.0200863	453 884 \$
42	1 646 150 \$	150 563 \$	-\$	20 800 000 \$	22 596 713 \$	0.01826027	412 622 \$
43	1 646 150 \$	150 563 \$	-\$	20 800 000 \$	22 596 713 \$	0.01660025	375 111 \$
44	1 646 150 \$	150 563 \$	-\$	20 800 000 \$	22 596 713 \$	0.01509113	341 010 \$
45	1 646 150 \$	150 563 \$	-\$	20 800 000 \$	22 596 713 \$	0.01371921	310 009 \$
46	1 646 150 \$	150 563 \$	-\$	20 800 000 \$	22 596 713 \$	0.01247201	281 826 \$
47	1 646 150 \$	150 563 \$	-\$	20 800 000 \$	22 596 713 \$	0.01133819	256 206 \$
48	1 646 150 \$	150 563 \$	-\$	20 800 000 \$	22 596 713 \$	0.01030745	232 914 \$
49	1 646 150 \$	150 563 \$	-\$	20 800 000 \$	22 596 713 \$	0.00937041	211 740 \$
50	1 646 150 \$	150 563 \$	-\$	20 800 000 \$	22 596 713 \$	0.00851855	192 491 \$
							247 023 028 \$

$Q_{\text{pomp \#1}} = 2200 \text{ m}^3/\text{j}$ (803 000 m^3/an) $Q_{\text{NE}} = 605 \text{ m}^3/\text{j}$ (220 825 m^3/an)

Coût total = 229 723 659 \$

t	$C_{\text{pomp \#1}} + C_{\text{ozone}}$	$C_{\text{EXP(PIR)}} + C_{\text{eau}}$	C_{PIR}	C_{echec}	Somme	Actualisation	
0	1 646 150 \$	165 619 \$	384 098 \$	19 200 000 \$	21 395 867 \$	1	21 395 867 \$
1	1 646 150 \$	165 619 \$	- \$	19 200 000 \$	21 011 769 \$	0.90909091	19 101 608 \$
2	1 646 150 \$	165 619 \$	- \$	19 200 000 \$	21 011 769 \$	0.82644628	17 365 098 \$
3	1 646 150 \$	165 619 \$	- \$	19 200 000 \$	21 011 769 \$	0.7513148	15 786 453 \$
4	1 646 150 \$	165 619 \$	- \$	19 200 000 \$	21 011 769 \$	0.68301346	14 351 321 \$
5	1 646 150 \$	165 619 \$	- \$	19 200 000 \$	21 011 769 \$	0.62092132	13 046 655 \$
6	1 646 150 \$	165 619 \$	- \$	19 200 000 \$	21 011 769 \$	0.56447393	11 860 596 \$
7	1 646 150 \$	165 619 \$	- \$	19 200 000 \$	21 011 769 \$	0.51315812	10 782 360 \$
8	1 646 150 \$	165 619 \$	- \$	19 200 000 \$	21 011 769 \$	0.46650738	9 802 145 \$
9	1 646 150 \$	165 619 \$	- \$	19 200 000 \$	21 011 769 \$	0.42409762	8 911 041 \$
10	1 646 150 \$	165 619 \$	- \$	19 200 000 \$	21 011 769 \$	0.38554329	8 100 947 \$
11	1 646 150 \$	165 619 \$	- \$	19 200 000 \$	21 011 769 \$	0.3504939	7 364 497 \$
12	1 646 150 \$	165 619 \$	- \$	19 200 000 \$	21 011 769 \$	0.31863082	6 694 997 \$
13	1 646 150 \$	165 619 \$	- \$	19 200 000 \$	21 011 769 \$	0.28966438	6 086 361 \$
14	1 646 150 \$	165 619 \$	- \$	19 200 000 \$	21 011 769 \$	0.26333125	5 533 055 \$
15	1 646 150 \$	165 619 \$	- \$	19 200 000 \$	21 011 769 \$	0.23939205	5 030 050 \$
16	1 646 150 \$	165 619 \$	- \$	19 200 000 \$	21 011 769 \$	0.21762914	4 572 773 \$
17	1 646 150 \$	165 619 \$	- \$	19 200 000 \$	21 011 769 \$	0.19784467	4 157 066 \$
18	1 646 150 \$	165 619 \$	- \$	19 200 000 \$	21 011 769 \$	0.17985879	3 779 151 \$
19	1 646 150 \$	165 619 \$	- \$	19 200 000 \$	21 011 769 \$	0.16350799	3 435 592 \$
20	1 646 150 \$	165 619 \$	- \$	19 200 000 \$	21 011 769 \$	0.14864363	3 123 266 \$
21	1 646 150 \$	165 619 \$	- \$	19 200 000 \$	21 011 769 \$	0.13513057	2 839 332 \$
22	1 646 150 \$	165 619 \$	- \$	19 200 000 \$	21 011 769 \$	0.12284597	2 581 211 \$
23	1 646 150 \$	165 619 \$	- \$	19 200 000 \$	21 011 769 \$	0.11167816	2 346 556 \$
24	1 646 150 \$	165 619 \$	- \$	19 200 000 \$	21 011 769 \$	0.1015256	2 133 232 \$
25	1 646 150 \$	165 619 \$	- \$	19 200 000 \$	21 011 769 \$	0.092296	1 939 302 \$
26	1 646 150 \$	165 619 \$	- \$	19 200 000 \$	21 011 769 \$	0.08390545	1 763 002 \$
27	1 646 150 \$	165 619 \$	- \$	19 200 000 \$	21 011 769 \$	0.07627768	1 602 729 \$
28	1 646 150 \$	165 619 \$	- \$	19 200 000 \$	21 011 769 \$	0.06934335	1 457 026 \$
29	1 646 150 \$	165 619 \$	- \$	19 200 000 \$	21 011 769 \$	0.06303941	1 324 569 \$
30	1 646 150 \$	165 619 \$	- \$	19 200 000 \$	21 011 769 \$	0.05730855	1 204 154 \$
31	1 646 150 \$	165 619 \$	- \$	19 200 000 \$	21 011 769 \$	0.05209868	1 094 686 \$
32	1 646 150 \$	165 619 \$	- \$	19 200 000 \$	21 011 769 \$	0.04736244	995 169 \$
33	1 646 150 \$	165 619 \$	- \$	19 200 000 \$	21 011 769 \$	0.04305676	904 699 \$
34	1 646 150 \$	165 619 \$	- \$	19 200 000 \$	21 011 769 \$	0.03914251	822 453 \$
35	1 646 150 \$	165 619 \$	- \$	19 200 000 \$	21 011 769 \$	0.0355841	747 685 \$
36	1 646 150 \$	165 619 \$	- \$	19 200 000 \$	21 011 769 \$	0.03234918	679 714 \$
37	1 646 150 \$	165 619 \$	- \$	19 200 000 \$	21 011 769 \$	0.02940835	617 921 \$
38	1 646 150 \$	165 619 \$	- \$	19 200 000 \$	21 011 769 \$	0.02673486	561 747 \$
39	1 646 150 \$	165 619 \$	- \$	19 200 000 \$	21 011 769 \$	0.02430442	510 679 \$
40	1 646 150 \$	165 619 \$	- \$	19 200 000 \$	21 011 769 \$	0.02209493	464 254 \$
41	1 646 150 \$	165 619 \$	- \$	19 200 000 \$	21 011 769 \$	0.0200863	422 049 \$
42	1 646 150 \$	165 619 \$	- \$	19 200 000 \$	21 011 769 \$	0.01826027	383 681 \$
43	1 646 150 \$	165 619 \$	- \$	19 200 000 \$	21 011 769 \$	0.01660025	348 801 \$
44	1 646 150 \$	165 619 \$	- \$	19 200 000 \$	21 011 769 \$	0.01509113	317 091 \$
45	1 646 150 \$	165 619 \$	- \$	19 200 000 \$	21 011 769 \$	0.01371921	288 265 \$
46	1 646 150 \$	165 619 \$	- \$	19 200 000 \$	21 011 769 \$	0.01247201	262 059 \$
47	1 646 150 \$	165 619 \$	- \$	19 200 000 \$	21 011 769 \$	0.01133819	238 235 \$
48	1 646 150 \$	165 619 \$	- \$	19 200 000 \$	21 011 769 \$	0.01030745	216 578 \$
49	1 646 150 \$	165 619 \$	- \$	19 200 000 \$	21 011 769 \$	0.00937041	196 889 \$
50	1 646 150 \$	165 619 \$	- \$	19 200 000 \$	21 011 769 \$	0.00851855	178 990 \$
							229 723 659 \$

$Q_{\text{pomp \#1}} = 2680 \text{ m}^3/\text{j}$ (978 200 m^3/an) $Q_{\text{NE}} = 480 \text{ m}^3/\text{j}$ (175 200 m^3/an)

Coût total = 23 740 809 \$

t	$C_{\text{pomp \#1}} + C_{\text{ozone}}$	$C_{\text{EXP(PIR)}} + C_{\text{eau}}$	C_{PIR}	Céchet	Somme	Actualisation	
0	2 005 310 \$	131 400 \$	419 016 \$	- \$	2 555 726 \$	1	2 555 726 \$
1	2 005 310 \$	131 400 \$	- \$	- \$	2 136 710 \$	0.90909091	1 942 464 \$
2	2 005 310 \$	131 400 \$	- \$	- \$	2 136 710 \$	0.82644628	1 765 876 \$
3	2 005 310 \$	131 400 \$	- \$	- \$	2 136 710 \$	0.7513148	1 605 342 \$
4	2 005 310 \$	131 400 \$	- \$	- \$	2 136 710 \$	0.68301346	1 459 402 \$
5	2 005 310 \$	131 400 \$	- \$	- \$	2 136 710 \$	0.62092132	1 326 729 \$
6	2 005 310 \$	131 400 \$	- \$	- \$	2 136 710 \$	0.56447393	1 206 117 \$
7	2 005 310 \$	131 400 \$	- \$	- \$	2 136 710 \$	0.51315812	1 096 470 \$
8	2 005 310 \$	131 400 \$	- \$	- \$	2 136 710 \$	0.46650738	996 791 \$
9	2 005 310 \$	131 400 \$	- \$	- \$	2 136 710 \$	0.42409762	906 174 \$
10	2 005 310 \$	131 400 \$	- \$	- \$	2 136 710 \$	0.38554329	823 794 \$
11	2 005 310 \$	131 400 \$	- \$	- \$	2 136 710 \$	0.3504939	748 904 \$
12	2 005 310 \$	131 400 \$	- \$	- \$	2 136 710 \$	0.31863082	680 822 \$
13	2 005 310 \$	131 400 \$	- \$	- \$	2 136 710 \$	0.28966438	618 929 \$
14	2 005 310 \$	131 400 \$	- \$	- \$	2 136 710 \$	0.26333125	562 663 \$
15	2 005 310 \$	131 400 \$	- \$	- \$	2 136 710 \$	0.23939205	511 511 \$
16	2 005 310 \$	131 400 \$	- \$	- \$	2 136 710 \$	0.21762914	465 010 \$
17	2 005 310 \$	131 400 \$	- \$	- \$	2 136 710 \$	0.19784467	422 737 \$
18	2 005 310 \$	131 400 \$	- \$	- \$	2 136 710 \$	0.17985879	384 306 \$
19	2 005 310 \$	131 400 \$	- \$	- \$	2 136 710 \$	0.16350799	349 369 \$
20	2 005 310 \$	131 400 \$	- \$	- \$	2 136 710 \$	0.14864363	317 608 \$
21	2 005 310 \$	131 400 \$	- \$	- \$	2 136 710 \$	0.13513057	288 735 \$
22	2 005 310 \$	131 400 \$	- \$	- \$	2 136 710 \$	0.12284597	262 486 \$
23	2 005 310 \$	131 400 \$	- \$	- \$	2 136 710 \$	0.11167816	238 624 \$
24	2 005 310 \$	131 400 \$	- \$	- \$	2 136 710 \$	0.1015256	216 931 \$
25	2 005 310 \$	131 400 \$	- \$	- \$	2 136 710 \$	0.092296	197 210 \$
26	2 005 310 \$	131 400 \$	- \$	- \$	2 136 710 \$	0.08390545	179 282 \$
27	2 005 310 \$	131 400 \$	- \$	- \$	2 136 710 \$	0.07627768	162 983 \$
28	2 005 310 \$	131 400 \$	- \$	- \$	2 136 710 \$	0.06934335	148 167 \$
29	2 005 310 \$	131 400 \$	- \$	- \$	2 136 710 \$	0.06303941	134 697 \$
30	2 005 310 \$	131 400 \$	- \$	- \$	2 136 710 \$	0.05730855	122 452 \$
31	2 005 310 \$	131 400 \$	- \$	- \$	2 136 710 \$	0.05209868	111 320 \$
32	2 005 310 \$	131 400 \$	- \$	- \$	2 136 710 \$	0.04736244	101 200 \$
33	2 005 310 \$	131 400 \$	- \$	- \$	2 136 710 \$	0.04305676	92 000 \$
34	2 005 310 \$	131 400 \$	- \$	- \$	2 136 710 \$	0.03914251	83 636 \$
35	2 005 310 \$	131 400 \$	- \$	- \$	2 136 710 \$	0.0355841	76 033 \$
36	2 005 310 \$	131 400 \$	- \$	- \$	2 136 710 \$	0.03234918	69 121 \$
37	2 005 310 \$	131 400 \$	- \$	- \$	2 136 710 \$	0.02940835	62 837 \$
38	2 005 310 \$	131 400 \$	- \$	- \$	2 136 710 \$	0.02673486	57 125 \$
39	2 005 310 \$	131 400 \$	- \$	- \$	2 136 710 \$	0.02430442	51 931 \$
40	2 005 310 \$	131 400 \$	- \$	- \$	2 136 710 \$	0.02209493	47 210 \$
41	2 005 310 \$	131 400 \$	- \$	- \$	2 136 710 \$	0.0200863	42 919 \$
42	2 005 310 \$	131 400 \$	- \$	- \$	2 136 710 \$	0.01826027	39 017 \$
43	2 005 310 \$	131 400 \$	- \$	- \$	2 136 710 \$	0.01660025	35 470 \$
44	2 005 310 \$	131 400 \$	- \$	- \$	2 136 710 \$	0.01509113	32 245 \$
45	2 005 310 \$	131 400 \$	- \$	- \$	2 136 710 \$	0.01371921	29 314 \$
46	2 005 310 \$	131 400 \$	- \$	- \$	2 136 710 \$	0.01247201	26 649 \$
47	2 005 310 \$	131 400 \$	- \$	- \$	2 136 710 \$	0.01133819	24 226 \$
48	2 005 310 \$	131 400 \$	- \$	- \$	2 136 710 \$	0.01030745	22 024 \$
49	2 005 310 \$	131 400 \$	- \$	- \$	2 136 710 \$	0.00937041	20 022 \$
50	2 005 310 \$	131 400 \$	- \$	- \$	2 136 710 \$	0.00851855	18 202 \$
							23 740 809 \$

Annexe H

(Calcul de la fonction objective des coûts pour le scénario #4)

$Q_{\text{pomp \#1}} = 2200 \text{ m}^3/\text{j}$ (803 000 m^3/an) $Q_{\text{NE}} = 420 \text{ m}^3/\text{j}$ (153 300 m^3/an)

$Q_{\text{SE}} = 480 \text{ m}^3/\text{j}$ (175 200 m^3/an)

Coût total =

20 054 809 \$

t	$C_{\text{pomp \#1}} + C_{\text{ozone}}$	$C_{\text{EXP(PFR)}}$	C_{PFR}	$C_{\text{EXP(PAR)}}$	C_{PAR}	$C_{\text{élect}}$	Somme	Actualisation	
0	1 646 150 \$	38 325 \$	419 016 \$	77 088 \$	408 660 \$	- \$	2 589 239 \$	1	2 589 239 \$
1	1 646 150 \$	38 325 \$	- \$	77 088 \$	- \$	- \$	1 761 563 \$	0.90909091	1 601 421 \$
2	1 646 150 \$	38 325 \$	- \$	77 088 \$	- \$	- \$	1 761 563 \$	0.82644628	1 455 837 \$
3	1 646 150 \$	38 325 \$	- \$	77 088 \$	- \$	- \$	1 761 563 \$	0.7513148	1 323 488 \$
4	1 646 150 \$	38 325 \$	- \$	77 088 \$	- \$	- \$	1 761 563 \$	0.68301346	1 203 171 \$
5	1 646 150 \$	38 325 \$	- \$	77 088 \$	- \$	- \$	1 761 563 \$	0.62092132	1 093 792 \$
6	1 646 150 \$	38 325 \$	- \$	77 088 \$	- \$	- \$	1 761 563 \$	0.56447393	994 356 \$
7	1 646 150 \$	38 325 \$	- \$	77 088 \$	- \$	- \$	1 761 563 \$	0.51315812	903 960 \$
8	1 646 150 \$	38 325 \$	- \$	77 088 \$	- \$	- \$	1 761 563 \$	0.46650738	821 782 \$
9	1 646 150 \$	38 325 \$	- \$	77 088 \$	- \$	- \$	1 761 563 \$	0.42409762	747 075 \$
10	1 646 150 \$	38 325 \$	- \$	77 088 \$	- \$	- \$	1 761 563 \$	0.38554329	679 159 \$
11	1 646 150 \$	38 325 \$	- \$	77 088 \$	- \$	- \$	1 761 563 \$	0.3504939	617 417 \$
12	1 646 150 \$	38 325 \$	- \$	77 088 \$	- \$	- \$	1 761 563 \$	0.31863082	561 288 \$
13	1 646 150 \$	38 325 \$	- \$	77 088 \$	- \$	- \$	1 761 563 \$	0.28966438	510 262 \$
14	1 646 150 \$	38 325 \$	- \$	77 088 \$	- \$	- \$	1 761 563 \$	0.26333125	463 875 \$
15	1 646 150 \$	38 325 \$	- \$	77 088 \$	- \$	- \$	1 761 563 \$	0.23939205	421 704 \$
16	1 646 150 \$	38 325 \$	- \$	77 088 \$	- \$	- \$	1 761 563 \$	0.21762914	383 367 \$
17	1 646 150 \$	38 325 \$	- \$	77 088 \$	- \$	- \$	1 761 563 \$	0.19784467	348 516 \$
18	1 646 150 \$	38 325 \$	- \$	77 088 \$	- \$	- \$	1 761 563 \$	0.17985879	316 833 \$
19	1 646 150 \$	38 325 \$	- \$	77 088 \$	- \$	- \$	1 761 563 \$	0.16350799	288 030 \$
20	1 646 150 \$	38 325 \$	- \$	77 088 \$	- \$	- \$	1 761 563 \$	0.14864363	261 845 \$
21	1 646 150 \$	38 325 \$	- \$	77 088 \$	- \$	- \$	1 761 563 \$	0.13513057	238 041 \$
22	1 646 150 \$	38 325 \$	- \$	77 088 \$	- \$	- \$	1 761 563 \$	0.12284597	216 401 \$
23	1 646 150 \$	38 325 \$	- \$	77 088 \$	- \$	- \$	1 761 563 \$	0.11167816	196 728 \$
24	1 646 150 \$	38 325 \$	- \$	77 088 \$	- \$	- \$	1 761 563 \$	0.1015256	178 844 \$
25	1 646 150 \$	38 325 \$	- \$	77 088 \$	- \$	- \$	1 761 563 \$	0.092296	162 585 \$
26	1 646 150 \$	38 325 \$	- \$	77 088 \$	- \$	- \$	1 761 563 \$	0.08390545	147 805 \$
27	1 646 150 \$	38 325 \$	- \$	77 088 \$	- \$	- \$	1 761 563 \$	0.07627768	134 368 \$
28	1 646 150 \$	38 325 \$	- \$	77 088 \$	- \$	- \$	1 761 563 \$	0.06934335	122 153 \$
29	1 646 150 \$	38 325 \$	- \$	77 088 \$	- \$	- \$	1 761 563 \$	0.06303941	111 048 \$
30	1 646 150 \$	38 325 \$	- \$	77 088 \$	- \$	- \$	1 761 563 \$	0.05730855	100 953 \$
31	1 646 150 \$	38 325 \$	- \$	77 088 \$	- \$	- \$	1 761 563 \$	0.05209868	91 775 \$
32	1 646 150 \$	38 325 \$	- \$	77 088 \$	- \$	- \$	1 761 563 \$	0.04736244	83 432 \$
33	1 646 150 \$	38 325 \$	- \$	77 088 \$	- \$	- \$	1 761 563 \$	0.04305676	75 847 \$
34	1 646 150 \$	38 325 \$	- \$	77 088 \$	- \$	- \$	1 761 563 \$	0.03914251	68 952 \$
35	1 646 150 \$	38 325 \$	- \$	77 088 \$	- \$	- \$	1 761 563 \$	0.0355841	62 684 \$
36	1 646 150 \$	38 325 \$	- \$	77 088 \$	- \$	- \$	1 761 563 \$	0.03234918	56 985 \$
37	1 646 150 \$	38 325 \$	- \$	77 088 \$	- \$	- \$	1 761 563 \$	0.02940835	51 805 \$
38	1 646 150 \$	38 325 \$	- \$	77 088 \$	- \$	- \$	1 761 563 \$	0.02673486	47 095 \$
39	1 646 150 \$	38 325 \$	- \$	77 088 \$	- \$	- \$	1 761 563 \$	0.02430442	42 814 \$
40	1 646 150 \$	38 325 \$	- \$	77 088 \$	- \$	- \$	1 761 563 \$	0.02209493	38 922 \$
41	1 646 150 \$	38 325 \$	- \$	77 088 \$	- \$	- \$	1 761 563 \$	0.0200863	35 383 \$
42	1 646 150 \$	38 325 \$	- \$	77 088 \$	- \$	- \$	1 761 563 \$	0.01826027	32 167 \$
43	1 646 150 \$	38 325 \$	- \$	77 088 \$	- \$	- \$	1 761 563 \$	0.01660025	29 242 \$
44	1 646 150 \$	38 325 \$	- \$	77 088 \$	- \$	- \$	1 761 563 \$	0.01509113	26 584 \$
45	1 646 150 \$	38 325 \$	- \$	77 088 \$	- \$	- \$	1 761 563 \$	0.01371921	24 167 \$
46	1 646 150 \$	38 325 \$	- \$	77 088 \$	- \$	- \$	1 761 563 \$	0.01247201	21 970 \$
47	1 646 150 \$	38 325 \$	- \$	77 088 \$	- \$	- \$	1 761 563 \$	0.01133819	19 973 \$
48	1 646 150 \$	38 325 \$	- \$	77 088 \$	- \$	- \$	1 761 563 \$	0.01030745	18 157 \$
49	1 646 150 \$	38 325 \$	- \$	77 088 \$	- \$	- \$	1 761 563 \$	0.00937041	16 507 \$
50	1 646 150 \$	38 325 \$	- \$	77 088 \$	- \$	- \$	1 761 563 \$	0.00851855	15 006 \$
									20 054 809 \$

$Q_{\text{pomp \#1}} = 2200 \text{ m}^3/\text{j}$ (803 000 m^3/an) $Q_{\text{NE}} = 360 \text{ m}^3/\text{j}$ (131 400 m^3/an)

$Q_{\text{SE}} = 420 \text{ m}^3/\text{j}$ (153 300 m^3/an)

Coût total =

19 889 876 \$

t	$C_{\text{pomp \#1}} + C_{\text{ozone}}$	C_{EXPPAR}	C_{PPR}	C_{EXPPAR}	C_{PAR}	$C_{\text{échéé}}$	Somme	Actualisation	
0	1 646 150 \$	32 850 \$	419 016 \$	67 452 \$	408 660 \$	- \$	2 574 128 \$	1	2 574 128 \$
1	1 646 150 \$	32 850 \$	- \$	67 452 \$	- \$	- \$	1 746 452 \$	0.90909091	1 587 684 \$
2	1 646 150 \$	32 850 \$	- \$	67 452 \$	- \$	- \$	1 746 452 \$	0.82644628	1 443 349 \$
3	1 646 150 \$	32 850 \$	- \$	67 452 \$	- \$	- \$	1 746 452 \$	0.7513148	1 312 135 \$
4	1 646 150 \$	32 850 \$	- \$	67 452 \$	- \$	- \$	1 746 452 \$	0.68301346	1 192 850 \$
5	1 646 150 \$	32 850 \$	- \$	67 452 \$	- \$	- \$	1 746 452 \$	0.62092132	1 084 409 \$
6	1 646 150 \$	32 850 \$	- \$	67 452 \$	- \$	- \$	1 746 452 \$	0.56447393	985 827 \$
7	1 646 150 \$	32 850 \$	- \$	67 452 \$	- \$	- \$	1 746 452 \$	0.51315812	896 206 \$
8	1 646 150 \$	32 850 \$	- \$	67 452 \$	- \$	- \$	1 746 452 \$	0.46650738	814 733 \$
9	1 646 150 \$	32 850 \$	- \$	67 452 \$	- \$	- \$	1 746 452 \$	0.42409762	740 666 \$
10	1 646 150 \$	32 850 \$	- \$	67 452 \$	- \$	- \$	1 746 452 \$	0.38554329	673 333 \$
11	1 646 150 \$	32 850 \$	- \$	67 452 \$	- \$	- \$	1 746 452 \$	0.3504939	612 121 \$
12	1 646 150 \$	32 850 \$	- \$	67 452 \$	- \$	- \$	1 746 452 \$	0.31863082	556 473 \$
13	1 646 150 \$	32 850 \$	- \$	67 452 \$	- \$	- \$	1 746 452 \$	0.28966438	505 885 \$
14	1 646 150 \$	32 850 \$	- \$	67 452 \$	- \$	- \$	1 746 452 \$	0.26333125	459 895 \$
15	1 646 150 \$	32 850 \$	- \$	67 452 \$	- \$	- \$	1 746 452 \$	0.23939205	418 087 \$
16	1 646 150 \$	32 850 \$	- \$	67 452 \$	- \$	- \$	1 746 452 \$	0.21762914	380 079 \$
17	1 646 150 \$	32 850 \$	- \$	67 452 \$	- \$	- \$	1 746 452 \$	0.19784467	345 526 \$
18	1 646 150 \$	32 850 \$	- \$	67 452 \$	- \$	- \$	1 746 452 \$	0.17985879	314 115 \$
19	1 646 150 \$	32 850 \$	- \$	67 452 \$	- \$	- \$	1 746 452 \$	0.16350799	285 559 \$
20	1 646 150 \$	32 850 \$	- \$	67 452 \$	- \$	- \$	1 746 452 \$	0.14864363	259 599 \$
21	1 646 150 \$	32 850 \$	- \$	67 452 \$	- \$	- \$	1 746 452 \$	0.13513057	235 999 \$
22	1 646 150 \$	32 850 \$	- \$	67 452 \$	- \$	- \$	1 746 452 \$	0.12284597	214 545 \$
23	1 646 150 \$	32 850 \$	- \$	67 452 \$	- \$	- \$	1 746 452 \$	0.11167816	195 041 \$
24	1 646 150 \$	32 850 \$	- \$	67 452 \$	- \$	- \$	1 746 452 \$	0.1015256	177 310 \$
25	1 646 150 \$	32 850 \$	- \$	67 452 \$	- \$	- \$	1 746 452 \$	0.092296	161 191 \$
26	1 646 150 \$	32 850 \$	- \$	67 452 \$	- \$	- \$	1 746 452 \$	0.08390545	146 537 \$
27	1 646 150 \$	32 850 \$	- \$	67 452 \$	- \$	- \$	1 746 452 \$	0.07627768	133 215 \$
28	1 646 150 \$	32 850 \$	- \$	67 452 \$	- \$	- \$	1 746 452 \$	0.06934335	121 105 \$
29	1 646 150 \$	32 850 \$	- \$	67 452 \$	- \$	- \$	1 746 452 \$	0.06303941	110 095 \$
30	1 646 150 \$	32 850 \$	- \$	67 452 \$	- \$	- \$	1 746 452 \$	0.05730855	100 087 \$
31	1 646 150 \$	32 850 \$	- \$	67 452 \$	- \$	- \$	1 746 452 \$	0.05209868	90 988 \$
32	1 646 150 \$	32 850 \$	- \$	67 452 \$	- \$	- \$	1 746 452 \$	0.04736244	82 716 \$
33	1 646 150 \$	32 850 \$	- \$	67 452 \$	- \$	- \$	1 746 452 \$	0.04305676	75 197 \$
34	1 646 150 \$	32 850 \$	- \$	67 452 \$	- \$	- \$	1 746 452 \$	0.03914251	68 361 \$
35	1 646 150 \$	32 850 \$	- \$	67 452 \$	- \$	- \$	1 746 452 \$	0.0355841	62 146 \$
36	1 646 150 \$	32 850 \$	- \$	67 452 \$	- \$	- \$	1 746 452 \$	0.03234918	56 496 \$
37	1 646 150 \$	32 850 \$	- \$	67 452 \$	- \$	- \$	1 746 452 \$	0.02940835	51 360 \$
38	1 646 150 \$	32 850 \$	- \$	67 452 \$	- \$	- \$	1 746 452 \$	0.02673486	46 691 \$
39	1 646 150 \$	32 850 \$	- \$	67 452 \$	- \$	- \$	1 746 452 \$	0.02430442	42 447 \$
40	1 646 150 \$	32 850 \$	- \$	67 452 \$	- \$	- \$	1 746 452 \$	0.02209493	38 588 \$
41	1 646 150 \$	32 850 \$	- \$	67 452 \$	- \$	- \$	1 746 452 \$	0.0200863	35 080 \$
42	1 646 150 \$	32 850 \$	- \$	67 452 \$	- \$	- \$	1 746 452 \$	0.01828027	31 891 \$
43	1 646 150 \$	32 850 \$	- \$	67 452 \$	- \$	- \$	1 746 452 \$	0.01660025	28 992 \$
44	1 646 150 \$	32 850 \$	- \$	67 452 \$	- \$	- \$	1 746 452 \$	0.01509113	26 356 \$
45	1 646 150 \$	32 850 \$	- \$	67 452 \$	- \$	- \$	1 746 452 \$	0.01371921	23 960 \$
46	1 646 150 \$	32 850 \$	- \$	67 452 \$	- \$	- \$	1 746 452 \$	0.01247201	21 782 \$
47	1 646 150 \$	32 850 \$	- \$	67 452 \$	- \$	- \$	1 746 452 \$	0.01133819	19 802 \$
48	1 646 150 \$	32 850 \$	- \$	67 452 \$	- \$	- \$	1 746 452 \$	0.01030745	18 001 \$
49	1 646 150 \$	32 850 \$	- \$	67 452 \$	- \$	- \$	1 746 452 \$	0.00937041	16 365 \$
50	1 646 150 \$	32 850 \$	- \$	67 452 \$	- \$	- \$	1 746 452 \$	0.00851855	14 877 \$

19 889 876 \$

BIBLIOGRAPHIE

- AMTEC ENGINEERING inc. 1994.** Tecplot interactive data visualization for scientists and engineers: Version 6. user's manual. Bellevue, WA, États-Unis. Pagination multiple.
- BAGCHI, A. 1990.** Design, construction, and monitoring of sanitary landfill. John Wiley & sons, 284 p.
- BÉRIAULT, A., et Simard, G. 1978** « Carte hydrogéologique de l'île de Montréal et des îles Perrot et Bizard». Québec: Ministère de l'Énergie et des Ressources (Service des eaux souterraines), Carte O-43.
- BINETTE, R. 1995.** Ministère de l'environnement et de la faune, communication personnelle téléphonique.
- BLAIS, C. 1996.** «Caractérisation de l'écoulement au Centre de Tri et d'Élimination de la ville de Montréal». Mémoire de maîtrise. Institut National de Recherche Scientifique, INRS-Géoressources. 250 p.
- BODINEAU, R. 1994.** «Étude comparative des alternatives de captage». Par: Le groupe AXOR. Pour: Ville de Montréal, Centre de Tri et D'élimination des Déchets. N/Réf.: 771-211
- EHRIG, H.J., 1989.** «Water and element balances of landfills» Lectures notes in earth sciences. The landfill P. Baccini editor, Springer-Verlag-press, 175 fifth avenue, New york, NY 100910, pp. 83-115.
- Environmental Protection Agency. 1982.** Handbook for remedial action at a waste disposal sites EPA-625/6-82-006, Cincinnati, Ohio.
- FETTER, C. W. 1992.** Contaminant hydrogeology. New York: Macmillan publishing company. ISBN 0-02-337135-8. 458 p.
- FINDIKAKIS, A. N., and Leckie, J. O. 1979.** «Numerical simulation of gas flow in sanitary landfills». Journal of environmental engineering, ASCE, vol. 115, no. 5, pp. 927-945.
- FREEZE, R. A., James, B., Massmann, J., Sperling, T., and Smith, L. 1992.** «Hydrogeological decision analysis: 4. The concept of data worth and its use in the development of site investigation strategies». Ground water, vol. 30, no. 4, p. 574-588.
- FREEZE, R. A., Massmann, J., Smith, L., Sperling, T., and James, B. 1990.** «Hydrogeological decision analysis: 1. A framework». Ground water, vol. 28, no. 5, p.738-766.
- FREEZE, R.A. et Cherry, J.A. 1979.** Groundwater, New-Jersey: Prentice-Hall, 604 p.
- FUNGAROLI, A.A., and Steiner, R.L. 1979.** «Investigation of sanitary landfill behavior». Final report: USEPA Report EPA-600/2-79-053.
- GAZETTE OFFICIELLE DU QUÉBEC. 1978.** «Règlement sur les déchets solides».
- Géophysique GPR international inc. (GPR). 1990.** «Programme d'exploration géotechnique, géophysique et hydrogéologique en périphérie du C.T.E.D.». Contrat #7452, M-89001. 143 p. + annexes.

HAITJEMA, H. M. 1991. «Ground water hydraulics considerations regarding landfills». Water resources bulletin, vol. 27, no. 5, p.791-796.

HAM, R. 1979. «Recovery processing and utilization of gas from sanitary landfills» EPA 600/2-79-001

JAMES, B. R., and Gorelick, S. M. 1994. «When enough is enough: The worth of monitoring data in aquifer remediation design». Water resources research, vol. 30, no. 12. p.3499-3513.

JAVENDEL, I., and Tsang, C.F., 1987. «Capture-zone type curve: a tool for aquifer cleanup». Ground water, vol. 24, no. 5, pp. 616-625.

KOERNER, R.M. 1990. Designing with geosynthetics, 2nd edition, Prentice Hall, Englewood Cliffs, N. J., 652 p.

LEPAGE, N. 1996. «Modélisation tridimensionnelle régionale et locale de l'écoulement de l'eau souterraine sur l'île de Montréal et au C.T.E.D. de la ville de Montréal». Mémoire de maîtrise, INRS-Géoresources. 354 p.

LU, J. C. S., Morrison, R. D., and Stearns, R. J. 1981. «Leachate production and management from municipal landfills: summary and assesment.» Land disposal: Municipal solid waste- Proceedings of the 7th annual symposium, EPA-600/9-81-002a, pp. 1-17.

MARSILY, G., de. 1986. Quantitative hydrogeology, London: Academic Press, 440 p.

MASSMANN, J., Freeze, J., Smith, L., Sperling, T., and James, B. 1991. «Hydrogeological decision analysis: 2. Applications to ground-water contamination». Ground water, vol. 29, no. 4, pp. 536-548.

McDONALD. M.G., et Harbaugh, A.W. 1988. A modular three-dimensional finite-difference ground-water flow model. USGS: Techniques of water-resources investigations 06-A1, 576 p.

McGINLEY, P. M., and Kmet, P. 1984. «Formation, characteristics, treatment and disposal of leachate from municipal solid waste landfills». Special report. Wisconsin department of natural ressources, Madison, Wis, august.

Ministère de l'Environnement et de la Faune, Gouvernement du Québec. 1992. Refonte du règlement sur les déchets solides. Version de septembre 1992.

Ministère de l'Environnement et de la Faune, Gouvernement du Québec. 1993. «État de l'environnement du Québec».

Ministère de l'Environnement et de la Faune, Gouvernement du Québec. 1994a. «Proposition de la refonte du règlement sur les déchets solides. Version de mars 1994. 30 p.

Ministère de l'Environnement et de la Faune, Gouvernement du Québec. 1994b. «Évaluation des lieux d'enfouissements sanitaires du C.T.E.D. et de Rivière-des-Prairies». Par: Daniel Leblanc, ing., 25 p. + annexes.

Ministère de l'Environnement et de la Faune, Gouvernement du Québec. 1996. «La gestion des matières résiduelles dans la région de Montréal». Bibliothèque national du Canada. ISBN 2-550-25626-3. 9 p.

- NASTEV, M. 1995.** «Modeling of landfill gas generation and its migration in wastes and in geological formations». Proposition de sujet de recherche pour un doctorat. Pour le GREGI. 73 p.
- OWEIS, I. S., and Khera, R. 1986.** «Criteria for geotechnical construction of sanitary landfills». International symposium on environmental geotechnology, Allentown, PA, pp. 206-222.
- OWEIS, I. S., Smith, D. A., Ellwood, R. B., and Greene, D. S. 1990.** «Hydraulic characteristics of municipal refuse». Journal of geotechnical engineering, vol. 116, no. 4, pp. 539- 553.
- POHLAND, F.G. et Harper, S.R. 1985.** «Critical review and summary of leachate and gaz production from landfills». Office of research and development U.S. environmental protection agency, Cincinnati, Ohio 45268. EPA/600/2-86/073.
- POLLOCK, D.W. 1989.** Documentation of computer programs to compute and display pathlines using results from the U.S. Geological survey modular three-dimensional finite-difference ground-water flow model. U.S. Geological Survey, Open-file Report 89-381, 188 p.
- POULIN, M. 1979.** «Étude hydrogéologique au site d'enfouissement sanitaire de la carrière Miron de Montréal, Québec». Projet: FFG 79002, Rapport: 360. Par: Foratek International inc.
- POULIN, M. et Lauzon, J-M. 1995.** «Contrôle par pompage de la contamination des eaux souterraines au site d'enfouissement sanitaire cook à Aymer, Québec». Pour: Golder associés ltée, Pointe-Claire. 17 p.
- PRUESS, K. 1987.** « TOUGH user's guide». University of California, Berkeley. 78 p.
- PRUESS, K. 1991.** «TOUGH2--- A general-purpose numerical simulator for multiphase fluid and heat flow». University of California, Berkeley. 102 p.
- REITZEL, S., Faquhar, G., and McBean, E. 1992.** «Temporal characterization of municipal solid waste leachate». Canadian journal of civil engineering. no. 19, pp. 668-679.
- ROBINSON, H. D., and Maris, P. J. 1979.** «Leachate from domestic waste: generation, composition and treatment- a review». Technical report no.108, Water research center, Stevenage, United Kingdom.
- ROBINSON, H. D., Barber, C., and Maris, P. J. 1982.** «Generation and treatment of leachate from domestic wastes in landfills». Water pollution control, vol. 81,no. 4, pp. 465-478.
- ROUILLARD, R., et Bodineau, R. 1995.** «Systèmes de collecte et de traitement des eaux de ruissellement et de lixiviation du CTED, rapport sur l'analyse des débits». Par: Le groupe AXOR. Pour: Ville de Montréal, Centre de Tri et D'élimination des Déchets. N/Réf.: 771-213
- SHAFER, J. M. 1984.** «Determining optimum pumping rates for creation of hydraulic barriers to ground water pollutant migration». The fourth national symposium and exposition on aquifer restoration and ground water monitoring. The Facett center, Columbus, Ohio. pp. 50- 64.
- SIMARD, G. 1993.** «Transfert environnement». Conférence présentée à Montréal le 2 et 3 décembre.
- SPERLING, T., Freeze, R. A., Massmann, J., Smith, L., and James, B. 1992.** «Hydrogeological decision analysis: 3. Application to design of a ground-water control system at an open pit». Ground water, vol. 30, no. 3, p. 376-389.

TCHOBANOUGLOUS, G., Theisen, H., Vigil, S. 1993. Integrated solid waste management, engineering principles and management issues. McGraw Hill, ISBN 0-07-063237-5, 978 p.

THERRIEN, R., et Sudicky, E.A. 1995. « Three-dimensional analysis of variably-saturated flow and solute transport in discretely-fractured porous media ». En révision pour: Journal of Contaminant hydrology, Juillet 1995, 68 p.

TREMBLAY, F. 1983. «Miron: Étude hydrogéologique de la zone 3 au site d'enfouissement sanitaire, Montréal (Québec)». Par: Foratek international inc. Rapport no. 602, projet no. FFG 83032.

VERGE, M.J. 1987. «Étude hydrogéologique pour la carrière Miron». Par: Hydrogéo Canada inc. Dossier: 54896.

VILLE DE MONTRÉAL. 1991. «Le défi déchets- un défi d'avenir». Énoncé d'orientation.

WRIGHT, P., et Sarrailh, J. 1983. «Essais d'injection d'eau dans le rocher de la carrière Miron (Zone #3)». Par: Compagnie National de forage et Sondage (Lavalin). Rapport: N-745 (44173).

BIBLIOGRAPHIE **(pas citée dans le texte)**

AHLFELD, D. P. 1990. «Two-stage ground water remediation design». Journal of water resources planning and management, vol. 116, no. 4, pp. 517- 529.

AHLFELD, D. P., and Sawyer, C. S. 1990. «Well location in capture zone design using simulation and optimization techniques». Ground water, vol. 28, no. 4, pp. 507- 512.

AHLFELD, D. P., Mulvey, J. M., Pinder, G. F. 1988. «Contaminated groundwater remediation design usign simulation, optimization, and sensitivity theory. 2. Analysis of a field site». Water resources research, vol. 24, no. 3, pp. 443- 452.

AHLFELD, D. P., Mulvey, J. M., Pinder, G. F., and Wood, E. F. 1988. «Contaminated groundwater remediation design usign simulation, optimization, and sensitivity theory. 1. Model development». Water resources research, vol. 24, no. 3, pp. 431- 441.

AHMED, S., Khanbilvardi, R. M., Fillos, J., and Gleason, P. J. 1992. «Two-dimensional leachate estimation through landfills». Journal of hydraulic engineering, vol. 118, no. 2, pp. 306-322.

ANDRICEVIC, R., and Kitanidis, P. K. 1990. «Optimization of the pumping schedule in aquifer remediation under uncertainty». Water resources research, vol. 26, no. 5, pp. 875-885.

ARAL, M. M. 1989. «Waste stabilisation in multilayer aquifers by optimal hydraulic control». Ground water, vol. 27, no. 4, pp. 517-523.

ATWOOD, D. F., and Gorelick, S. M. 1985. «Optimal hydraulic containment of contaminated ground water». Proceedings of the fifth national symposium and exposition on aquifer restoration and ground water monitoring. The Facett center, Columbus, Ohio, pp. 328-344.

BAKER, J. F., Barbash, J. E., and Labonte, M. 1988. «Groundwater contamination at a landfill sited on fractured carbonate and shale». Journal of contaminant hydrology, vol. 3, pp.1-25.

- BENHOUBOU, Y., et Simundic, J.E. 1993.** «Ville de Montréal, C.T.E.D., Puits de surveillance et suivi environnemental des eaux souterraines». Essais d'injection d'eau sous pression. Rapport 1(1293). Enviroconseil, Les constructions R.R.N. inc.
- BERKOWITZ, B., Bear, J., and Braester, C. 1988.** «Continuum models for contaminant transport in fractured porous formations». Water resources research, vol. 24, no. 8, pp. 1225-1236.
- BODINEAU, R. 1992.** «Systèmes permanents de collecte et de traitement des eaux de ruissellement et de lixiviation». Le groupe AXOR. Pour: Ville de Montréal, Centre de Tri et D'élimination des Déchets. N/Réf.: 771-210
- BOROW, A. M. 1984.** «Practical aspects of the design, installation and operation of ground water extraction system». The fourth national symposium and exposition on aquifer restoration and ground water monitoring. The Facett center, Columbus, Ohio. pp. 71- 74.
- CAMPBELL, D. J. V. 1983.** «Understanding water balance in landfill sites». Wastes management, vol. 73, no. 11, p.594-600.
- COSLER, D. J., and Snow, R. E. 1984.** «Leachate performance system analysis». Journal of geotechnical engineering, vol. 110, no. 8, pp. 1025-1041.
- DASS, P., Tamke, G. R., and Stoffel, C. M. 1977.** «Leachate production at a sanitary landfill sites». Journal of the environmental engineering division, american society of civil engineers. vol.103, no. EE-6, pp. 981-988.
- DEMETRACOPOULOS, A. C., Sehayek, L., and Erdogan, H. 1986.** «Modeling leachate production from municipal landfills». Journal of the environmental engineering division, american society of civil engineers. vol. 112, no. EE-5, pp. 849-866.
- DOMENICO, P. A., and Palciauskas, V. V. 1982.** «Alternative boundaries in solid waste management». Ground water, vol. 20, no. 2, pp- 303-311.
- Environmental Protection Agency. 1985.** «Critical review and summury of leachate and gas production from landfills». EPA/600/2-86/076.
- FINSTERLE, S. 1993.** « ITOUGH2 user's guide version 2.2». University of California, Berkeley. 102 p.
- FINSTERLE, S., Pruess, K. 1994.** «Optimizing multiphase aquifer remediation using ITOUGH2». University of California, Berkeley. 29 p.
- FINSTERLE, S., Pruess, K. 1995.** «ITOUGH2: Solving TOUGH inverse problems». University of California, Berkeley. 6 p.
- FINSTERLE, S., Pruess, K. 1995.** «Solving the estimation-identification problem in two-phase flow modeling». Water resources research, vol. 31, no. 4, p. 913-924.
- FINSTERLE, S., Pruess, K. 1995.** «Using simulation-optimization techniques to improve multiphase aquifer remediation». University of California, Berkeley. 6 p.
- GAILEY, R., and Gorelick, S. M. 1993.** «Design of optimal, reliable plume capture schemes: application to the Glouster landfill ground-water contamination problem». Ground water, vol. 31, no. 1, pp. 107-114.

- GEAR, B. B., and Connelly, J. P. 1985.** «Guidelines for monitoring well installation». Proceedings of the fifth national symposium and exposition on aquifer restoration and ground water monitoring. The Facett center, Columbus, Ohio, pp. 83-115.
- GORELICK, S. M., and Wagner, B. J. 1986.** «Evaluating strategies for ground-water contaminant plume stabilization and removal». Available from USGS, OFFSS, Box 25425, Denver, CO. 80225. USGS water supply, paper 2290, pp. 81-90.
- GRUBB, S. 1992.** «Analytic model for estimation of steady state capture zones of pumping wells in confined and unconfined aquifers». Ground water, vol. 21, no.1, pp. 27-32.
- GÜVEN, O. Falta, R. W., Moltz, F. J., and Melville J. G. 1985.** «Analysis and interpretation if a single-well tracer tests in stratified aquifers». Water resources research, vol. 21, no. 5, pp. 676-684.
- GÜVEN, O. Falta, R. W., Moltz, F. J., and Melville J. G. 1986.** «A simplified analysis of two-well tracer tests in stratified aquifers». Ground water, vol. 24, no. 1, pp. 63-71.
- HOLMES, R. 1980.** «The water balance method of estimating leachate production from landfill sites». Solid wastes, Janvier, p.20-33.
- JACKSON, R. L., and Veatch, M. D. 1985.** «Design and installation of deep multilevel piezometer nests in Columbia river basalts at the hanford site, Washington». Proceedings of the fifth national symposium and exposition on aquifer restoration and ground water monitoring. The Facett center, Columbus, Ohio, pp. 144-168.
- KAUNAS, J. R. and Haines, Y. Y. 1985.** «Risk management of groundwater contamination in a multiobjective framework». Water resources research. vol. 21, no. 11, pp. 1721-1730.
- KEELY, J. F. 1984.** «Optimizing pumping strategies for contaminant studies and remedial actions». The fourth national symposium and exposition on aquifer restoration and ground water monitoring. The Facett center, Columbus, Ohio. pp. 33- 43.
- LEFEBVRE, R., Tavchandjian, O., Therrien, R., Gélinas, P., et Gagnon, J. 1994.** «Proposition spontanée au programme FDTE, projet de recherche exploratoire en environnement». Gestion et contrôle du lixiviat et des biogaz dans les sites d'enfouissement en milieu fracturé. 77 p. plus annexes.
- LEMA, J. M., Mendez, R., and Blazquez, R. 1988.** «Characteristics of landfill leachates and alternatives for their treatment: a review». Water, air, and soil pollution, vol. 40, p.223-250.
- LU, J. C. S., Eichenberger, B., and Stearns, R. J. 1985.** «Leachate from municipal landfills, production and management». Noyes publ., pp. 109-121, Park Ridge, New Jersey.
- LYNCH, E. R. Anagnost, S. W., Swenson, G. A., and Goldman, R. K. 1984.** «Design and evaluation of in-place containment structures utilizing ground water cutoff walls». The fourth national symposium and exposition on aquifer restoration and ground water monitoring. The Facett center, Columbus, Ohio. pp. 1- 8.
- MARRIOTT, J. 1981.** «Some practical aspects of control of leachate from landfill sites». Solid wastes, vol. 71, pp. 513-527
- MASSMANN, J., and Freeze, R. A. 1987.** «Ground contamination from waste management sites: The interaction between risk-based engineering design and regulatory policy 1. Methodology». Water resources research, vol. 23, no. 2, pp. 351-367.

MASSMANN, J., and Freeze, R. A. 1987. «Ground contamination from waste management sites: The interaction between risk-based engineering design and regulatory policy 2. Results». Water resources research, vol. 23, no. 2, pp. 368-380.

McBEAN, E. A., Poland, R., Rovers, F. A., and Crutcher, A. J. 1982. «Leachate collection design for containment landfills». Journal of the environmental engineering division, american society of civil engineers division, vol. 108, no. EE1, p.204-209.

MEYER, P. D., and Downey, B. 1988. «A method for locating wells in a groundwater monitoring network under conditions of uncertainty». Water resources research, vol. 24, no.8, pp. 1277-1282.

Ministère de l'environnement et de la faune gouvernement du Québec. Règlement sur les déchets solides, Q-2, r.3.2. À jour au 30 novembre 1993. 26 p.

Ministère de l'environnement et de la faune gouvernement du Québec. Règlement sur les déchets dangereux, Q-2, r.3.01. À jour au 2 février 1993. 32 p.

NEED, E. A., and Costello, M. J. 1984. «Hydrogeologic aspects of slurry wall isolation systems in areas of high downward gradients». The fourth national symposium and exposition on aquifer restoration and ground water monitoring. The Facett center, Columbus, Ohio. pp. 18- 26.

OZBILGIN, M. M., and Powers, M. A. 1984. «Hydrodynamic isolation in hazardous waste containment». The fourth national symposium and exposition on aquifer restoration and ground water monitoring. The Facett center, Columbus, Ohio. pp. 44- 49.

PAGE, R. H., Cederberg, G. A., and Mohsen, M. F. N. 1990. «Ground water extraction system to control both vertical and horizontal migration of contaminants». Superfund 90. Proceedings of the 11th national conference, novembre 26-28. pp. 415-419.

POULOS, S. J., and Laws, A. C. 1985. «Gradient control for containment of pollutants». Proceedings of the fifth national symposium and exposition on aquifer restoration and ground water monitoring. The Facett center, Columbus, Ohio, pp. 390-399.

QUINLAN, J. F., and Ewers, R. O. 1985. «Ground water flow in limestone terranes: strategy rationale and procedure for reliable, efficient monitoring of ground water quality Karst areas». Proceedings of the fifth national symposium and exposition on aquifer restoration and ground water monitoring. The Facett center, Columbus, Ohio, pp. 197-234.

RAUCHER, R. L. 1983. «A conceptual framework for measuring the benefits of ground water protection». Water resources. research, vol. 19,no. 2, pp. 320-326.

ROWE, R. K., and Booker, J. R. 1991 «Modelling of two-dimensional contaminant migration in a layered and fractured zone beneath landfills». Canadian geotechnique journal, vol. 28, p.338-352.

SCHMEDNECHT, F. C., and Goldbach, K. P. 1984. «Slurry wall installation by the vibrates beam technique». The fourth national symposium and exposition on aquifer restoration and ground water monitoring. The Facett center, Columbus, Ohio. pp. 27- 29.

SCHULZE, D. S., Barvenik, M., and Ayres J. 1984. «Design of soil-bentonite backfill mix for the first environmental protection agency superfund cutoff wall». The fourth national symposium and exposition on aquifer restoration and ground water monitoring. The Facett center, Columbus, Ohio. pp. 8- 17.

SCS Engineers inc. 1989. «Procedural guidance manuel for sanitary landfills: volume I». Landfill leachate monitoring and control systems, California waste management board, Sacramento,CA.

SCS Engineers inc. 1989. «Procedural guidance manuel for sanitary landfills: volume II». Gaz monitoring and control systems, California waste management board, Sacramento,CA.

SHAREFKIN, M., Shechter, M., and Kneese, A. 1984. «Impacts, costs, and techniques for mitigation of contaminated groundwater». Water resources research, vol. 20, no. 12, pp. 1771-1783.

SHECHTER, M. 1985. «An anatomy of a groundwater contamination episode». Journal of environmental economics and management, vol 12, pp. 72-88.

STEPHENSON, D. E., Evans, E. K., Duffield, G. M., Massman, J. W., and Freeze, R. A. 1993. «Demonstration of risk-based decision analysis in remedial alternative selection & design». 1993 IGIVMC Groundwater modeling conference at Golden , CO. Du 6/7/93 au 6/10/93.

WHIFFEN, R. B., and Bahr, J. M. 1984. «Assessment of purge well effectiveness for aquifer decontamination». The fourth national symposium and exposition on aquifer restoration and ground water monitoring. The Facett center, Columbus, Ohio. pp. 75-81.

WILSON, J. L. 1984. «Double-cell hydraulic containment of pollutant plumes». The fourth national symposium and exposition on aquifer restoration and ground water monitoring. The Facett center, Columbus, Ohio. pp. 65- 70.