

Université du Québec  
INRS-Géoresources

**CARACTÉRISATION DES PROPRIÉTÉS HYDRAULIQUES  
AU CTED  
DE LA VILLE DE MONTRÉAL**

Par  
Chantale Blais

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

25 octobre 1996

© droits réservés de Chantale Blais, 1996

---


## RÉSUMÉ

---

Le site d'enfouissement sanitaire de la ville de Montréal est un des plus vaste lieu d'enfouissement sanitaire en Amérique du Nord. Des 240 ha que comprend le site, plus de 80 ha servent à l'enfouissement des déchets municipaux et industriels de la ville et des municipalités avoisinantes. Ce site est situé au nord-ouest de l'île de Montréal dans la paroisse de Sault-aux-Récolets dans l'emplacement de l'ancienne carrière Miron. Le centre de tri et d'élimination des déchets (CTED) de la ville de Montréal reçoit des déchets depuis 1968. En certains endroits, l'épaisseur des déchets atteint jusqu'à 70m. L'ancienne carrière a été creusée dans une formation de roc fracturé, ce qui en fait un site à risque face à la contamination des eaux souterraines de la région. Afin de minimiser les risques de contamination des eaux souterraines, l'eau souillée, de par son passage à travers les déchets, est captée par une station de pompage à l'aide d'un puits aménagé dans les déchets et situé dans la section ouest du site. Dans l'ensemble, l'écoulement dans les déchets en surface se dirige vers la station de pompage. Il existe tout de même la possibilité qu'une certaine quantité d'eau se dirige vers l'extérieur du CTED par la paroi adjacente à la carrière Francon puisque des gradients hydrauliques vers l'extérieur du site ont été enregistrés par le système de surveillance.

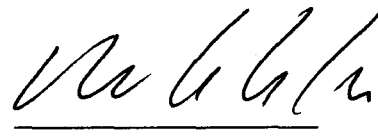
Dans le but de concevoir des améliorations au système de contrôle du lixiviat prévenant complètement toute migration à l'extérieur du site, il est primordial de connaître les caractéristiques hydrauliques des matériaux et de comprendre les mécanismes de l'écoulement à travers les milieux complexes que sont les déchets et le roc fracturé. Notre étude porte sur l'analyse et l'interprétation détaillées des essais de pompage, de perméabilité et d'injection qui ont été réalisés dans le roc ou les déchets à différentes périodes de l'exploitation du site d'enfouissement. Ces travaux vont permettre de mieux connaître les caractéristiques hydrauliques des matériaux et de mieux caractériser l'écoulement du lixiviat au CTED. L'analyse des données à l'aide du logiciel AQTESOLV

2.01 a permis de déterminer la conductivité hydraulique à partir d'essais de pompage et d'essais Lefranc. Les résultats obtenus ont permis de connaître l'intervalle de variation de la conductivité hydraulique dans ces deux milieux. Ces données ont servi à l'élaboration d'un modèle mathématique (Lepage, 1996) et serviront à l'optimisation de nouvelles mesures de contrôle du lixiviat (Hamel, 1996). Le design d'essais de pompage et d'injection est proposé ainsi que des recommandations pour la réalisation d'essais futurs dans les déchets et le roc fracturé.



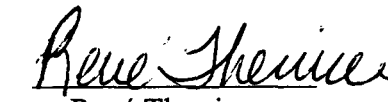
---

Chantale Blais, étudiante



---

René Lefebvre  
Directeur de recherche



---

René Therrien  
Co-directeur de recherche

---

## REMERCIEMENTS

---

Je tiens à remercier spécialement René Lefebvre, professeur à l'INRS-Géoressources, pour l'attention, l'encadrement, la grande disponibilité et l'enseignement qu'il m'a accordé durant ces deux années. Je remercie aussi René Therrien, mon co-directeur et professeur à l'Université Laval ainsi que Pierre Gélinas, professeur à l'Université laval, pour m'avoir transmis tout un baggage de connaissances qui m'ont été très utiles dans la réalisation de cette recherche. Je veux aussi remercier Pascal Hamel (étudiant à la maîtrise à l'INRS-Géoressources) et Nicolas Lepage (étudiant à la maîtrise à l'INRS-Géoressources), avec qui j'ai eu le plaisir de travailler et d'échanger sur différents sujets. Finalement, un gros merci à Benoît, à qui je dédis ce mémoire et qui m'a supporté tant moralement que techniquement tout au long de mon projet. Ce mémoire de maîtrise a été réalisée dans le cadre du programme conjoint en sciences de la terre entre l'Université Laval et l'INRS-Géoressources. Elle s'intègre dans le projet d'étude portant sur le Centre de Tri et d'Élimination des Déchets de la ville de Montréal. Ce projet est réalisé en collaboration avec la ville de Montréal, l'Université Laval et l'INRS-Géoressources. Le financement qui a permis l'aboutissement de ce travail provient de bourses d'étude versées par l'INRS-Géoressources. Je remercie donc l'INRS-Géoressources ainsi que toutes les personnes impliquées de près ou de loin dans le cheminement qui m'a permis d'arriver jusqu'ici.



---

---

## TABLE DES MATIÈRES

---

---

RÉSUMÉ	i
REMERCIEMENTS	iii
TABLE DES MATIÈRES	v
Liste des tableaux	ix
Liste des figures	xi
Liste des symboles	xiv
<b>CHAPITRE 1. INTRODUCTION</b>	
1.1 Problématique	1
1.2 Description du Centre de Tri et d'Élimination des Déchets	4
1.2.1 Localisation	4
1.2.2 Historique	5
1.2.3 Description du site et contexte géologique	6
1.2.4 Contexte hydrogéologique	9
1.2.5 Gestion des eaux de lixiviation et des biogaz	10
1.3 Objectifs et méthodologie	11
<b>CHAPITRE 2. PRINCIPES DES ESSAIS HYDRAULIQUES</b>	
2.1 Principe de l'écoulement en milieux poreux	13
2.2 Caractéristiques des aquifères	15
2.2.1 Transmissivité	15
2.2.2 Coefficient d'emménagement	15
2.3 Types d'aquifères	16
2.3.1 Aquifère confiné	16
2.3.2 Aquifère libre	16
2.3.3 Régime permanent	17
2.4 Types d'essais hydrauliques	17

2.5 Nappe captive	19
2.5.1 Modèle de Thiem	19
2.5.2 Modèle de Theis	20
2.5.3 Modèle de Jacob	23
2.6 Nappe libre	24
2.6.1 Modèle de Dupuits	25
2.6.2 Modèle de Neuman	26
2.7 Nappe fuyante	28
2.7.1 Modèle de Hantush	29
2.8 Essais de récupération	31
2.8.1 Modèle de Theis	31
2.9 Effets de puits	33
2.9.1 Pénétration partielle	33
2.9.2 Emmagasinement	40
2.10 Essais d'injection	43
2.10.1 Méthode de Lugeon	43
2.10.2 Méthode traditionnelle	43
2.10.3 Méthode de Jacob et Lohman	44
2.11 Essais Lefranc	45
2.11.1 Méthode de Hvorslev	46
2.11.2 Méthode de Cooper	47
2.11.3 Méthode de Bouwer et Rice	48
2.12 Milieu fracturé	50
2.12.1 Caractérisation de l'écoulement	52
2.12.2 types d'essais	52
2.13 Conception d'essais de pompage de nappe	53
2.13.1 Analyse du site	54
2.13.2 Évaluation du débit et du rayon d'exploitation	55
2.13.3 Type du système aquifère	55
2.13.4 Spécification des piézomètres	56
2.13.5 Conditions de pompage	56
2.14 Gestion de l'écoulement par pompage dans un champ d'écoulement	57

## CHAPITRE 3. ANALYSE DES ESSAIS HYDRAULIQUES RÉALISÉS AU CTED

3.1 Données disponibles (roc, déchets)	59
3.2 Essais de pompage	61
3.2.1 Sélection des méthodes d'analyse	61
3.2.2 Conditions, qualité et interprétation des essais	62
3.2.3 Résultats	71
3.2.4 Comparaison avec la littérature (résultats dans les déchets)	76
3.3 Essais d'injection	77
3.3.1 Sélection des méthodes d'analyse	77
3.3.2 Condition et qualité des essais	77
3.3.3 Résultats	77
3.4 Essais Lefranc	80
3.4.1 Sélection des méthodes d'analyse	80
3.4.2 Résultats	80
3.5 Régime permanent dans la zone 4	83
3.5.1 Méthode de Dupuit	83
3.5.2 Méthode des courbes piézométriques	84
3.6 Évaluation du débit de fuite	86

## CHAPITRE 4. RECOMMANDATIONS ET APPLICATIONS

4.1 Recommandations sur les conditions d'essais hydrauliques au roc et dans les déchets	89
4.1.1 Sommaire des propriétés du roc et des déchets	89
4.1.2 Types d'essais recommandés	90
4.1.3 Conditions d'essais recommandées	91
4.2 Prédiction du comportement de puits au roc et dans les déchets	94
4.2.1 Débits probables pour des puits au roc et dans les déchets	94
4.2.2 Courbes rabattement/remontée en fonction du temps	95
4.3 Conception d'essais pour le contrôle du lixiviat au CTED	98

CHAPITRE 5. CONCLUSIONS	101
-------------------------	-----

BIBLIOGRAPHIE	105
---------------	-----



ANNEXE A: Essais de pompage dans les déchets	111
A.1 Tableaux des données des essais dans les déchets	113
A.2 Graphiques et méthodes d'analyse des essais dans les déchets	131
A.3 Fichiers AQTESOLV.OUT des résultats de l'analyse par aqtesolv 2.01	141
ANNEXE B: Essais de pompage dans le roc	163
B.1 Tableaux des données des essais dans le roc	165
B.2 Graphiques et méthodes d'analyse des essais dans le roc	177
B.3 Fichiers AQTESOLV.OUT des résultats de l'analyse par aqtesolv 2.01	189
ANNEXE C: Données des essais d'injection dans le roc	213
ANNEXE D: Essais Lefranc dans le roc	227
D.1 Tableaux des données des essais dans le roc	229
D.2 Graphiques et méthodes d'analyse des essais dans le roc	239
D.3 Fichiers AQTESOLV.OUT des résultats de l'analyse par aqtesolv 2.01	247

---

**LISTE DES TABLEAUX**

---

2.1: Résumé des essais et solutions	18
2.2: Spécification des piézomètres pour les essais de pompage	56
2.3: Durée de pompage et temps critiques	57
3.1: Résumé des types d'essais et des études réalisés au CTED	60
3.2: Résultats des essais de pompage dans les déchets	71
3.3: Comparaison entre les résultats de Rouillard et Bodineau et ceux de la présente étude	72
3.4: Résultats des essais de pompage dans le roc 1983	74
3.5: Résultats des essais de pompage dans le roc 1979	74
3.6: Comparaison entre les résultats de Tremblay, Poulin et ceux de la présente étude	75
3.7: Conductivité hydrauliques des déchets dans la littérature	76
3.8: Résumé des résultats des essais d'injection dans le roc	78
3.9: Résumé des essais Lefranc dans le roc	80
3.10: Résultats des essais Lefranc dans le roc	80
3.11: Résultats des méthodes d'évaluation de K dans les zones de déchets	86
3.12: Évaluation du débit de fuite	87
4.1: Paramètres hydrauliques pour le calcul des courbes rabattement/remontée dans les déchets	94
4.2: Paramètres hydrauliques pour le calcul des courbes rabattement/remontée dans le roc	95



---

**LISTE DES FIGURES**

---

1.1: Localisation du CTED de la ville de Montréal	4
1.2: Description des couches de roc	6
1.3: Localisation des puits et des zones au CTED	8
2.1: Paramètres pour la solution de Thiem pour le pompage dans une nappe captive en régime permanent	20
2.2: Courbe type de Theis	22
2.3: Paramètres pour la solution de Dupuits pour une nappe libre en régime permanent	26
2.4: Courbes types de Neuman	27
2.5: Courbes types de Hantush	30
2.6: Coupe d'un aquifère fuyant	30
2.7: Paramètres pour la solution de Hantush pour les puits avec pénétration partielle	34
2.8: Représentation d'un puits qui pénètre partiellement un aquifère confiné	35
2.9: Comparaison des solutions de Hantush et de Dagan	37
2.10: Paramètres pour la solution de Neuman pour un puits qui pénètre partiellement un aquifère libre	37
2.11: Paramètres de Streltsova	39
2.12: Courbes types de Streltsova	39
2.13: Courbes types de Papadopoulos et Cooper pour l'effet d'emmagasinement	41
2.14: Paramètres de Boulton et Streltsova pour un puits de large diamètre dans un aquifère libre	42
2.15: Courbes types de Jacob et Lohman	45
2.16: Paramètres de Hvorslev pour un essai dans un piézomètre	47
2.17: Graphique de la solution de Hvorslev	47

2.18: Courbes types de Cooper et al.	48
2.19: Paramètres de la solution de Bouwer et Rice	49
2.20: Graphique de la solution de Bouwer et Rice	49
2.21: Étapes de la conception d'un essai de pompage de nappe	54
2.22: Zone d'appel d'un puits dans un champ d'écoulement uniforme	58
3.1: Remontée dans le puits 2B15, Theis	63
3.2: Rabattement dans le puits 1BP2, Papadopoulos et Cooper	64
3.3: Rabattement dans le puits 1BP3, Theis	64
3.4: Rabattement dans le puits 1AP10, Theis	64
3.5: Rabattement dans le puits 1AP10, Papadopoulos et Cooper	64
3.6: Rabattement dans le piézomètre W5, Papadopoulos et Cooper	65
3.7: Remontée dans le puits 2B15, Theis	66
3.8: Remontée dans le piézomètre W5, Theis	66
3.9: Rabattement dans le puits 2B15, Theis	66
3.10: Rabattement dans le puits 2B15, Neuman	66
3.11: Remontée dans le puits 1BP4, Theis	67
3.12: Rabattement dans le puits 3-1983, Theis	68
3.13: Rabattement dans le puits 5-1983, Theis	68
3.14: Remontée dans le puits 1-1983, Theis	68
3.15: Remontée dans le puits 2-1983, Theis	68
3.16: Remontée dans le puits 4-1983, Theis	69
3.17: Rabattement dans le puits 4-1983, Theis	69
3.18: Remontée dans le puits 1-1979, Theis	70
3.19: Remontée dans le puits 2-1979, Theis	70
3.20: Remontée dans le puits 4-1979, Theis	70
3.21: Rabattement dans le puits 4-1979, Theis	70
3.22: Fréquence en fonction de la conductivité hydraulique, GPR 1990	78
3.23: Fréquence en fonction de la conductivité hydraulique, RRN 1993	79
3.24: Fréquence en fonction de la conductivité hydraulique, RRN 1993	79
3.25: Essai Lefranc dans le puits 3-1979, Bouwer et Rice	81
3.26: Essai Lefranc dans le puits 3-1979, Cooper et al.	81

3.27: Essai Lefranc dans le puits 5-1979, Bouwer et Rice	82
3.28: Essai Lefranc dans le puits 5-1979, Cooper et al.	82
3.29: Essai Lefranc dans le puits 4-1987, Bouwer et Rice	82
3.30: Essai Lefranc. dans le puits 4-1987, Cooper et al	82
3.31: Shéma de Dupuits	84
3.32: Méthode des courbes piézométriques	85
4.1: Courbe théorique de rabattement dans les déchets (large diamètre)	96
4.2: Courbe théorique de remontée dans les déchets (petit diamètre)	96
4.3: Courbe théorique de rabattement dans les déchets (petit diamètre)	97
4.4: Courbe théorique de remontée dans les déchets (petit diamètre)	97
4.5: Courbe théorique de rabattement dans le roc	97
4.6: Courbe théorique de remontée dans le roc	97
4.7: Répartition des fuites majeures au CTED	98



---



---

 LISTE DES SYMBOLES
 

---



---

$A$  = aire d'influence ( $L^2$ )  
 $b$  = épaisseur saturée de l'aquifère (L)  
 $g$  = accélération gravitationnelle  $9,81 \text{ m/s}^2$   
 $h$  = charge hydraulique (L)  
 $H$  = charge hydraulique initiale (L)  
 $i$  = gradient hydraulique  
 $K$  = conductivité hydraulique (L/T)  
 $K_v$  = conductivité hydraulique verticale (L/T)  
 $K_h$  = conductivité hydraulique horizontale (L/T)  
 $l$  = distance dans la direction d'écoulement (L)  
 $n$  = porosité  
 $n_c$  = porosité cinématique  
 $n_d$  et  $S_Y$  = porosité de drainage et 'specific yield'  
 $P$  = pression (Pa)  
 $Q$  = débit ( $L^3/T$ )  
 $q$  = flux (L/T)  
 $r$  = distance entre les piézomètres d'observation et le puits de pompage (L)  
 $r_w$  = rayon du puits (L)  
 $r_c$  = rayon du tubage (L)  
 $R_e$  = rayon d'influence (L)  
 $s$  = rabattement dans les piézomètres (L)  
 $s'$  = remontée de l'eau dans le puits ou piézomètre (L)  
 $S$  = coefficient d'emmagasinement de l'aquifère  
 $S_s$  = emmagasinement spécifique ( $L^{-1}$ )  
 $t$  = temps depuis le début du pompage (T)  
 $t'$  = temps après l'arrêt de la pompe (T)  
 $t_p$  = temps de pompage (T)  
 $t_0$  = temps lorsque le rabattement est nul (T)  
 $T$  = transmissivité ( $L^2/T$ )  
 $v_{réelle}$  = vitesse réelle (L/T)  
 $W(u)$  = fonction de puits de Theis  
 $z$  = élévation à partir du plan de référence (L)

$K'$ ,  $b'$ ,  $S'$  sont les paramètres de l'aquitard en contact avec l'aquifère fuyant  
 $Q/L$  = débit par unité de longueur de forage (l/ t min)

$\alpha$  = compressibilité de l'aquifère ( $\text{Pa}^{-1}$ )  
 $\beta$  = compressibilité de l'eau ( $\text{Pa}^{-1}$ )  
 $\rho_w$  = densité de l'eau,  $1000 \text{ kg/m}^3$   
 $\Delta\phi$  = pression en hauteur d'eau dans la chambre test (L)





---

# CHAPITRE 1

## INTRODUCTION

---

### 1.1 PROBLÉMATIQUE

Un site d'enfouissement sanitaire représente une source potentielle de contamination de l'environnement. L'eau qui s'infiltré et percole à travers la masse de déchets entraîne des solutés et forme le lixiviat. La composition du lixiviat dépend de la nature et de la composition des déchets ainsi que du temps de résidence de l'eau à travers ces derniers. Le règlement en vigueur sur les déchets solides possède un article concernant la gestion du lixiviat qui se forme dans un lieu d'enfouissement sanitaire (Gouvernement du Québec, Q-2,r.3.2). Le lixiviat doit, entre autre, être traité avant son rejet à un cours d'eau ou à l'égout de la ville s'il ne répond pas aux exigences du règlement et, surtout, il ne doit pas migrer à l'extérieur du lieu d'enfouissement.

Le CTED (Centre de Tri et d'Élimination des Déchets) de la ville de Montréal est l'un des plus vastes sites d'enfouissement sanitaire en Amérique du nord. Depuis 1968, cette ancienne carrière (la carrière Miron), située dans une formation de calcaire fracturé, reçoit des déchets d'industries et des déchets domestiques des municipalités avoisinantes. Puisqu'au départ ce lieu n'a pas été conçu pour enfouir des déchets, les risques de contamination de l'environnement sont présents et exigent un contrôle et une surveillance particuliers. Par exemple, dans les premières zones d'exploitation du site, les déchets ont

été déposés directement sur la roche fracturée encaissante. Seules certaines parois ont été assujetties à des mesures d'imperméabilisation avec de l'argile pour éviter les fuites. Une station de pompage a été installée dans la zone la plus récente d'enfouissement afin de capter le lixiviat généré sur le site. Cependant, des observations sur le terrain suggèrent que le lixiviat n'est pas complètement capté par le puits de pompage. Afin de satisfaire au règlement sur les déchets solides (Q-2,r.3.2), la ville de Montréal élabore présentement des mesures pour corriger la situation et éliminer les fuites hors du site.

Dans le but de concevoir des améliorations au système de contrôle du lixiviat prévenant complètement toute migration à l'extérieur du site, il est primordial de connaître les caractéristiques hydrauliques des matériaux et de comprendre les mécanismes de l'écoulement à travers les milieux complexes que sont les déchets et le roc fracturé. Les déchets présents au CTED proviennent de plusieurs sources différentes. Leurs caractéristiques hydrauliques (porosité, conductivité hydraulique, coefficient d'emménagement) peuvent varier selon le niveau de compaction, la nature, l'état de décomposition, l'épaisseur de la masse de déchets et l'épaisseur saturée de déchets. Les déchets constituent des matériaux dont les propriétés hydrauliques sont très mal connues. Les déchets sont considérés comme un aquifère libre qui se termine à la rencontre du socle rocheux. Les caractéristiques de l'écoulement dans l'aquifère rocheux dépendent surtout de l'interconnectivité, de l'orientation et de l'ouverture des fissures. La conductivité hydraulique de la matrice rocheuse étant beaucoup plus faible que celle des fissures, celles-ci contrôlent l'écoulement à travers la formation.

Au CTED, les mesures additionnelles envisagées pour améliorer le contrôle du lixiviat sont le pompage ou l'injection d'eau dans la formation rocheuse au nord-est du site et le pompage dans les déchets de la zone 2. Ces mesures comportent toutes des contraintes, avantages et désavantages, qu'il faut étudier avant de faire un choix. Le choix et l'optimisation de ces nouvelles mesures font l'objet d'une autre étude (Hamel, 1996). Nous ne mentionnons ici que quelques aspects à considérer par rapport aux alternatives de contrôle.

Le pompage accru dans les déchets peut faire en sorte que la contrainte effective augmente à cause du rabattement plus prononcé. La compaction supplémentaire dans les déchets peut entraîner des tassements et ainsi une possibilité d'abaissement du recouvrement final du site et le bris des infrastructures de surface. L'installation de puits dans les déchets est aussi coûteuse et demande un entretien régulier. Il est toutefois possible de bénéficier de l'expérience des opérations de pompage de la station #1 au CTED. L'efficacité d'un puits dans les déchets reste à déterminer puisqu'il n'existe pas beaucoup d'expertise pour le moment dans ce domaine.

L'injection ou le pompage d'eau dans le roc semble être une solution intéressante puisque la technologie est connue et qu'un forage dans le roc demande moins d'investissement et d'entretien qu'un forage dans les déchets. Il existe par contre une incertitude face à la probabilité d'intercepter, lors d'un forage, les fractures pouvant contribuer à l'écoulement hors du site. En effet, l'interconnectivité des fractures est difficile à évaluer avec précision. Il est ainsi possible que les forages au roc n'interceptent pas efficacement l'écoulement hors du site. L'efficacité d'un tel système dépend donc du succès à intercepter les fissures qui contrôlent l'écoulement. L'espacement à utiliser entre les puits dans le roc doit donc être vérifié par des essais de terrain. La conception de tels essais sera abordé à la fin de nos travaux.

Notre étude porte sur l'analyse et l'interprétation détaillées des essais de pompage, de perméabilité et d'injection qui ont été réalisés dans le roc ou les déchets à différentes périodes de l'exploitation du site d'enfouissement. Ces travaux vont permettre de mieux connaître les caractéristiques hydrauliques des matériaux et de mieux caractériser l'écoulement du lixiviat au CTED. La connaissance de ces caractéristiques est indispensable à la conception des nouvelles installations de captage qui seront utilisés éventuellement. Ces données serviront aussi à l'élaboration d'un modèle numérique de l'écoulement au CTED (Lepage, 1996) ainsi qu'à l'optimisation des nouvelles mesures de contrôle (Hamel, 1996).

## 1.2 DESCRIPTION DU CENTRE DE TRI ET D'ÉLIMINATION DES DÉCHETS

### 1.2.1 Localisation

Le centre de tri et d'élimination des déchets (CTED) est situé sur le territoire de la ville de Montréal dans la communauté urbaine de Montréal. Il occupe le site de l'ancienne carrière Miron qui est située sur les lots P-332, P-333, P-334, P-334-4, P-335, P-336, P-337, P-338 et P-341 du cadastre de la paroisse de Sault-aux-Récollets. Il est délimité par la rue Papineau à l'ouest, la rue Jarry Est au sud, la rue D'Iberville et les 2<sup>ème</sup> et 8<sup>ème</sup> Avenue à l'est et la rue Champdoré au nord (Figure 1.1). Le site d'enfouissement couvre une superficie totale de plus de 240 ha, dont 80 ha servent à l'enfouissement des déchets, et sa profondeur atteint près de 70 m à certains endroits.

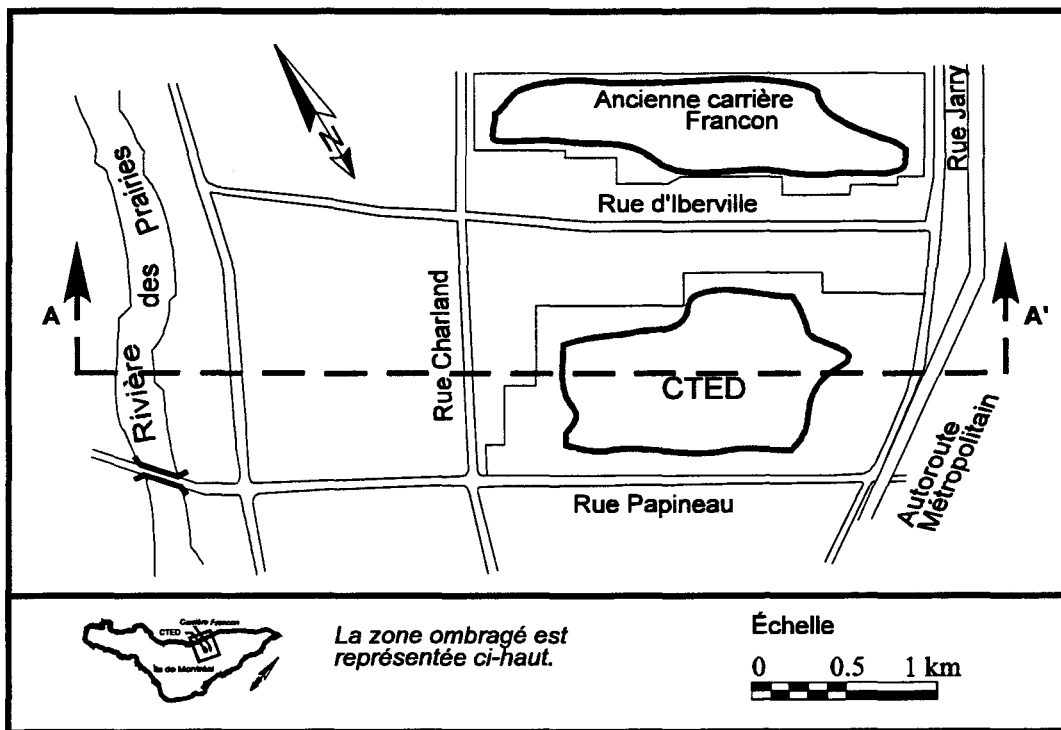


FIGURE 1.1: Localisation du CTED de la ville de Montréal (d'après Tremblay, 1983).

### 1.2.2 Historique

L'ancienne carrière Miron, où se situe aujourd'hui le CTED, a débuté ses activités d'excavation en 1925 et les a poursuivies jusqu'en 1987. Les activités d'enfouissement sanitaire ont commencé vers 1968. À partir de ce moment, les activités d'excavation et d'enfouissement se sont déroulées simultanément et étaient opérées par la compagnie Miron. Les déchets enfouis au début comprenaient des ordures domestiques de la région de Montréal, des déchets industriels (sable de fonderie) et des déchets de raffinerie. Il faut noter, qu'à cette époque, il n'existait pas de règlement qui interdisait l'enfouissement de certaines catégories de déchets, telles les déchets de raffinerie, dans des dépotoirs municipaux. En 1979, la compagnie Miron s'est conformée au nouveau règlement sur les déchets solides (Règlement sur les déchets solides, Q-2, r.3.2) et a établi un lieu d'enfouissement sanitaire dans la carrière.

Durant les premières années d'exploitation, soit vers la fin des années soixantes, la compagnie Miron s'est fait imposer une ordonnance par le Ministère de l'environnement (1980) (Fortin et Thibault, 1994), concernant le traitement des eaux de lixiviation ainsi que le captage des biogaz. Des cheminées ont été installées jusqu'au fond des cellules d'enfouissement pour capter les biogaz et l'étang de traitement des eaux a été relocalisé. Il faut noter que des déchets étaient enfouis au site depuis déjà une dizaine d'années et que la situation (croissance de la quantité de biogaz et des eaux à traiter) exigeait un contrôle des nuisances plus efficace. Les eaux de lixiviation, par contre, ont toujours été captées et traitées avant leur rejet à l'égout de la ville.

En 1984, la ville de Montréal est devenue propriétaire du site de la carrière Miron. La compagnie Miron a tout de même continué d'opérer le site d'enfouissement jusqu'en 1987. Un comité, composé de la ville de Montréal, de la compagnie Miron inc. et du Ministère de l'environnement, a alors été formé pour faciliter le transfert des activités d'enfouissement de la compagnie Miron à la ville de Montréal. Par la suite, la ville de Montréal a fait réaliser une série d'études de caractérisation sur les biogaz et les eaux de lixiviation, afin d'évaluer l'état du site. La ville a ensuite envisagé des plans pour la fermeture du site en 1993. Cependant, en raison de la baisse de volume des déchets enfouis

depuis 1990, le permis actuel d'exploitation du site permettrait, si nécessaire, la poursuite des opérations jusqu'en 1998 (au rythme actuel d'enfouissement). Plusieurs actes statutaires ont été délivrés par le Ministère depuis l'ouverture de la carrière. On les retrouve dans le rapport d'évaluation du ministère de l'environnement (Fortin et Thibault, 1994).

### 1.2.3 Description du site et contexte géologique

Le CTED est situé dans l'unité physiographique des basses terres du St-Laurent. Des dépôts meubles du quaternaire recouvrent des roches sédimentaires du Paléozoïque inférieur (Figure 1.2). Ces roches sont recoupées par des roches intrusives du Crétacé associées aux collines Montérégiennes, qui se présentent sous forme de filons-couches et de dykes. De la base au sommet, les assises du site se composent de roches sédimentaires formées par les groupes de Chazy, de Black River et de Trenton qui sont à leur tour divisés en membres. La description géologique du site est basée sur les études de Poulin (1979) et de Fortin et Thibault (1994).

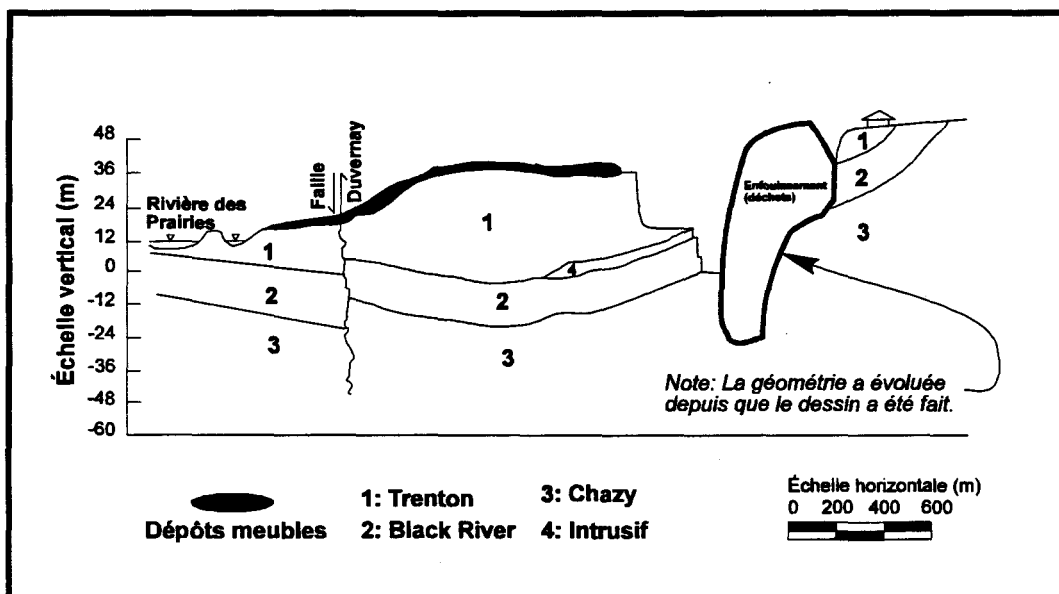


FIGURE 1.2: Description des couches (coupe A-A' de la figure 1) (d'après Poulin, 1979).

Le groupe de Chazy, plus particulièrement la formation de Laval, est caractérisée par une calcarénite composée de débris fossilifères et parfois d'argile en alternance avec des bancs de shale calcaireux. Le shale calcaireux devient de plus en plus important avec la profondeur. Cette formation possède une épaisseur d'environ 85m.

Le groupe de Black River recouvre le groupe de Chazy. Il est caractérisé par trois unités distinctes (de la base vers le haut): les formation de Pamélie, de Lowville et de Leray. La formation de Pamélie est composée de dolomie schisteuse à litage épais (60 à 90cm) avec de petits interlits de shale dolomitique. Plus haut, la formation de Lowville se distingue par des lits de calcaire variant de 20 à 30 cm épaisseur alternés par endroits de traces de shale. Finalement, le groupe se termine par la formation de Leray qui est formée de lits de calcaire gris sombre de 50 à 100cm épaisseur. L'ensemble du groupe de Black River donne une épaisseur qui varie de 12 à 15m.

Au dessus du groupe de Black River, on remarque la présence du groupe de Trenton. Ce dernier est divisé en quatre formations: les formations de Rockland, de Mile-End, de Deschambault et de Montréal. La formation de Rockland est constituée d'un calcaire argileux finement cristallin. Elle est recouverte par la formation de Mile-End qui se distingue par un calcaire stratifié, parfois noduleux, qui devient plus cristallin vers le sommet. La formation de Deschambault est composée de calcarénite massive (20 à 70cm épaisseur) qui est presque entièrement composée de fragments de fossiles. Elle est recouverte par la formation de Montréal où le membre de St-Michel est présent pour les premiers 26m. Le membre de St-Michel peut être observé sur les parois du palier supérieur à l'ouest et au nord-ouest de la carrière. Il est constitué d'un calcaire argileux foncé, interlité de quelques centimètres de shale calcaireux, le tout étant très fossilifère.

Séparant le groupe de Black River, formation de Leray, et le groupe de Trenton, formation de Rockland, on retrouve un filon-couche de 3 à 4m épaisseur. Ce filon-couche est continu sur l'ensemble du site. On remarque aussi la présence de plusieurs autres filons-couches qui sont généralement peu épais et plus ou moins continus. La présence de dykes a été observée sur les parois. Le pendage de la majorité des dykes est subvertical. Le



dépôt meuble qui recouvre l'ensemble de la formation rocheuse est un till glaciaire de 1 à 5m d'épaisseur. Les composantes principales de ce till sont le sable et le gravier; l'argile et le silt en sont les composantes secondaires.

Le site est situé sur le flanc nord-ouest de l'anticlinal de Villeray. Les strates de ce flanc ont un pendage vers le nord-ouest d'environ  $2^{\circ}$  à  $3^{\circ}$  et de  $8^{\circ}$  dans la partie sud-est de la carrière. Ce dernier pendage peut s'expliquer par la proximité de l'axe du pli anticlinal. Trois réseaux importants de diaclases (fractures) sont observés. Ils sont orientés E-O, NO-SE, N-S. Leur pendage varie de  $70^{\circ}$  à  $90^{\circ}$ , avec une moyenne de  $83^{\circ}$ . Les trois réseaux recoupent l'axe du pli anticlinal à angles différents. Ils sont, de ce fait, directement associées au plissement régional des strates (Figure 1.2).

Le site d'enfouissement couvre une superficie totale de plus de 190 ha, dont 80 ha servent à l'enfouissement des déchets et sa profondeur atteint près de 70 m à certains endroits. Le site d'enfouissement a été subdivisé en zones afin d'en améliorer la gestion (Figure 1.3).

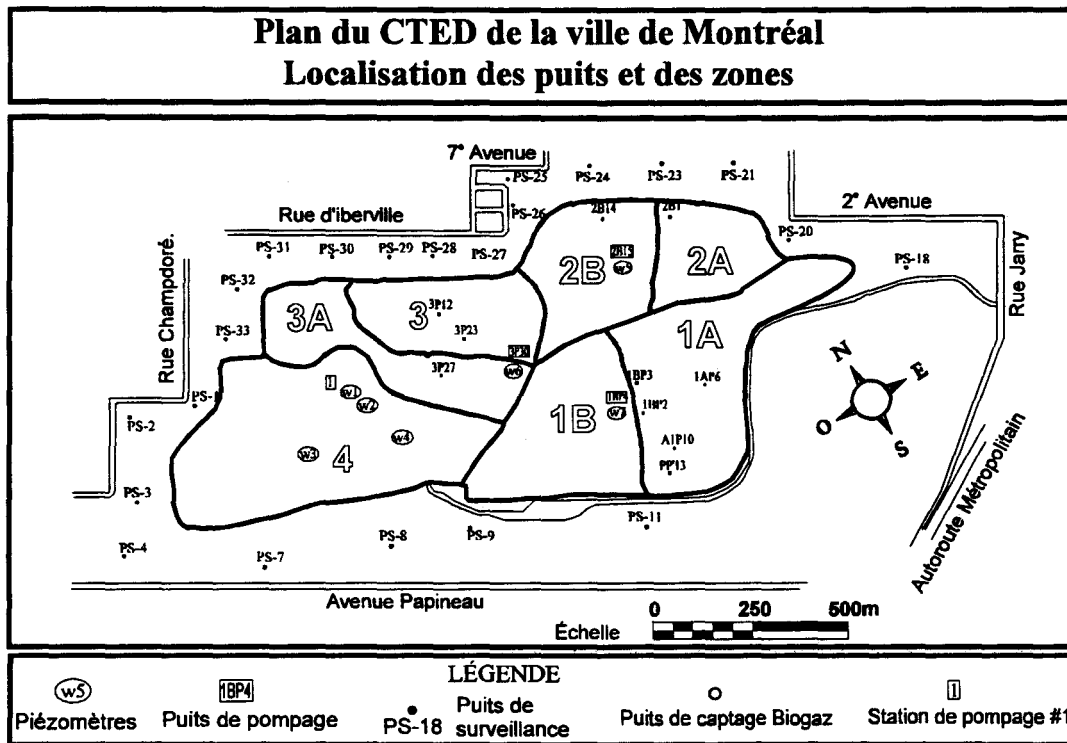


FIGURE 1.3: Localisation des puits et des zones au CTED (d'après Rouillard et Bodineau, 1994)

La zone 1A, d'une profondeur de 67m, a été utilisée de 1968 à 1973. Elle a été qualifiée de décharge incontrôlée car il n'y a pas eu d'étude réalisée avant le commencement des travaux d'enfouissement. Les eaux de lixiviation étaient probablement captées pour les besoins d'opération de la carrière. La zone 1B, utilisée de 1973 à 1976, possède sensiblement les mêmes caractéristiques que la zone 1A. La zone 2A, utilisée de 1973 à 1976, possède des installations de captage des biogaz à travers les déchets. Les parois de cette zone ont été imperméabilisées avec de l'argile. La zone 2B, utilisée de 1978 à 1985, a été exploitée de la même façon que la zone 2A. Par contre, les eaux de lixiviation et les biogaz y sont captés et traités depuis 1980. Une partie des gaz était alors utilisée pour les opérations de la cimenterie. Les Zones 3, 3A et 4, ont été utilisées respectivement de 1984 à 1990, de 1986 à 1990 et de 1991 à aujourd'hui. Ces trois zones, d'une profondeur de 60m, ne sont pas encore complétées.

Le CTED reçoit annuellement environ 600 000 t de déchets dont 250 000 t représente la quantité de déchets domestiques de la ville de Montréal. Le reste provient des industries, des commerces et à l'occasion de villes environnantes. L'enfouissement se fait par couches successives en gardant des talus sécuritaires. Les déchets sont empilés par couches de 2m d'épaisseur et recouvert de 20 cm de remblais.

#### 1.2.4 Contexte hydrogéologique

De façon générale, l'écoulement naturel des eaux souterraines se fait du centre de l'île de Montréal vers la périphérie (Lepage, 1996). C'est-à-dire, pour le CTED, du sud-est vers le nord-ouest, en direction de la rivière des Prairies. La surface de la nappe libre se trouve à une profondeur qui varie de 5m à 10m. Cet écoulement est contrôlé par les réseaux de fissures présents dans la roche en place.

La présence de la station de pompage #1, située dans la zone 4 d'enfouissement, affecte les conditions d'écoulement sur le site. Un taux de pompage de  $2660 \text{ m}^3/\text{j}$ , qui représente une moyenne pour les années 1992 et 1993 (Rouillard et Bodineau, 1994), est nécessaire pour garder le niveau de la nappe à une élévation de -33m (par rapport au niveau du sol) dans la

zone 4. Ce pompage se fait de façon continue depuis 1992. Le cône de rabattement de la nappe s'atténue avec la distance, de sorte que les déchets des zones 1 à 3 se retrouvent en partie en milieu saturé. Selon les études hydrogéologiques déjà faites sur le site (Poulin, 1979; Tremblay, 1983; Rouillard et Bodineau, 1994), l'écoulement au site se dirige, de façon générale, vers la station de pompage #1. On constate aussi que l'écoulement des eaux en périphérie est modifié et que des eaux en provenance de l'extérieur du site sont dirigées vers la station de pompage.

#### 1.2.5 Gestion des eaux de lixiviation et des biogaz

Les eaux de lixiviation du CTED ont toujours été captées par pompage à deux stations et traitées avant d'être rejetées à l'égout municipal de la ville de Montréal (Fortin et Thibault, 1994). La majeure partie du lixiviat s'écoule vers la station de traitement, bien qu'une certaine quantité semble cependant pouvoir s'échapper du site dans le secteur NE, en direction de la carrière Francon (Rouillard et Bodineau, 1994). Ce sont les normes de rejets à l'égout de la ville de Montréal qui prévalent pour la concentration maximale permise pour ces rejets. Un étang de rétention et de traitement des eaux est situé près de la station de pompage (zone 4). Le traitement se fait avec du peroxyde d'hydrogène pour oxyder les composés dont la concentration est supérieure à la limite permise pour le rejet à l'égout de la ville. Plusieurs analyses d'échantillons d'eau, réalisées depuis 1979, révèlent la présence de composés phénoliques, de sulfures totaux, de chlorures, ainsi que des valeurs élevées de DBO<sub>5</sub> (Demande Biologique en Oxygène) et de DCO (Demande Chimique en Oxygène). Ces composés sont en concentration excédant la norme de l'article 30 pour le rejet dans l'environnement.

Le pompage de la station #1 provoque l'acheminement, à partir de l'extérieur du site, d'eau non contaminée à travers les déchets, ce qui peut avoir pour effet de diluer le lixiviat. La nature chimique du lixiviat varie selon le temps passé dans les déchets et la nature des déchets. Au CTED, la composition relative du lixiviat ne varie pas beaucoup d'une zone à l'autre tandis que la concentration des espèces en solution est plus variable.

La matière organique présente dans les déchets se décompose par des processus biologiques, chimiques et physiques. Le résultat de la décomposition est en partie sous forme gazeuse que l'on nomme biogaz. Les biogaz sont formés à 99% de méthane ( $\text{CH}_4$ ) et de dioxyde de carbone ( $\text{CO}_2$ ). La fraction restante est formée de composés organiques volatils (COV: benzène, dichlorométhane, chlorure de vinyle, etc) qui peuvent être responsables des mauvaises odeurs. Au CTED, environ 300 puits répartis dans chacune des zones, servent au captage des biogaz qui sont brûlés par des torchères lorsqu'ils atteignent la surface. La récupération des biogaz est estimée à environ 70% du total des biogaz produits par les déchets (Fortin et Thibault, 1994). L'exploitation de ces biogaz à des fins énergétiques est présentement envisagée.

Le système de surveillance du lixiviat et du biogaz comprend 26 nids de puits automatisés incluant jusqu'à 4 puits chacun (Figure 1.3) (Fortin et Thibault, 1994). Chacun des niveaux est équipé pour la surveillance d'une zone stratigraphique précise; l'élévation de ces points de mesure varie d'un nid de puits à l'autre. Chaque nid est équipé d'instruments pour prendre des échantillons d'eau et des niveaux piézométriques ainsi que de détecteurs de gaz reliés directement à un ordinateur, vingt-et-un (21) de ces puits sont situés aux abords du site. Les cinq (5) autres puits sont situés dans des parcs publics avoisinants de la ville de Montréal, soient: le parc de Saint-Paul-de-la-Croix, Gabriel-Lallemant, des Hirondelles, Sainte-Yvette et François-Perreault. Un suivi quotidien des eaux de lixiviation fait en sorte que plus de 1000 analyses sont faites et plus de 300 paramètres sont testés pour analyser la qualité de l'eau.

### 1.3 OBJECTIFS ET MÉTHODOLOGIE

Les objectifs de cet ouvrage sont principalement de caractériser les propriétés hydrauliques au CTED et de vérifier les résultats obtenues lors des études précédentes (Poulin, 1979; Tremblay, 1983; Verge, 1987; GPR, 1990; Rouillard et Bodineau, 1994) afin d'en tirer le maximum d'informations possible. Cette analyse permet de faire l'inventaire de tous les essais, qui ont servis à caractériser les propriétés hydrauliques au CTED jusqu'à

maintenant, d'être interprétés et d'être comparés dans une vue d'ensemble. L'analyse et l'interprétation des essais de pompage, d'injection et des essais Lefranc réalisés au CTED depuis 1979 a été faite à l'aide du logiciel AQTESOLV 2.01 (Duffield, 1995). Une revue des solutions analytiques pertinentes aux essais ainsi que certaines notions de bases en hydrogéologie sont présentées au chapitre 2. Les résultats des différentes analyses sont ensuite montrées et discutées sous forme de graphiques et de tableaux au chapitre 3. Suite à cette analyse, des recommandations sont faites et des conclusions sont tirées concernant la pratique d'essais dans de tels milieux (chapitre 4 et 5).

---

## CHAPITRE 2

# PRINCIPES DES ESSAIS HYDRAULIQUES

---

### 2.1 PRINCIPES DE L'ÉCOULEMENT EN MILIEUX POREUX

L'écoulement en milieux poreux est régi par les lois de la physique et de la thermodynamique et peut être décrit par des équations différentielles aux dérivées partielles basées sur l'équation de Laplace. En effet, la loi de conservation de la masse établit que tout changement dans la masse qui s'écoule à travers un volume élémentaire de l'aquifère doit être compensé par un changement dans la masse contenue dans le volume. La loi de la conservation de l'énergie, ou première loi de la thermodynamique, établit que, dans un système clos, il y a une quantité constante d'énergie qui ne peut être perdue ou augmentée. Ces deux lois doivent être respectées dans l'élaboration des équations de l'écoulement souterrain et c'est à partir de ces dernières, et de la loi de comportement de Darcy, que les équations générales de l'écoulement en milieu poreux ont été définies. Tous les symboles utilisés dans le texte qui suit sont présentés dans la liste des symboles (Domenico et Schwartz, 1990).

L'équation de Darcy décrit globalement l'écoulement dans un matériel poreux complètement saturée où le mouvement est régi par les forces de gravité et de pression de l'eau. Ces conditions sont représentatives des aquifères où les vitesses sont généralement très lentes et l'écoulement est laminaire. L'ingénieur français Henry Darcy a démontré expérimentalement que le débit spécifique (vitesse de Darcy), est proportionnel au gradient hydraulique,  $i$ . Le coefficient de proportionnalité est appelé conductivité hydraulique,  $K$  et il est fonction de la nature du sol, c'est à dire du diamètre, de la forme et de la compaction des particules. La conductivité hydraulique est aussi fonction des caractéristiques du fluide qui se déplace à travers la formation (viscosité et densité). L'équation de Darcy est la suivante:

$$Q = -KA \frac{dh}{dl} \quad (2.1)$$

$$\frac{Q}{A} = q \quad (2.2)$$

En fait, la vitesse réelle de l'écoulement à travers la formation est plus grande que la valeur du débit spécifique parce que ce dernier considère toute la section d'écoulement alors qu'une partie seulement (les pores) permet le passage de l'eau. La vitesse réelle moyenne du fluide dépend donc aussi de la porosité cinématique de la formation et ainsi elle s'exprime:

$$v_{réelle} = \frac{q}{n_c} \quad (2.3)$$

Le gradient hydraulique,  $i$  s'exprime comme la différence de charge hydraulique,  $h$  dans la direction de l'écoulement entre deux points séparés par une distance  $l$ .

$$i = \frac{dh}{dl} \quad (2.4)$$

La charge hydraulique possède une composante d'élévation,  $z$  et une autre de pression de l'eau ( $P/\rho_w g$ ) et s'exprime comme suit:

$$h = z + \frac{P}{\rho_w g} \quad (2.5)$$

La loi de Darcy est valide pour un écoulement à travers une formation granulaire où les forces de résistance à la viscosité prédominent. L'écoulement est obligatoirement laminaire.

## 2.2 CARACTÉRISTIQUES DES AQUIFÈRES

### 2.2.1 Transmissivité

La transmissivité d'un aquifère est la mesure de la facilité avec laquelle l'eau peut être transmise horizontalement sur toute l'épaisseur saturée de l'aquifère. La transmissivité,  $T$ , est ainsi le produit de la conductivité hydraulique et de l'épaisseur saturée de l'aquifère:

$$T = Kb \quad (2.6)$$

### 2.2.2 Coefficient d'emménagement

Le coefficient d'emménagement,  $S$ , est le volume d'eau qu'une unité perméable peut intégrer, ou libérer, par unité de surface pour un changement unitaire de la charge hydraulique. Dans un aquifère libre,  $S$  correspond généralement à la porosité de drainage et varie entre 0,02 et 0,3.

$$S = n_d \quad (2.7)$$

Dans un aquifère confiné,  $S$  est le produit de l'épaisseur saturée de l'aquifère et de l'emménagement spécifique,  $S_s$ . L'emménagement spécifique  $S_s$  est le volume d'eau qu'une unité de volume de l'aquifère peut libérer de son emménagement sous une variation unitaire de la charge hydraulique. Cette quantité dépend de la compressibilité de



l'eau et de l'aquifère. Le coefficient d'emménagement spécifique est généralement plus petit que 0,005.

$$S = S_s b \quad (2.8)$$

$$S_s = \rho g(\alpha + n\beta) \quad (2.9)$$

## 2.3 TYPES D'AQUIFÈRES

### 2.3.1 Aquifère confiné

Un aquifère confiné est recouvert d'une couche de confinement imperméable et la surface piézométrique de l'eau contenue dans l'aquifère est toujours plus élevée que sa limite supérieure. L'alimentation en eau de la nappe provient principalement des aires où l'unité affleure à la surface ou par l'infiltration très lente à travers les unités semi-perméables situées au-dessus. L'équation générale en trois dimensions de l'écoulement en nappe captive dans un milieu homogène et isotrope s'exprime comme suit:

$$K \left[ \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} \right] = S_s \frac{\partial h}{\partial t} \quad (2.10)$$

### 2.3.2 Aquifère libre

Un aquifère libre est un aquifère qui est situé près de la surface du sol souvent avec des couches continues de matériaux de perméabilité élevée s'étendant jusqu'à la base de l'aquifère. Le sommet d'un aquifère libre est défini par une surface libre. L'alimentation en eau provient principalement de la surface par infiltration et des précipitations et le drainage vertical de l'eau contenue dans les pores, du transport latéral de l'eau souterraine et de la remontée de l'eau des nappes plus profondes. L'épaisseur saturée d'un tel aquifère est variable selon les saisons. Les caractéristiques d'un aquifère libre sont variables puisqu'elles dépendent directement de l'épaisseur saturée de l'aquifère. L'équation générale pour un

écoulement en deux dimensions dans une nappe libre est appelée équation simplifiée de Boussinesq:

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} = \frac{n_d}{K} \frac{\partial h}{\partial t} \quad (2.11)$$

### 2.3.3 Régime permanent

En régime permanent, un système hydraulique est en équilibre et il n'y a pas de variation de charge hydraulique dans le temps; le terme de droite des équations d'écoulement devient nul et la nouvelle équation s'exprime:

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0 \quad (2.12)$$

Cette équation en trois dimensions est générale, en autant que l'aquifère considéré soit homogène et isotrope, mais constitue une simplification pour les nappes libres.

## 2.4 TYPES D'ESSAIS HYDRAULIQUES

Les essais hydrauliques ont pour but d'évaluer les propriétés hydrauliques des formations géologiques. Il existe plusieurs types d'essais hydrauliques. Le tableau qui suit présente les différents essais hydrauliques qui ont été étudiés ici ainsi que les méthodes d'analyses qui correspondent à chaque essai. Les essais de pompage consistent généralement à pomper dans un puits avec un débit constant et à observer la baisse du niveau piézométrique dans des puits ou piézomètres d'observation. Ces essais permettent de caractériser un volume important de l'aquifère étudié. Les essais de récupération évaluent plutôt la remontée des niveaux piézométriques dans le puits de pompage ou d'observation après l'arrêt du pompage. Les essais d'injection sont plus ponctuels et consistent à isoler une section de formation avec des obturateurs et à injecter de l'eau à pression constante. Les essais Lefranc sont aussi ponctuels et servent à caractériser les propriétés hydrauliques en bout de

forage ou de tubage en modifiant soudainement (à la hausse ou à la baisse) le niveau d'eau et en observant la remontée jusqu'au niveau original.

L'interprétation des essais hydrauliques est basée sur l'utilisation de solutions analytiques (ou empiriques) représentant les conditions d'essais. Ces solutions tiennent compte du régime d'écoulement, du type d'aquifère et des conditions particulières des puits utilisés pour les essais telles la pénétration partielle et les effets d'emménagement.

TABLEAU 2.1: Résumé des essais et solutions

Essai	Solution	Régime d'écoulement		Aquifère			
		P	T	Libre	Captif	Fuyant	Fracturé
Pompage	Thiem	x			x		
	Theis		x		x		
	Jacob		x		x		
	Dupuits	x		x			
	Neuman		x	x			
	Hantush		x				x
Pompage EM	Papadopoulos		x		x		
	Boulton		x	x			
Pompage PP	Neuman		x	x			
	Streltsova		x	x			
	Hantush		x		x		
Récupération	Theis			x	x	x	x
Injection	Jacob		x				x
	Lugeon	x					x
	Trad.	x					x
Lefranc	Hvorselv		x		x		x
	Cooper		x		x		x
	Bouwer		x	x			

Note: PP (Pénétration partielle); EM (effet d'emménagement)

P: Permanent      T: Transitoire

L'essai de pompage est l'essai de base en hydrogéologie. Il permet d'évaluer la transmissivité de l'aquifère ou sa conductivité hydraulique et souvent aussi son emmagasinement. Plusieurs auteurs, au cours des années, ont documenté les modèles et les solutions afin de caractériser un aquifère à l'aide d'essais de pompage (Doe et al.,1987; Genetier, 1984; Hantush,1964; Kruseman et De Ridder,1994). Nous allons ici discuter des principales solutions utilisées pour l'interprétation des essais de pompage.

## 2.5 NAPPE CAPTIVE

Les hypothèses suivantes s'appliquent à l'ensemble des modèles d'analyse des essais de pompage en nappes captives:

1. L'aquifère est confiné;
2. L'aquifère est de dimensions latérales infinies;
3. L'aquifère est homogène, isotrope et son épaisseur est uniforme pour toute l'aire influencée par le pompage;
4. La surface piézométrique à l'état naturel est horizontale pour toute l'aire influencée par le pompage;
5. Le pompage est réalisé à débit constant;
6. L'aquifère est crépiné sur toute son épaisseur et l'écoulement se fait horizontalement.

### 2.5.1 Modèle de Thiem (solution pour le régime permanent)

Thiem, en 1906 a été l'un des premiers à utiliser plusieurs piézomètres d'observation afin de caractériser l'écoulement dans une nappe captive en régime permanent (Domenico et Schwartz, 1990). Il a démontré que, dans ces conditions, le débit d'un puits de pompage peut être exprimé par:

$$Q = \frac{2\pi T(h_2 - h_1)}{\ln(r_2 / r_1)} \quad (2.13)$$

Pour des raisons pratiques, il est plus facile d'utiliser  $s_1$  et  $s_2$ , qui sont les rabattements exprimés en mètre à la place de  $h_2$  et  $h_1$  respectivement dans l'équation de Thiem.

$$s_1 = H - h_1 \quad (2.14)$$

$$Q = \frac{2\pi T(s_1 - s_2)}{\ln(r_1 / r_2)} \quad (2.15)$$

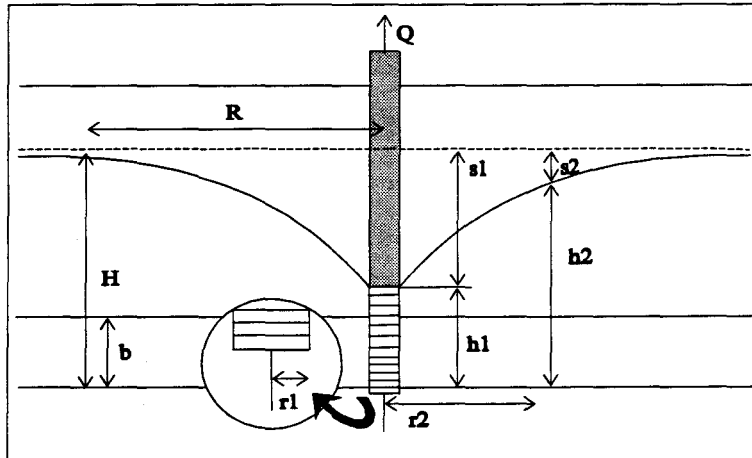


FIGURE.2.1: Paramètres pour la solution de Thiem pour le pompage dans une nappe captive en régime permanent.

Conditions d'application de la solution de Thiem:

- les conditions générales pour les nappes captives;
- l'écoulement est en régime permanent.

### 2.5.2 Modèle de Theis (solution pour le régime transitoire)

Charles V. Theis (1935) a été le premier à développer une solution représentant l'effet du pompage pour un écoulement en régime transitoire qui tenait compte à la fois du facteur temps et de l'emmagasinement dans la formation. Il avait noté que dans un puits pompant à un débit constant dans un aquifère confiné, l'influence du pompage s'étend radialement en fonction du temps. L'équation développée par Theis est dérivée de l'analogie entre le modèle de transfert de chaleur par conduction de Carslaw et de l'écoulement de l'eau dans

le sol (Domenico et Schwartz, 1990). Son équation est donc une solution de l'équation radiale de diffusion en régime transitoire qui a la forme suivante:

$$\frac{\partial^2 h}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial h}{\partial r} = \frac{S}{T} \frac{\partial h}{\partial t} \quad (2.16)$$

pour les conditions limites suivantes:

$$\text{condition initiale: } h(r,0) = h_0$$

$$\text{conditions limites: } h(\infty,t) = h_0 \text{ et } \lim_{r \rightarrow \infty} \left( r \frac{\partial h}{\partial r} \right) = \frac{Q}{2\pi T} \text{ pour } t > 0$$

L'équation de Theis est la solution analytique de l'équation générale précédente et elle s'exprime:

$$s = \frac{Q}{4\pi T} \int_u^\infty \frac{e^{-y}}{y} dy = \frac{Q}{4\pi T} W(u) \quad (2.17)$$

où

$$u = \frac{r^2 S}{4Tt} \quad (2.18)$$

$$W(u) = -0,5772 - \ln(u) + u - \frac{u^2}{2 \times 2!} + \frac{u^3}{3 \times 3!} \dots \quad (2.19)$$

$W(u)$  est la fonction de puits de Theis et sa valeur peut être évaluée en développant l'intégrale de l'équation 2.17 en série de Taylor.

À partir de l'équation du rabattement et de l'expression 2.18, Theis a développé une méthode d'analyse par courbe type pour évaluer  $T$  et  $S$ . La méthode de la courbe type de Theis est basée sur la fait que si on trace un graphique de  $s$  en fonction de  $t$  et de  $W(u)$  en fonction de  $1/u$  sur la même feuille log-log, les courbes résultantes auront le même aspect

mais seront décalées verticalement et horizontalement d'une constante  $\frac{Q}{4\pi T}$  et  $\frac{4T}{Sr^2}$ , respectivement. En superposant les courbes de façon à les faire correspondre, on trouve un point d'ajustement arbitraire à partir duquel il est ainsi possible d'évaluer T et S en utilisant les équations suivantes:

$$T = \frac{QW(u)}{4\pi s} \quad (2.20)$$

$$S = \frac{4uTt}{r^2} \quad (2.21)$$

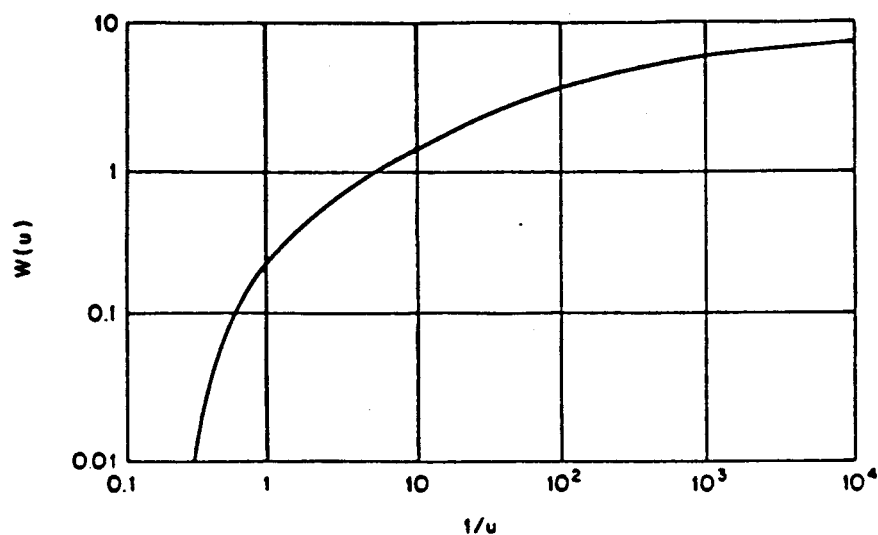


FIGURE 2.2 Courbe type de Theis.

Conditions d'application de la solution de Theis:

- les hypothèses générales des nappes captives;
- l'écoulement est en régime transitoire;
- le puits a un rayon infinitésimal.

### 2.5.3 Modèle de Jacob

La méthode de Jacob d'interprétation d'essais transitoires pour les nappes captives (Cooper and Jacob, 1946) est basée sur la formule du rabattement de Theis. Jacob a observé que la valeur des derniers termes de la série de Taylor qui définit  $W(u)$  devient négligeable lorsque l'essai dure depuis un certain temps. Pour de petites valeurs de  $u$  ( $u < 0,01$ ), les termes  $u, u^2, u^3, \dots$  sont très petits de sorte qu'il devient possible d'approximer  $W(u)$  par:

$$W(u) = [-0,577 - \ln u] \quad (2.22)$$

$$W(u) = \left[ -0,577 - \ln \frac{r^2 S}{4Tt} \right] \quad (2.23)$$

Après transformation, l'équation du rabattement s'exprime:

$$s = \frac{2,3Q}{4\pi T} \log \frac{2,25Tt}{r^2 S} \quad (2.24)$$

Si  $Q$ ,  $T$  et  $S$  sont des termes constants, un graphique du rabattement observé dans un piézomètre près du puits de pompage en fonction du logarithme du temps,  $t$ , donnera une droite. Les premiers points observés sont négligés puisque les valeurs de  $u$  est grande et entraîne des erreurs dans les résultats. Le prolongement de la droite jusqu'au point où  $s=0$  donne le temps  $t_0$ . La pente de la droite sur un cycle de log donne  $\Delta s$ . La transmissivité et l'emmagasinement sont déterminés respectivement par les équations:

$$T = \frac{2,3Q}{4\pi \Delta s} \quad (2.25)$$

$$S = \frac{2,25Tt_0}{r^2} \quad (2.26)$$



Conditions d'application de la solution de Jacob:

- les conditions générales des nappes captives;
- la condition  $u < 0,01$  est satisfaite la plupart du temps après une heure ou moins de pompage dans un aquifère confiné lorsque le puits d'observation est à une distance relativement petite du puits de pompage. Lorsque  $u < 0,05$  et  $u < 0,1$ , l'erreur dans les résultats est de l'ordre de 2% à 5% respectivement. Après analyse visuelle de graphiques entre  $u < 0,01$  et  $u < 0,1$ , il est possible de constater qu'il est difficile, voir même impossible d'identifier avec précision à quel endroit les points commencent à dévier de la droite. Il est donc important de respecter la condition  $u < 0,01$  dans l'utilisation de la méthode de Jacob.

## 2.6 NAPPE LIBRE

De façon générale, il y a trois phases d'écoulement lors d'un pompage dans une nappe libre. Au début du pompage, à l'étape A, la pression autour du puits diminue et l'aquifère se comporte comme une nappe captive en fournissant l'eau emmagasinée par décompression de l'eau et de l'aquifère. À ce moment, une courbe de Theis pour un emmagasinement  $S$  borde la courbe observée de rabattement en fonction du temps. L'écoulement se fait alors de façon horizontale puisque toute l'épaisseur de l'aquifère participe à l'écoulement. Par la suite, à l'étape B, la surface libre commence à s'abaisser et l'eau provient du drainage par gravité de l'aquifère. L'écoulement se fait alors horizontalement et verticalement. La courbe de rabattement devient pratiquement horizontale puisque l'enlèvement d'eau par pompage est alors compensé par le drainage de l'eau autour du puits. La relation du rabattement en fonction du temps dépend, dans ces conditions, du rapport  $K_h/K_v$ , de la distance  $r$  du piézomètre par rapport au puits de pompage et de l'épaisseur saturée de l'aquifère. Durant la dernière phase d'écoulement, à l'étape C, le débit pompé n'est plus compensé par le drainage de l'eau et le rabattement se poursuit et l'apport de l'eau provenant de la région autour du puits diminue. L'écoulement redevient essentiellement horizontal et la courbe rejoint la courbe de Theis pour un emmagasinement  $S_y$ .

Les conditions générales pour les solutions des conditions d'écoulement suite au pompage dans les nappes libres sont les suivantes:

1. l'aquifère est non confiné;
2. l'aquifère possède une aire de dimensions infinies;
3. l'aquifère est homogène et d'épaisseur constante sur toute l'aire influencée par le pompage;
4. à l'état naturel, la nappe libre est horizontale;
5. le pompage se fait à débit constant;
6. le puits pénètre complètement l'aquifère de sorte que l'eau provient de toute la zone saturée de l'aquifère.

#### 2.6.1 Modèle de Dupuits (solution pour le régime permanent)

Le modèle de Dupuits est basé sur l'hypothèse que l'écoulement est horizontal et se dirige radialement vers le puits. De plus, les conditions suivantes sont nécessaires à l'élaboration du modèle:

- l'aquifère est isotrope;
- l'écoulement est en régime permanent;

Dans ces conditions, le débit d'un puits pompant dans un aquifère libre est donné par l'équation suivante:

$$Q = \pi K \frac{h_2^2 - h_1^2}{\ln(r_2 / r_1)} \quad (2.27)$$

Il est bon de noter que des conditions telles que celles énumérées plus haut ne se retrouvent pas généralement sur le terrain mais que l'équation est utilisée tout de même comme approximation pratique.

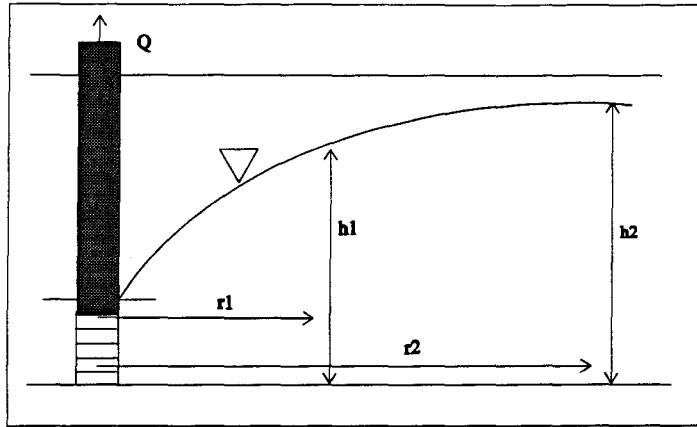


FIGURE 2.3: Paramètres pour la solution de Dupuits pour une nappe libre en régime permanent.

### 2.6.2 Modèle de Neuman (solution pour le régime transitoire)

Neuman (1974) a développé une série de courbes types composées de deux familles pour représenter l'écoulement autour d'un puits dans une nappe libre en régime transitoire. Les courbes de type A représentent les données initiales et celles de type B les valeurs tardives de l'essai. Le rabattement de la nappe s'exprime:

$$s = \frac{Q}{4\pi T} W(u_A, u_B, \Gamma) \quad (2.28)$$

$W(u_A, u_B, \Gamma)$  est la fonction de puits pour les nappes libres.

$$u_A = \frac{r^2 S}{4Tt} \quad (2.29)$$

$$u_B = \frac{r^2 S_y}{4Tt} \quad (2.30)$$

$$\Gamma = \frac{r^2 K_v}{b^2 K_h} \quad (2.31)$$

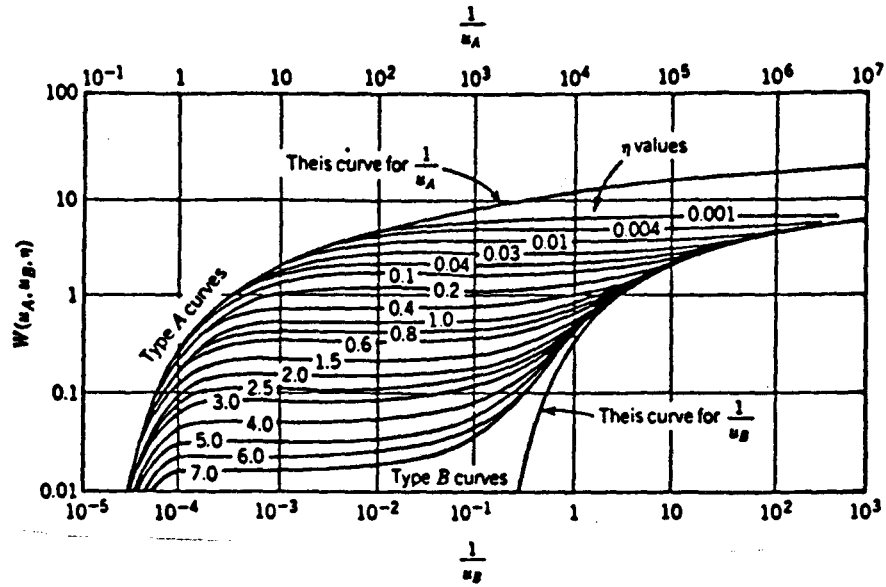


FIGURE 2.4: Courbes types de Neuman.

Il est possible d'évaluer  $T$ ,  $S_y$  et  $S$  en superposant la courbe de rabattement en fonction du temps sur les courbes types de Neuman.

$$T = \frac{Q}{4\pi s} W(u_B, \Gamma) \quad (2.32)$$

$$S_y = \frac{u_B 4Tt}{r^2} \quad (2.33)$$

$$S = \frac{u_A 4Tt}{r^2} \quad (2.34)$$

Conditions d'application pour la solution de Neuman:

- les conditions générales pour les nappes libres;
- l'aquifère est isotrope ou anisotrope;
- l'écoulement est en régime transitoire;
- la zone non saturée est négligée;
- $S_y/S_A > 10$ ;
- un puits d'observation est crépiné sur toute l'épaisseur de l'aquifère;

- les diamètres des puits de pompage et d'observation sont petits (l'effet d'emmagasinement est négligé).

Le développement est beaucoup plus récent pour l'analyse des essais de pompage dans les nappes libres que pour les nappes confinées. L'analyse d'essais de pompage en nappe libre demeure un domaine de recherche très actif. Les méthodes d'analyse subissent des améliorations et des changements encore aujourd'hui (voir par exemple Moench, 1993).

## 2.7 NAPPE FUYANTE

Les nappes fuyantes sont souvent présentes dans les conditions de terrain. Lorsqu'une nappe fuyante est pompée, l'eau ne provient pas seulement de l'aquifère mais aussi des couches situées au dessus et au dessous de l'aquifère. De façon générale, au début du pompage dans un aquifère fuyant, la charge hydraulique diminue créant un gradient hydraulique dans l'aquifère ainsi que dans l'aquitard situé au-dessus. L'écoulement est essentiellement vertical dans l'aquitard et horizontal dans l'aquifère. L'eau pompée dans l'aquifère provient de l'emmagasinement dans l'aquifère et des fuites de la nappe située au dessus de l'aquitard. Avec le temps, de plus en plus d'eau provient de l'aquifère au-dessus qui fuit à travers l'aquitard. Pour qu'un écoulement en régime permanent s'établisse, il faut que la recharge de la nappe du dessus soit assez grande pour que sa surface libre ne se rabatte pas (figure 2.6).

Les conditions générales pour les solutions d'écoulement suite au pompage dans un aquifère fuyant sont les suivantes:

1. l'aquifère et l'aquitard sont de dimensions latérales infinies;
2. l'aquifère et l'aquitard sont homogènes, isotropes et d'épaisseur uniforme sur toute l'aire influencée par le pompage;
3. la surface piézométrique est horizontale à l'état naturel;

4. le débit de pompage est constant;
5. le puits pénètre complètement l'aquifère;
6. l'écoulement dans l'aquifère est horizontal;
7. le rabattement dans l'aquifère du dessus est négligeable;
8. l'eau qui est retirée de l'emmagasinement de l'aquifère ainsi que l'eau provenant de l'aquitard est déchargée instantanément;
9. le diamètre du puits est très petit, l'effet d'emmagasinement est négligeable.

### 2.7.1 Modèle de Hantush

Hantush (1960) a développé une méthode d'analyse d'essais de pompage en régime transitoire dans un aquifère fuyant. Sa méthode tient compte du changement dans l'emmagasinement de l'aquitard. Il est important de noter que tant que l'écoulement se fait en régime transitoire, il faut considérer l'emmagasinement dans l'aquitard. Le fait de ne pas tenir compte de l'emmagasinement dans l'aquitard entraîne une surestimation de la conductivité hydraulique de l'aquifère fuyant et une sous estimation de la conductivité hydraulique de l'aquitard. C'est une méthode de courbes types et le rabattement pour les premières valeurs de l'essai dans le temps s'exprime:

$$s = \frac{Q}{4\pi T} W(u, \beta) \quad (2.35)$$

$$u = \frac{r^2 S}{4Tt} \text{ et } \beta = \frac{r}{4} \sqrt{\frac{K' / D'}{T}} \sqrt{\frac{S'}{S}} \quad (2.36)$$

$$W(u, \beta) = \int_u^\infty \frac{e^{-y}}{y} \operatorname{erfc} \frac{\beta \sqrt{u}}{\sqrt{y(y-u)}} dy \quad (2.37)$$

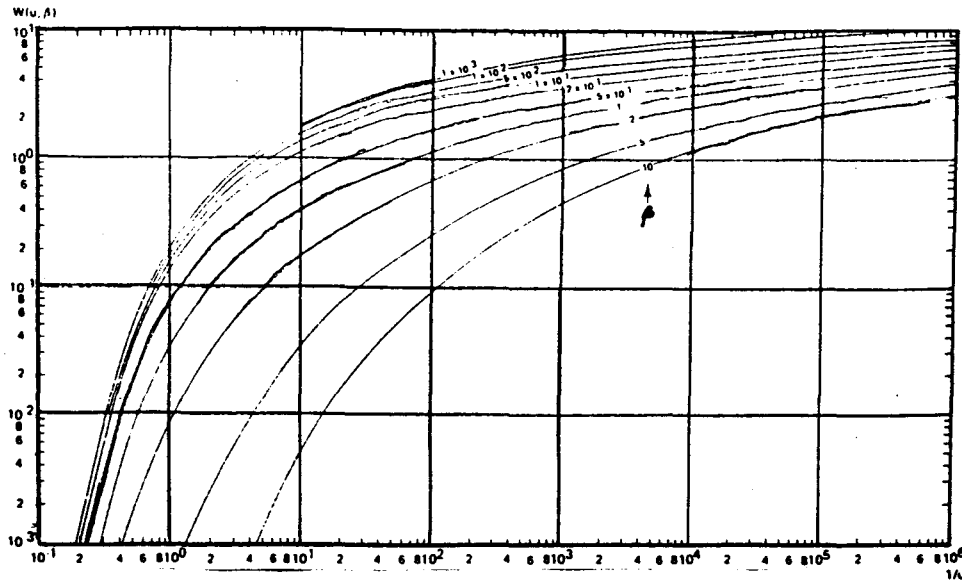


FIGURE 2.5 Courbes types de Hantush.

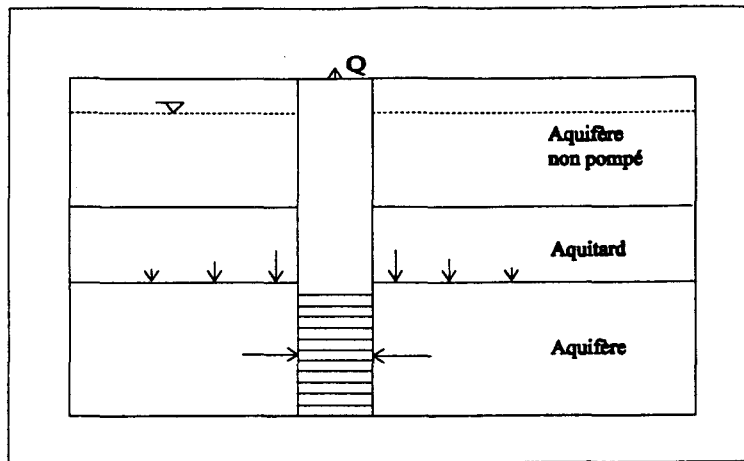


FIGURE 2.6: Coupe d'un aquifère fuyant.

Conditions d'application pour la solution de Hantush (1960):

- les conditions générales pour une nappe fuyante;
- l'écoulement est en régime transitoire;
- seules les données du début doivent être utilisées afin de respecter le fait que le rabattement dans l'aquitard est négligeable;
- l'aquitard est compressible. En ne tenant pas compte de la compressibilité de l'aquitard, on obtient la solution de Hantush et Jacob (1955).

## 2.8 ESSAIS DE RÉCUPÉRATION

L'essai de récupération est basé sur le principe de superposition. Après l'arrêt de la pompe, il est supposé qu'une recharge imaginaire, équivalente au pompage, est injectée dans le puits de pompage qui continue de pomper l'eau. Les mesures ne sont pas affectées par les vibrations de la pompe et par les variations du débit de pompage car c'est l'eau de la formation qui pousse et qui s'infiltré dans le puits. Ces avantages en font une méthode d'analyse dont les résultats sont souvent plus significatifs que ceux d'un essai de pompage seul.

### 2.8.1 Modèle de Theis

Le modèle de Theis pour analyser la remontée à la suite d'un pompage dans une formation est très utilisé. Cette méthode peut être employée pour un pompage dans un aquifère confiné dans un puits qui est crépiné sur toute l'épaisseur de l'aquifère. Aussi, la méthode de Theis est applicable, sous certaines conditions, aux aquifères non confiné, aux aquifères fuyants ainsi que dans des puits qui ne sont crépinés que sur une certaine épaisseur dans l'aquifère considéré (Kruseman et DeRidder, 1994).

#### *Aquifère confiné*

Le rabattement résiduel (remontée) s'exprime:

$$s' = \frac{Q}{4\pi T} \{W(u) - W(u')\} \quad (2.38)$$

où 
$$u = \frac{r^2 S}{4Tt} \quad (2.39)$$

$$u' = \frac{r^2 S'}{4Tt'} \quad (2.40)$$



Lorsque  $u$  et  $u'$  ont une valeur très petite ( $u < 0,01$ ), l'expression de  $s'$  devient:

$$s' = \frac{Q}{4\pi T} \left( \ln \frac{4Tt}{r^2 S} - \ln \frac{4Tt'}{r^2 S'} \right) \quad (2.41)$$

Et lorsque  $S$  et  $S'$  sont constants:

$$s' = \frac{2,3Q}{4\pi T} \log \frac{t}{t'} \quad (2.42)$$

Un graphique de la remontée en fonction du log de  $t/t'$  donne une ligne droite à partir de laquelle on trouve la pente  $\Delta s'$  pour évaluer  $T$ .

$$T = \frac{2,3Q}{4\pi \Delta s'} \quad (2.43)$$

Conditions d'application de la méthode de Theis pour les essais de récupération:

- les conditions générales pour les aquifères confinés;
- l'écoulement est en régime transitoire;

-le temps depuis le début de la remontée est suffisamment long, soit:  $t_p \geq \frac{25r_c^2}{T}$  et  $t' \geq \frac{25r_c^2}{T}$

### *Aquifère libre*

En 1975, S.P. Neuman a démontré que la méthode de récupération de Theis pouvait s'appliquer lors d'essais de récupération dans un aquifère libre mais seulement pour les dernières valeurs de la remontée (Kruseman et DeRidder, 1994). Pour les valeurs tardives de l'essai, l'effet d'emmagasinement élastique dans le puits disparaît de sorte que les points sur un graphique de la remontée en fonction de  $\log t/t'$  forment une droite. La pente de la

droite  $\Delta s'$  donne la valeur de  $T$  en utilisant la même formule que pour un aquifère confiné.

Pour les nappes libres, on a les conditions d'application suivantes:

-  $u < 0,01$ , c'est à dire que le temps de pompage  $t_p = 25r^2S / T$ ;

-  $u' < 0,01$ , c'est à dire que le temps après l'arrêt de la pompe  $t' = 25r^2S / T$

### *Aquifère fuyant*

Si le temps de pompage est long, l'eau qui traverse l'aquifère fuyant va influencer le niveau de la nappe. Lorsque les temps de pompage et de remontée sont faibles, la méthode de Theis peut s'appliquer. Il n'est alors possible d'évaluer que la transmissivité.

### *Aquifère partiellement crépiné*

Pour un temps de pompage long  $t_p > b^2S/2T$ , le graphique semi-log de  $s$  en fonction de  $t$  donne une droite dont la pente est identique à celle observée lorsque le puits pénètre complètement l'aquifère (Hantush, 1961a). Si la portion de la courbe qui est droite est assez longue ( $t_p$  et  $t' > (10b^2S)/T$ ), la méthode de Theis peut être utilisée.

## 2.9 EFFETS DE PUIITS

### 2.9.1 Pénétration partielle

Contrairement au cas où un puits pénètre complètement un aquifère, la composante verticale de l'écoulement pour le cas où le puits n'est pas crépiné sur toute l'épaisseur n'est pas négligeable. Le rabattement observé dépend donc de la longueur et de la profondeur de la crépine, aussi bien dans le puits de pompage que dans le puits d'observation.

### Aquifère confiné

Hantush, en 1957 a développé une solution afin de corriger l'effet de pénétration partielle d'un puits pompant dans un aquifère confiné. Selon M.S. Hantush (1957), l'effet de pénétration partielle disparaît avec l'éloignement radial par rapport au puits de pompage. Au delà de  $r > 1,5b$ , l'effet de pénétration partielle disparaît. Pour une période de pompage relativement courte, le rabattement s'exprime:

$$s = \frac{Q}{8\pi K(b-d)} E\left(u, \frac{b}{r}, \frac{d}{a}, \frac{a}{r}\right) \quad (2.44)$$

$$u = \frac{r^2 S_s}{4Kt} \quad (2.45)$$

$$S_s = \frac{S}{D} \quad (2.46)$$

Cette solution de Hantush est une modification de la méthode de Theis (Kruseman et DeRidder, 1994). Elle peut être utilisée dans les conditions générales pour les nappes confinées en en y ajoutant les conditions suivantes:

- L'écoulement est en régime transitoire;
- Le temps de pompage est court:  $t < (2D-b-a)^2(S_s)/20K$ ;
- Le puits pénètre partiellement l'aquifère.

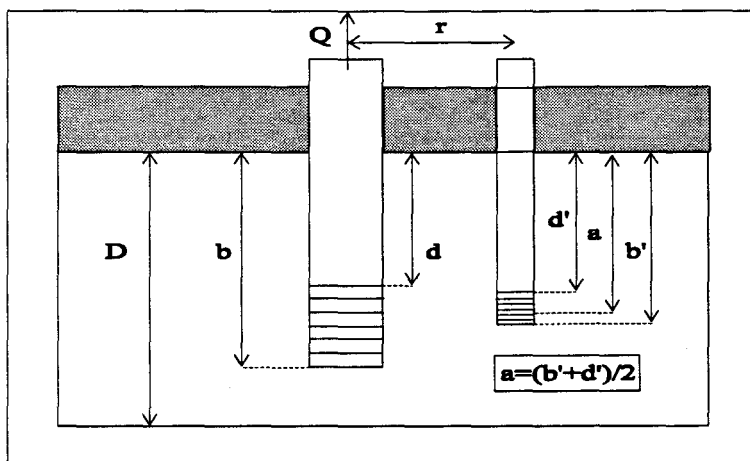


FIGURE 2.7: Paramètres de la solution de Hantush pour des puits avec pénétration partielle.

Hantush a aussi développé une solution pour les essais de pompage de longue durée où  $t > b^2S/2K$  (Kruseman et DeRidder, 1994). Cette solution est une modification de la solution de Cooper-Jacob. On observe une droite sur un graphique semi-logarithmique du rabattement en fonction du temps pour les valeurs tardives de l'essai. Hantush a noté que si un puits de pompage pénètre partiellement un aquifère et que le rabattement est observé dans un puits qui pénètre complètement l'aquifère, le rabattement observé est le même que lorsque le puits de pompage pénètre complètement l'aquifère. À ce moment, la solution de Theis peut être utilisée pour les valeurs où  $t_p$  et  $t' > b^2S/2K$ . Il est important de ne pas utiliser la solution de Theis dans le cas où le puits d'observation est partiellement crépiné, surtout pour les premières valeur de la courbe où les pentes des deux courbes ont la même allure, car cette solution ne s'applique pas. Il ne faut pas non plus supposer que l'aquifère se termine au bas de la crépine, comme c'est pratique courante, afin de simplifier la solution.

Le fait que le puits pénètre partiellement l'aquifère a un effet sur le rabattement qui ressemble à l'effet de perte (fuite) de l'emmagasinement dans une couche épaisse et semi-perméable. Lorsque le temps de pompage est petit, on observe, sur un graphique semi-logarithmique du rabattement en fonction du temps, un effet qui ressemble à celui provoqué par une limite de recharge. La limite de recharge a pour effet de réduire le rabattement dans le puits. Le même genre d'effet peut être observé lorsqu'un puits pénètre complètement un aquifère en pente ou un aquifère dont l'épaisseur n'est pas uniforme (Hantush, 1961b).

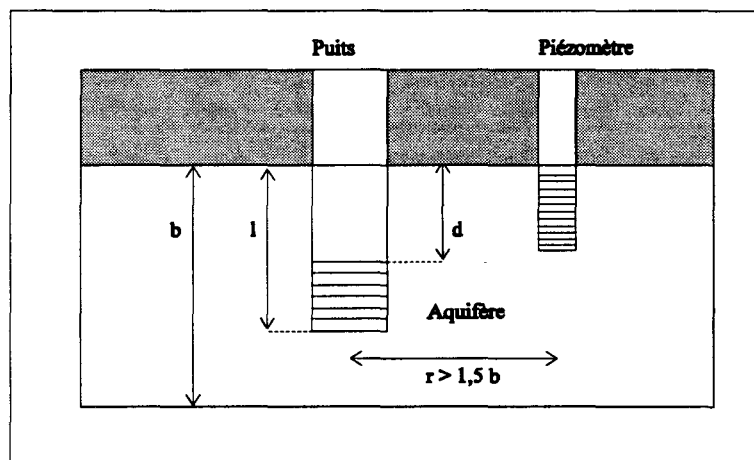


FIGURE 2.8: Représentation d'un puits qui pénètre partiellement un aquifère confiné.

### *Aquifère libre*

Dans le cas d'un aquifère libre, Neuman (1974) a développé une série de courbes types pour corriger l'effet de pénétration partielle dans un aquifère non confiné. Le rabattement selon la solution de Neuman s'exprime:

$$s = \frac{Q}{4\pi K_h D} W\{u_A, \beta, S_A / S_Y, b / D, d / D, z / D\} \quad (2.47)$$

$$u_A = \frac{r^2 S_A}{4Tt} \quad (2.48)$$

$$\beta = \left(\frac{r}{D}\right)^2 \frac{K_v}{K_h} \quad (2.49)$$

Lorsque le puits est crépiné sur toute l'épaisseur de l'aquifère, la courbe de rabattement en fonction du temps est enveloppée par la solution de Theis pour les valeurs du début et de la fin de la courbe. Si, par contre, le rabattement est observé dans un puits qui pénètre partiellement l'aquifère, la solution de Hantush (aquifère confiné) borde le début de la courbe et la solution de Dagan (1967)(aquifère non confiné) borde la fin de la courbe (figure 2.9). Dans ce cas aussi, l'effet de pénétration partielle disparaît avec la distance radiale par rapport au puits de pompage lorsque  $r > b/Kd$ . Pour réduire l'effet de la pénétration partielle, le puits d'observation peut être crépiné sur toute l'épaisseur de l'aquifère afin que la solution de Theis puisse être utilisée (Neuman, 1974). En exprimant le rabattement en fonction de six variables indépendantes, il est possible de couvrir une plus grande variété de situations sur le terrain en générant un plus grand nombre de courbes de types A et B. La solution de Neuman nécessite l'emploi d'un ordinateur afin de calculer des courbes de types A et B pour chaque piézomètre de l'essai.

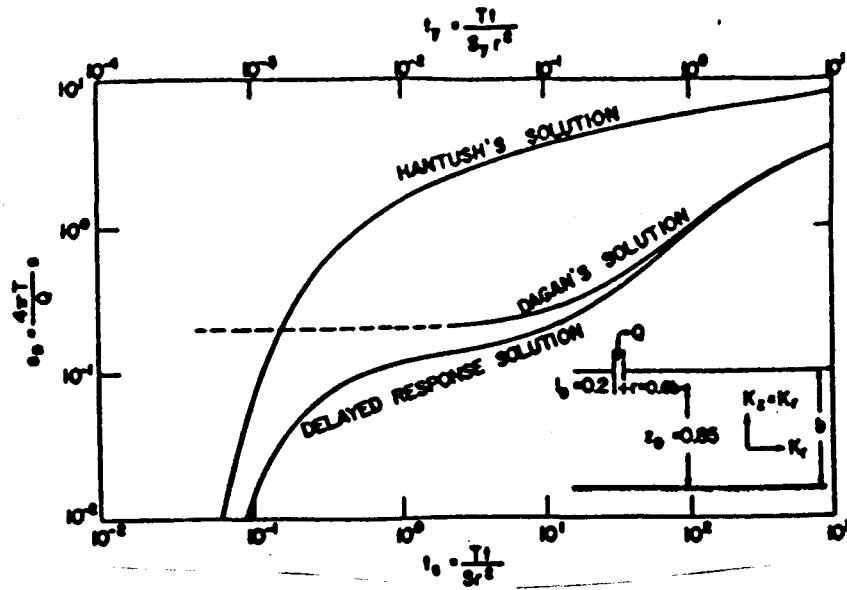


FIGURE 2.9: Comparaison des solutions de Hantush et de Dagan pour  $\beta = 0,36$  (Neuman et al., 1983).

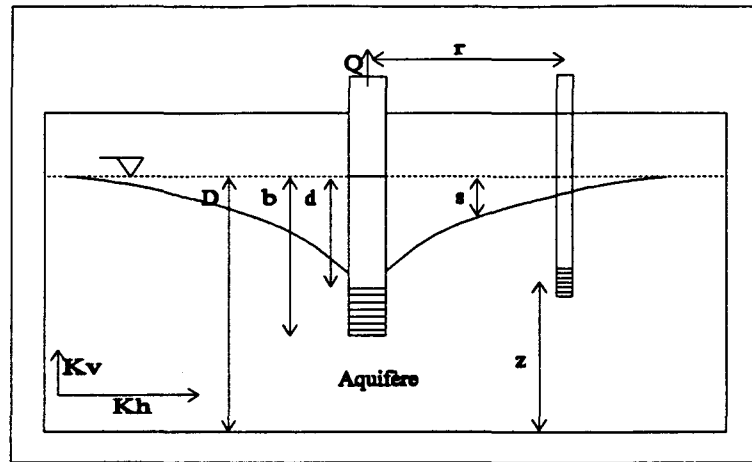


FIGURE 2.10: Paramètres de la solution de Neuman pour un puits qui pénètre partiellement un aquifère libre.

Conditions d'application de la solution de Neuman pour la pénétration partielle dans un aquifère libre:

- l'aquifère est uniforme et anisotrope;
- le débit est constant;

- l'eau emmagasinée dans la formation est expulsée par compaction des matériaux, expansion de l'eau et par drainage par gravité;
- l'aquifère est non confiné, de dimensions horizontales illimitées et repose sur une couche imperméable;
- les effets d'emmagasinement et la zone non saturée sont négligés;
- l'écoulement est en régime transitoire.

### Méthode de Streltsova

Streltsova, 1974 a aussi développé une méthode pour l'interprétation de la réponse d'un piézomètre lors des essais de pompage avec pénétration partielle du puits dans l'aquifère pour les aquifères non confinés. Le rabattement s'exprime:

$$s = \frac{Q}{4\pi T(b_1 / D)} W(u_A, \beta, b_1 / D, b_2 / D) \quad (2.50)$$

$$u_A = \frac{r^2 S_A}{4Tt} \quad (2.51)$$

$$\beta = \left(\frac{r}{D}\right)^2 \frac{K_v}{K_h} \quad (2.52)$$

Cette solution s'applique pour les valeurs initiales de l'essai. Pour les valeurs tardives de l'essai, Streltsova utilise une version modifiée de la solution de Dagan, en 1967 (Neuman, 1974).

$$s = \frac{Q}{4\pi T(b_1 / D)} W(u_B, \beta, b_1 / D, b_2 / D) \quad (2.53)$$

$$u_B = \frac{r^2 S_Y}{4Tt} \quad (2.54)$$

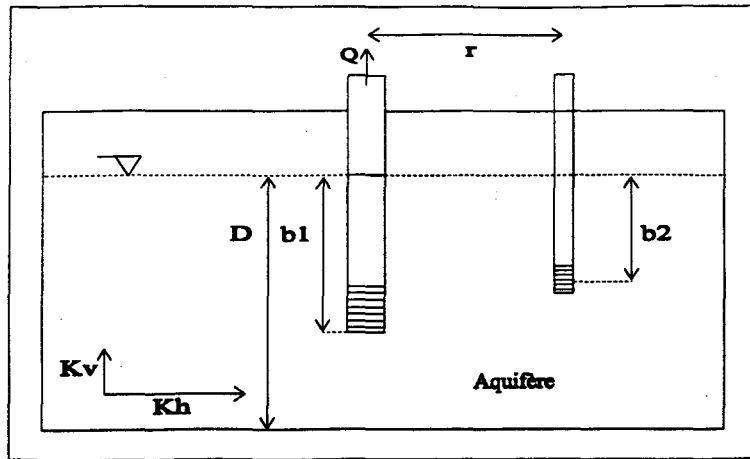


FIGURE 2.11: Paramètres de Streltsova pour un puits pompant dans un aquifère libre.

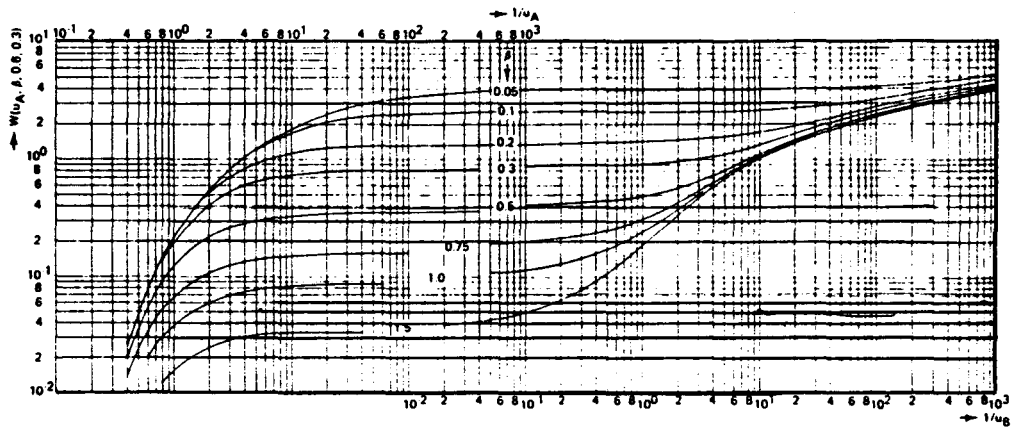


FIGURE 2.12: Courbes types de Streltsova.

Conditions d'application de la méthode de Streltsova:

- les conditions générales pour un aquifère libre;
- l'aquifère est homogène, anisotrope et d'épaisseur constant pour toute l'aire influencée par le pompage;
- le puits pénètre partiellement l'aquifère;
- l'aquifère est non confiné;
- l'écoulement est en régime transitoire;
- $S_Y/S_A > 10$ ;



- des piézomètres (courtes section crépinés) sont utilisés pour l'observation des niveaux d'eau.

La solution de Neuman est plus populaire et d'application plus générale que celle de Streltsova.

### 2.9.2 Emmagasinement

L'effet d'emmagasinement se produit principalement lorsque le puits de pompage a un grand diamètre et que l'eau pompée lors des premières minutes de l'essai provient essentiellement du puits.

#### *Aquifère confiné*

#### Modèle de Papadopoulos et Cooper

Papadopoulos et Cooper (1967) ont développé une série de courbes types pour analyser le rabattement dans un puits de large diamètre. Leur méthode tient compte de l'effet d'emmagasinement dans le puits. La théorie montre que lorsque l'effet d'emmagasinement se manifeste, un graphique log-log du rabattement en fonction du temps donne une droite de pente unitaire pour les premières valeurs du test (Papadopoulos et Cooper, 1967). Les données tardives, lorsque  $t > 250r_c^2/T$ , rejoignent la courbe de Theis. Pour utiliser cette solution, il faut que la majorité des points s'aligne avec une des courbes-types et non seulement les premiers points. Cette méthode ne permet pas de déterminer  $S$  avec précision car, pour un changement d'une courbe-type,  $S$  varie d'un ordre de grandeur. Le rabattement selon Papadopoulos et Cooper s'exprime:

$$s = \frac{Q}{4\pi T} F(u, \alpha, r / r_w) \quad (2.55)$$

$$u = \frac{r^2 S}{4Tt} \quad (2.56)$$

$$\alpha = \frac{r_w^2 S}{r_c^2} \quad (2.57)$$

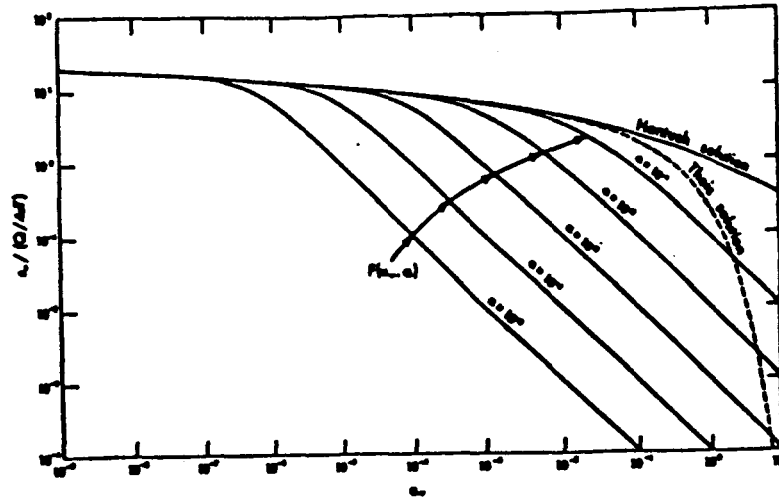


FIGURE 2.13: Courbes types de Papadopoulos et Cooper pour l'effet d'emmagasinement.

Conditions d'application de la méthode de Papadopoulos et Cooper:

- les conditions générales des aquifères confinés;
- le diamètre du puits est large de sorte que l'emmagasinement n'est pas négligé;
- l'écoulement est en régime transitoire.

*Aquifère libre*

#### Méthode de Boulton-Streltsova

Boulton et Streltsova (1975) ont développé une série de courbes-types pour un puits de large diamètre qui pénètre partiellement un aquifère libre. Les courbes représentent la première partie de la courbe en S qui décrit un aquifère libre. Le rabattement s'exprime:

$$s = \frac{Q}{4\pi K_h b} W(u_A, S_A, \beta, \frac{r}{r_{ew}}, \frac{b_2}{b}, \frac{d}{b}, \frac{b_3}{b}) \quad (2.58)$$

$$u_A = \frac{r^2 S_A}{4K_h b t} \quad (2.59)$$

$$\beta = \left(\frac{r}{b}\right)^2 \frac{K_v}{K_h} \quad (2.60)$$

Pour analyser la partie B de la courbe, Boulton-Streltsova utilisent l'équation de Streltsova pour un puits de petit diamètre qui pénètre partiellement un aquifère libre. Cela implique que pour une longue période de pompage, l'effet d'emmagasinement tend à disparaître.

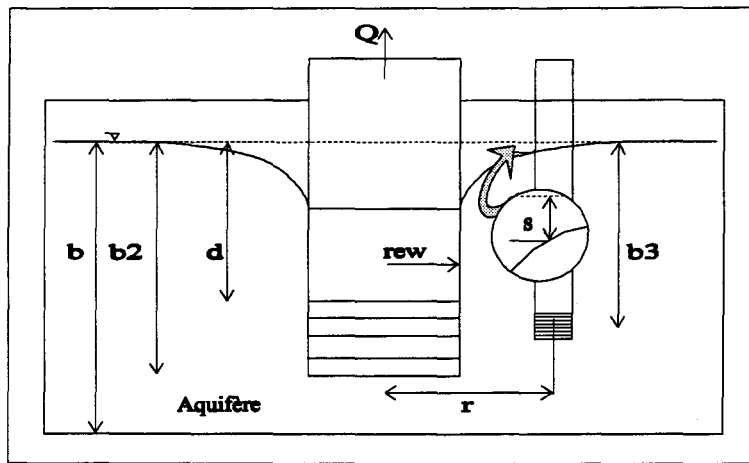


FIGURE 2.14: Paramètres de Boulton et Streltsova pour un puits de large diamètre dans un aquifère libre.

Conditions d'application de la méthode de Boulton-Streltsova:

- les conditions générales pour les nappes libres;
- le puits ne pénètre pas complètement l'aquifère;
- l'aquifère est anisotrope;
- le puits pénètre partiellement l'aquifère;
- le diamètre du puits est grand;
- l'écoulement est en régime transitoire;
- l'aquifère est non confiné;
- les niveaux d'eau sont observés par des piézomètres (longueur crépinée petite);
- $S_Y/S_A > 10$ .

## 2.10 ESSAIS D'INJECTION

Les essais d'injections à pression constante, aussi connus sous le nom de 'packer tests' ou 'essais Lugeon', sont très utilisés en ingénierie. Ce type d'essai permet d'évaluer la transmissivité et la conductivité hydraulique et est surtout utilisé dans des formations de roc fracturé (Doe et al., 1987).

### 2.10.1 Méthode de Lugeon

L'essai Lugeon permet de définir un coefficient de porosité (Houlsby, 1976) qu'il est préférable de comparer à une absorption car ce n'est pas une perméabilité au sens hydraulique du terme. Ce coefficient est appelé unité Lugeon. L'utilité principale de l'unité Lugeon réside dans la préparation des projets d'étanchéité par injection de coulis de ciment pour de grands ouvrages. L'essai est réalisé par palier de pression croissante puis décroissante. À chaque palier, le régime permanent doit être atteint et la conductivité hydraulique est déterminée à partir du patron lugeon (Houlsby, 1976). Le test Lugeon a son efficacité maximale lorsque le milieu offre une faible perméabilité. La perméabilité selon la méthode de Lugeon est évaluée à l'aide de la relation suivante:

$$K = 1,85 \times 10^{-5} \frac{Q/L}{\Delta\phi} \quad (2.61)$$

$$Q/L = \frac{l}{\text{min} \cdot m} \text{ et } \Delta\phi = m \text{ d'eau}$$

$$U.L. = \frac{l}{m / \text{min} \cdot P_{\text{actuelle}} (\text{bars})} \frac{10(\text{bars})}{1} \quad (2.62)$$

$$1 \text{ Lugeon} = 1,3 \times 10^{-5} \text{ cm/s}$$

### 2.10.2 Méthode traditionnelle

L'analyse d'essai d'injection d'eau à pression constante en régime permanent est la méthode traditionnelle pour ce type d'essai. En supposant que l'écoulement se fait radialement autour du puits, la conductivité hydraulique est évaluée à l'aide de la formule suivante:

$$K = \frac{Q}{2\pi T \Delta h_w} \ln \frac{L}{r_w} \quad (2.63)$$

$$L \gg 2r_w$$

L'avantage de ce type d'essai est qu'il n'y a pas d'effet d'emmagasinement. L'essai se réalise à pression constante alors il n'y a pas de variation dans le puits. Le seul emmagasinement possible est celui dans la formation (Neuman et al., 1983).

### 2.10.3 Méthode de Jacob et Lohman

Pour un écoulement en régime transitoire, Jacob et Lohman, en 1952 (Neuman et al., 1983), ont développé une solution.

$$Q = 2\pi T \Delta h_w W(t_d) \quad (2.64)$$

$$t_d = \frac{T}{r_w^2 S_s} \quad (2.65)$$

$$W(t_d) = \frac{4t_d}{\pi} \int_{w=0}^{w=\infty} w e^{-t_d w^2} \left[ \frac{\pi}{2} + \operatorname{tg}^{-1} \left( \frac{Y_0(w)}{J_0(w)} \right) \right] dw \quad (2.66)$$

$Y_0$  et  $J_0$  sont des fonctions de Bessel d'ordre zéro du premier et du second degré respectivement. Les valeurs de  $W(t_d)$  sont données par Jacob et Lohman (1952). La méthode d'analyse ressemble à celle de Theis. Sur un graphique log-log, on superpose les graphique de  $W(t_d)$  en fonction de  $t_d$  et de  $Q$  en fonction de  $t$ . Un point arbitraire permet d'évaluer  $K$  et  $S_s$ . Il faut noter qu'une bonne partie des courbes types est horizontale, ce qui rend la méthode plus difficile à utiliser (figure 2.15). La valeur de  $S_s$  obtenue n'est pas toujours très significative car les courbes sont très semblables. La valeur de  $K$  est obtenue avec plus de précision et elle est plus représentative de la réalité (Neuman et al., 1983).

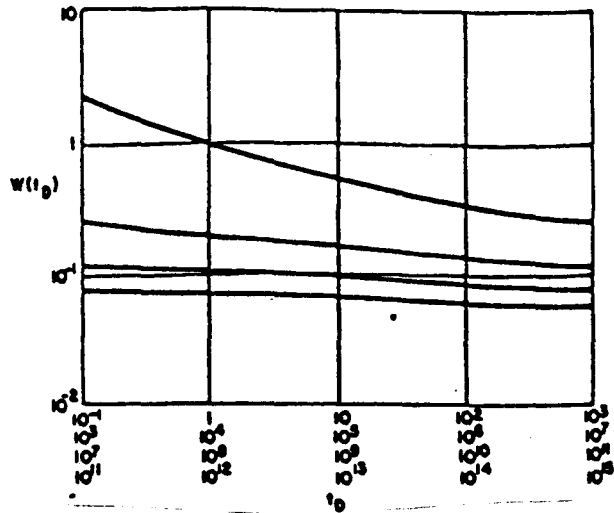


FIGURE 2.15: Courbes types de  $W(t_d)$  en fonction de  $t_d$  pour la méthode de Jacob et Lohman.(Neuman et al., 1983)

Doe et Remer, en 1980(Neuman et al., 1983) ont comparé le régime transitoire et le régime permanent. Ils ont déterminé que, dans plusieurs conditions, les deux méthodes donnaient des résultats similaires. Cette conclusion explique pourquoi la méthode en régime transitoire n'est que très rarement utilisée (Neuman et al., 1983).

## 2.11 ESSAIS LEFRANC

L'essai 'Lefranc' est un essai de plus en plus populaire en hydrogéologie étant donné sa rapidité d'exécution ainsi que le fait qu'il ne nécessite l'ajout ou le retrait que d'une petite quantité d'eau. C'est un essai plus simple qu'un essai de pompage conventionnel car il ne requiert ni puits d'observation ni puits de pompage. L'essai consiste à retirer (ou injecter) rapidement et instantanément un petit volume d'eau dans le puits et d'observer le taux de remonté (ou descente) lors du retour du niveau à la normale. Il est aussi possible d'isoler certaines sections du forage à l'aide d'obturateurs (sacs gonflables) afin d'obtenir les caractéristiques hydrauliques en fonction de la profondeur. Ce type d'essai permet d'obtenir

la transmissivité et la conductivité hydraulique de l'aquifère. Finalement, il est aussi possible de faire ces essais en cours de forage.

Par contre, le volume d'aquifère affecté est beaucoup plus petit qu'avec un essai de pompage et ce volume peut avoir été affecté par le forage du puits. C'est pourquoi un essai 'Lefranc' réalisé seul ne constitue pas un substitut à l'essai de pompage. L'essai 'Lefranc' permet une première évaluation des propriétés de l'aquifère. Il est important de noter que le développement de méthodes d'interprétation de ce type d'essais est un domaine de recherche très actif.

### 2.11.1 Méthode de Hvorslev

Les techniques de mesure de l'essai 'Lefranc' se sont développées de sorte que l'équipement nécessaire devient de plus en plus complexe. Les méthodes d'analyse pour ce type d'essai ont tout d'abord été développées pour un puits dans un aquifère confiné par Hvorslev (1951).

La méthode consiste à abaisser (ou élever) le niveau d'eau à partir d'un niveau initial  $H_0$  et d'observer la remontée (ou abaissement) jusqu'au niveau original. La remontée enregistrée lors de l'essai est normalisée et portée sur un graphique semi-log de  $H-h/H-H_0$  en fonction du temps (figure 2.17). Le graphique résultant est une droite d'où on peut définir le temps de réaction de base  $T_0$  à  $(H-h/H-H_0)=0,37$  (figure 2.17). Le facteur de forme  $L/R$  est caractérisé pour chaque configuration du piézomètre. La conductivité hydraulique peut être déterminée à l'aide de la formule 2.67 pour un facteur de forme  $L/R > 8$ . Notons que la méthode de Hvorslev est encore beaucoup utilisée aujourd'hui. La solution de Hvorslev pour la conductivité hydraulique est la suivante:

$$K = \frac{r^2 \ln(L/R)}{2LT_0} \quad (2.67)$$

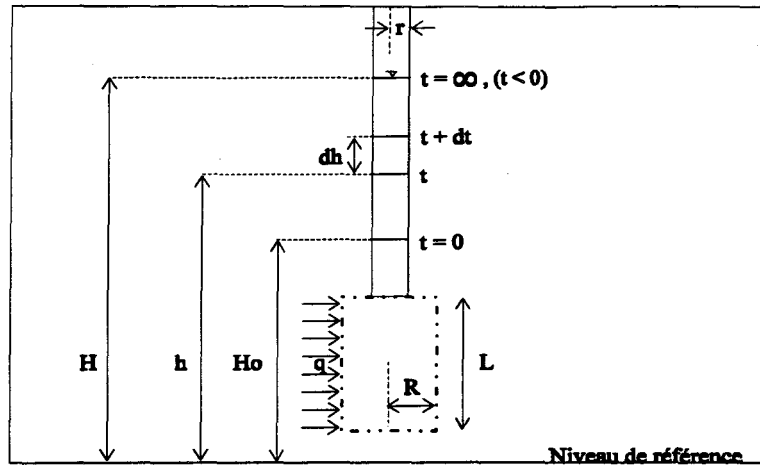


FIGURE 2.16: Paramètres de Hvorslev pour un essai dans un piézomètre.

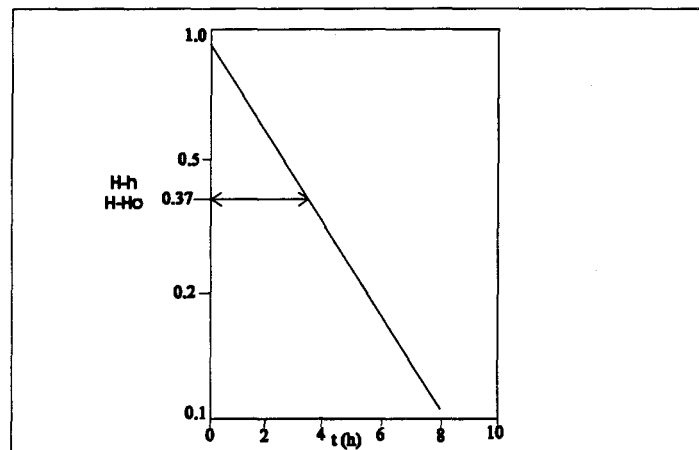


FIGURE 2.17: Graphique de la solution de Hvorslev.

### 2.11.2 Méthode de Cooper

Cooper et al. (1967) ont amélioré l'interprétation des essais en bout de tubage en éliminant des hypothèses de la solution de Hvorslev. La solution de Cooper et al. (1967) est exprimée graphiquement à l'aide d'une série de courbes types sur lesquelles on superpose les résultats du taux de remonté. Papadopoulos et al. (1973) ont étendu la gamme de courbes types développées par Cooper et al. afin de pouvoir couvrir plus de situations. Les données sont analysées à l'aide d'un graphique semi-logarithmique de  $F(\alpha, \beta)$  en fonction de  $\beta$  pour plusieurs valeurs de  $\alpha$  (Figure 2.18) où:



$$F(\alpha, \beta) = \frac{8\alpha}{\pi^2} \int_0^{\infty} \frac{e^{-\beta^2 w / \alpha}}{w f(w, \alpha)} dw \quad (2.68)$$

$$\alpha = \frac{\pi r_w^2 b S_s}{S_w} \quad (2.69)$$

$$\beta = \frac{\pi T t}{S_w} \quad (2.70)$$

Un graphique semi-log du rabattement en fonction du temps est superposé sur les courbes-types et un point arbitraire sert à évaluer K à l'aide de la formule de  $\beta$ .

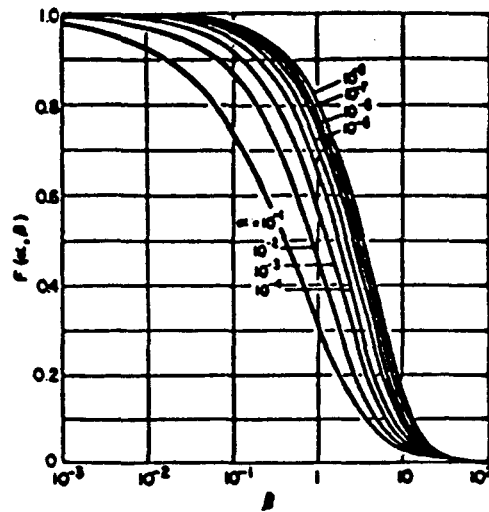


FIGURE 2.18: Courbes types de  $F(\alpha, \beta)$  en fonction de  $\beta$ . (Neuman et al., 1983)

### 2.11.3 Méthode de Bouwer et Rice

Dans le cas d'un aquifère non confiné, qu'il pénètre partiellement ou complètement l'aquifère, Bouwer et Rice (1976) ont développé une solution basée sur une modification de l'équation du débit de Thiem.

$$Q = 2\pi KL \frac{y}{\ln(R_e / r_w)} \quad (2.71)$$

Les conditions d'application de cette solution sont les suivantes:

- Le rabattement de la nappe autour du puits est négligeable;

- L'écoulement dans la zone non saturée est négligeable;
- Les pertes de charges à l'entrée du puits sont négligeables;
- L'aquifère est isotrope et homogène;
- Il n'y a pas de perturbation autour du puits.

L'équation de la conductivité hydraulique est la suivante:

$$K = \frac{r_c^2 \ln(R_e / r_w)}{2L} \frac{1}{t} \ln \frac{y_o}{y_t} \quad (2.72)$$

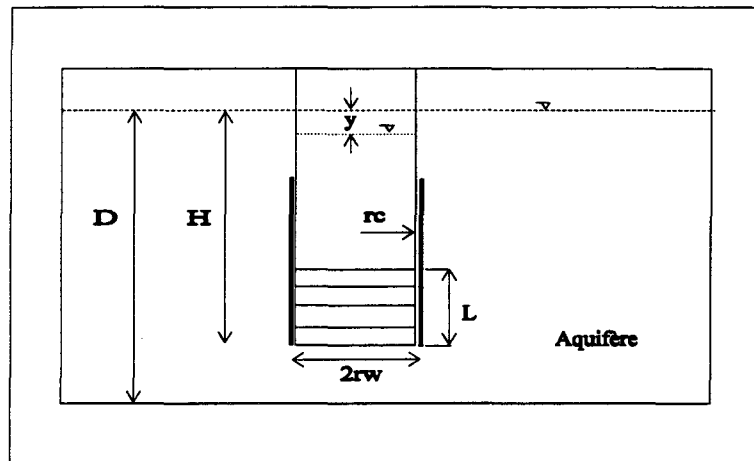


FIGURE 2.19: Paramètres de la solution de Bouwer et Rice.

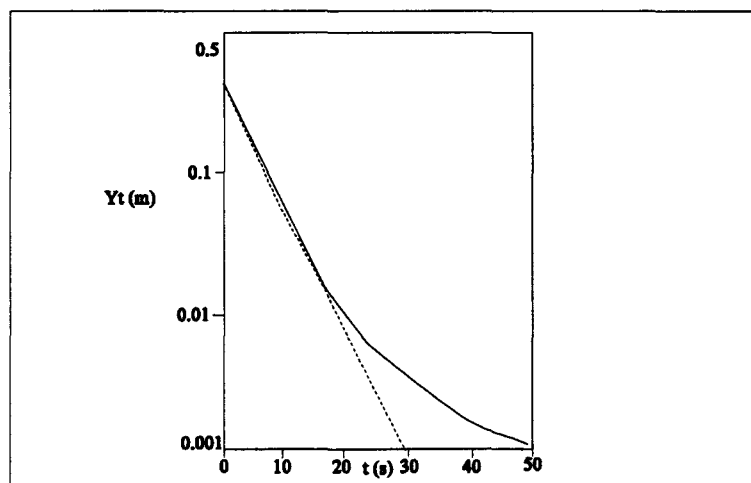


FIGURE 2.20: Graphique de la solution de Bouwer et Rice.

Sur un graphique semi-log de la remontée (log) en fonction du temps, une droite est tracée asymptotiquement avec les premiers points de la courbe. Un point arbitraire donne le temps et le  $y_t$  qui entre dans la formule. Cette solution est précise à environ 10%-25%, selon la profondeur à laquelle le puits est crépiné. Lorsque l'aquifère présente une forte anisotropie, qu'il est partiellement crépiné et qu'il y a perturbation autour du puits, la solution de Bouwer et Rice ne peut pas être utilisée car elle engendre de trop grandes erreurs. Pour ce genre de situation, Hyder et al.(1994) ont dérivé une solution différente. L'approche utilise une série d'intégrales de transformation de Laplace. Cette approche donne surtout de bons résultats dans le cas d'aquifères où l'anisotropie est détectée (Hyder et al., 1994).

## 2.12 MILIEU FRACTURÉ

Les fractures rencontrées dans les milieux rocheux influencent les caractéristiques hydrauliques de ces mêmes milieux. Les fractures possèdent une conductivité hydraulique qui peut être de plusieurs ordres de grandeur plus élevée que celle de la matrice rocheuse. De ce fait, la conductivité hydraulique de l'ensemble de la formation est augmentée et elle est généralement contrôlée par le réseau de fissures. Les vitesses de migration des contaminants sont aussi beaucoup plus grandes grâce aux réseaux de fractures. Étant donné qu'un écoulement en milieu fracturé est plus complexe à analyser qu'un écoulement en milieu poreux non fracturé, il est important de bien connaître l'interconnectivité, la dimension et la distribution spatiale des fractures. Pour ce faire, plusieurs approches existent et plusieurs autres sont encore à l'étude afin de caractériser le milieu fracturé. Il s'agit donc encore une fois d'un domaine très actif de recherche.

### *Approche détaillée*

Une première approche pour représenter l'écoulement en milieu fracturé consiste à obtenir une description exacte et détaillée des caractéristiques hydrauliques de chaque fissure. Cette

approche considère la matrice rocheuse comme étant imperméable de sorte que l'écoulement se fait principalement par les fissures. La solution de l'écoulement ne peut se faire dans ce cas que par l'utilisation de la modélisation numérique (Therrien et Sudicky, 1996).

#### *Méthode du Volume Élémentaire Représentatif*

La méthode du volume élémentaire représentatif (VER; de Marsily, 1986) consiste à représenter les fractures et la matrice rocheuse par un milieu poreux équivalent, dont les dimensions, pour un massif fracturé, peuvent atteindre plusieurs dizaines de mètres de côté. C'est une approche simple qui considère que le VER est le plus petit volume à l'intérieur duquel les fluctuations des paramètres hydrauliques sont considérées comme négligeables. Avec cette approche dans un milieu fracturé, l'effet de l'anisotropie doit souvent être considéré pour une meilleure représentation des conditions de terrain.

#### *Méthode de la double-porosité*

Dans cette approche, le milieu fracturé est considéré être composé de deux systèmes qui influencent l'écoulement. Les deux systèmes, la matrice rocheuse et les fractures, se retrouvent partout et de façon uniforme dans l'ensemble de la formation. Un premier système avec une perméabilité très faible est représenté par la matrice rocheuse. Les caractéristiques hydrauliques de ce système sont contrôlées par des processus de déposition et de lithification. Cette approche considère que l'emmagasinement de l'eau se fait essentiellement dans la matrice. Le deuxième système est représenté par les fractures. Elles ont une perméabilité beaucoup plus élevée que la matrice et contrôlent pratiquement tout l'écoulement. Les propriétés hydrauliques du réseau de fractures sont généralement le résultat de processus tectoniques et de contraintes thermiques (Moench, 1984).

Puisqu'il est difficile d'identifier et de caractériser pour de grands volumes les fractures qui peuvent influencer l'écoulement, la première approche comporte des limites. La méthode du VER et le modèle de double porosité sont des méthodes qui permettent de couvrir

rapidement de grands volumes rocheux. Dans l'étude d'un cas particulier, il n'existe pas de critères absolus pour déterminer laquelle des méthodes ou approches est applicable avec certitude. Souvent, une combinaison de deux méthodes est nécessaire pour évaluer les caractéristiques de l'écoulement.

### 2.12.1 Caractérisation de l'écoulement

Étant donné la forte hétérogénéité du milieu, la caractérisation des propriétés de l'écoulement en milieu fracturé requiert l'utilisation de méthodes de mesure qui couvrent une large gamme de conductivité hydraulique. Cette forte hétérogénéité est le résultat de la combinaison de fractures très conductrices et d'une matrice de faible perméabilité. Les méthodes choisies doivent aussi être en mesure d'évaluer rapidement un volume rocheux important.

Plusieurs auteurs ont considéré l'écoulement à l'intérieur d'une fracture comme équivalent à un écoulement laminaire entre deux plaques parallèles (Long et al., 1982). Pour ce faire, l'hypothèse selon laquelle la conductivité hydraulique est considérée uniforme à l'intérieur d'une fracture et que l'ensemble du volume (3D) ou de la surface (2D) de la fracture contribue à l'écoulement doit être faite. Dans les faits, les fractures présentent des surfaces irrégulières ainsi qu'un réseau de canaux tortueux et partiellement connectés (Gentier, 1986). La conductivité hydraulique dans un tel milieu est donc fonction du matériel de remplissage des fractures, des forces de friction, de la tortuosité des canaux et de l'interconnectivité des fractures. C'est pourquoi il est possible de retrouver de grandes variations de conductivité hydraulique à l'intérieur d'un même milieu et parfois aussi d'une même fracture ( $10^{-12}$  m/s à  $10^{-4}$  m/s).

### 2.12.2 Types d'essais

Il existe plusieurs méthodes et types d'essais afin d'évaluer la conductivité hydraulique dans un milieu fracturé. Ces méthodes sont exposées et comparées par Doe et al. (1987). Les méthodes les plus utilisées sont: le pompage ou l'injection d'eau à débit constant pour

évaluer la variation de la pression, l'observation de la remontée après l'arrêt d'un pompage (*recovery analysis*), l'évaluation du taux de pompage ou d'injection requis afin de conserver la pression constante (*packer tests, lugeon tests*) et le retrait ou l'apport d'une quantité d'eau déterminée dans le sondage afin d'analyser la variation de la pression (*Lefranc tests, pulse tests*).

Parmi ces méthodes, l'essai d'injection d'eau sous une pression constante est celle qui permet de couvrir la plus large gamme de conductivité hydraulique. La combinaison d'essais Lefranc et *pulse* permet aussi de couvrir une vaste gamme de conductivité. Par contre, elles ont le désavantage de ne couvrir qu'un petit volume rocheux à la fois et elles requièrent un temps plus long que l'essai d'injection. Les essais de pompage ou d'injection à débit constant ne permettent pas de tester rapidement la formation car les effets d'emmagasinement dans le puits sont très importants au début du test. Il est donc nécessaire de prévoir un temps de pompage plus long pour obtenir des résultats interprétables (Doe et al., 1987).

Étant donné le réseau de fractures en présence dans la formation et la connectivité partielle entre les fractures, les essais réalisés dans un seul puits ne sont pas toujours représentatifs de la formation. Pour pallier à ce problème, des essais d'interférence, qui utilisent quelques puits dans un secteur donné, permettent d'évaluer la conductivité hydraulique ainsi que l'anisotropie du milieu fracturé. Les essais d'interférence sont généralement réalisés à l'aide d'un puits principal et de piézomètres qui servent de points d'observation.

### 2.13 CONCEPTION D'ESSAIS DE POMPAGE DE NAPPE

Pour obtenir des résultats menant à une interprétation concluante, les essais hydrauliques, surtout les essais de pompage, doivent suivre des règles rigoureuse de conception. Le schéma ci-dessous résume les principales étapes à suivre lors de la conception d'un essai de pompage de nappe. Les étapes importantes sont décrites en détails plus loin.

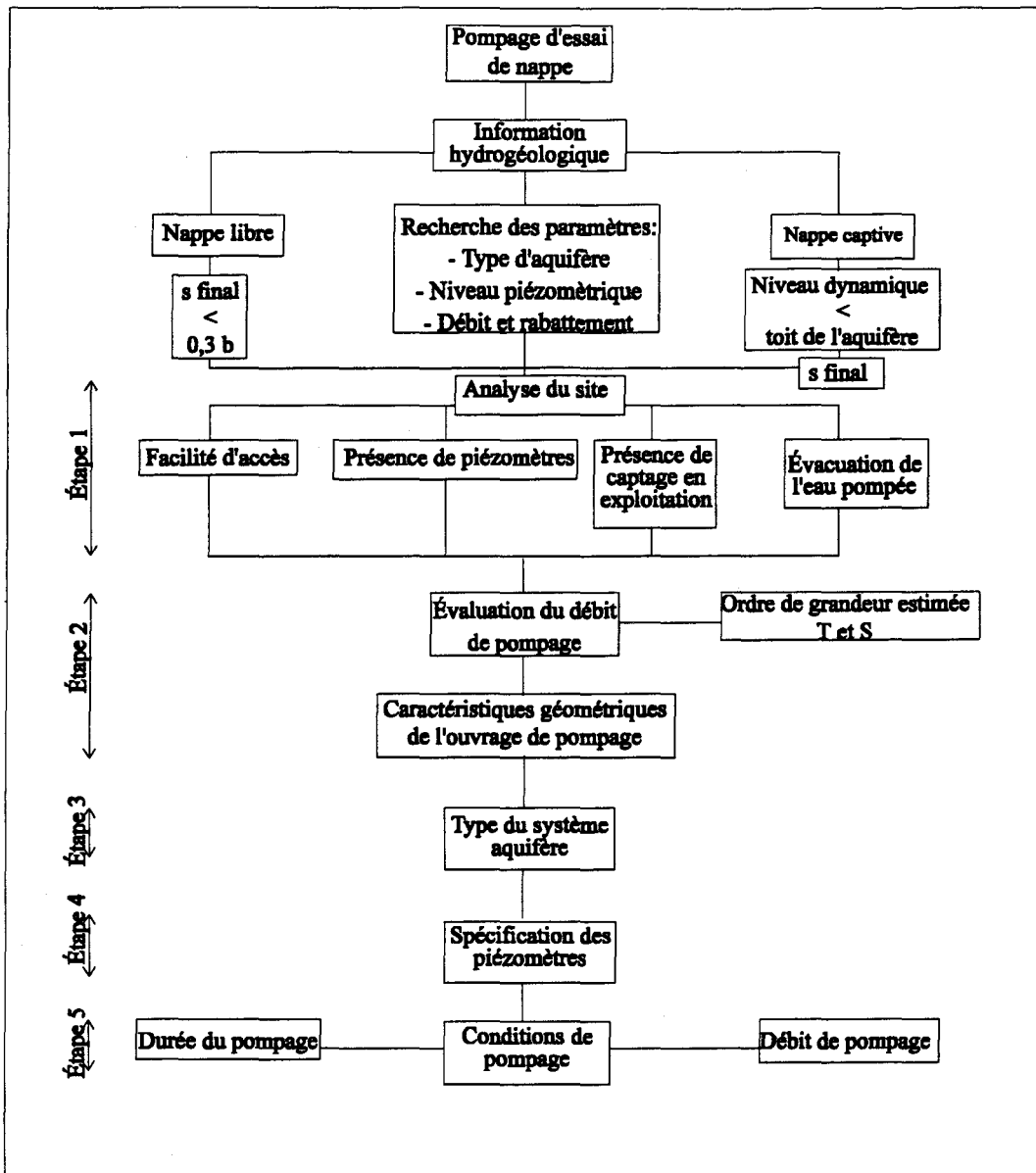


FIGURE 2.21.: Étapes de conception d'un essai de pompage de nappe (tiré de Genetier, 1984)

### 2.13.1 Étape 1: Analyse du site

Les conditions d'accès sont importantes car elles sont une contrainte pour les opérateurs. L'évacuation de l'eau pompée doit se faire à l'extérieur du rayon d'exploitation du puits. Toute infiltration ou stagnation de l'eau peut être source d'erreur dans l'analyse de l'essai. La présence de systèmes de captage en place est un élément favorable qui doit être examiné. La présence de piézomètres est de loin préférable pour contrôler l'évolution du cône de

rabattement autour du puits de pompage. De plus, s'ils sont bien implantés, l'aquifère peut être caractérisé correctement.

### 2.13.2 Étape 2: Évaluation du débit et du rayon d'exploitation

Une première approximation du débit de pompage est obtenue à partir de la formule de Jacob et ce, pour n'importe quel type d'aquifère. L'équation de Jacob s'exprime:

$$s_{th} = \frac{0,183}{T} Q \log \frac{2,25Tt_p}{r_p^2 S} \quad (2.73)$$

Le rayon d'exploitation R est défini comme étant la distance radiale, depuis l'axe du puits d'essai, où l'on observe un rabattement de 0,02m au bout d'une durée d'environ 30h (108000 sec.). La conductivité hydraulique est estimée à partir des valeurs générales du tableau de Castany (1982) qui tiennent compte de la granulométrie et du type de formation. Elle permet de donner une première estimation de la transmissivité T. Le coefficient d'emmagasinement est estimé de la façon suivante:

$$S = 3,3 \times 10^{-6} b$$

La formule de Theis (section 2.5.2, équations 2.20 et 2.21) est ensuite utilisée pour déterminer R. S'il s'agit d'un nouveau puits, les caractéristiques géométriques à utiliser pour l'ouvrage (diamètre du tubage, longueur et ouverture de la crépine, massif filtrant) peuvent être évaluées à l'aide de guide sur la conception de puits (Driscoll, 1986).

### 2.13.3 Étape 3: Type du système aquifère

Il existe 7 grands types d'aquifères qui sont présentés au tableau 2.2 (Genetier, 1984). De façon générale, une nappe est considérée comme infinie tant que l'effet d'une limite n'intervient pas. Une nappe est considérée semi-captive lorsqu'il existe une nappe libre au-dessus et que sa charge est supérieure ou inférieure à celle de l'aquifère semi-captif.



## 2.13.4 Étape 4: Spécification des piézomètres

Le tableau 2.2 résume le nombre de piézomètres requis ainsi que les distances minimales et maximales nécessaires par rapport au puits lors d'un essai de pompage en fonction du type d'aquifère en présence.

**TABLEAU 2.2: Spécifications des piézomètres pour les essais de pompage (Genetier, 1984)**

Types de nappes	Nombre piézomètre	Distances	
		minimale	maximale
nappe captive infinie	> 1	$r > 5 \text{ m}$	$r = 0,3 R$
nappe captive infinie aquifère fissuré	> 1	$r > 5 \text{ m}$	$r = 0,3 R$
nappe captive semi-infinie	> 2	$r > 5 \text{ m}$	$r < D/2$ ou $D-r > 1,5b$
nappe semi-captive infinie	> 2 ou 3 + > 1 dans nappe libre et semi-perméable	$r > 5 \text{ m}$	$r = 0,3 R$
nappe semi-captive semi-infinie	> 2 ou 3 + > 1 dans nappe libre et semi-perméable	$r > 5 \text{ m}$	$r < D/2$ ou $D-r > 1,5b$
nappe libre infinie	> 1	$r > 5 \text{ m}$	$r = 0,3 R$
nappe libre semi-infinie	> 2	$r > 5 \text{ m}$	$r < D/2$ ou $D-r > 1,5b$
Cas particulier: Pour tous les systèmes aquifères, si l'ouvrage pompé est incomplet, il faut: $r > 1,5b\sqrt{K_p/K_v}$			

## 2.13.5 Étape 5: Conditions de pompage

Le débit utilisé est celui évalué à l'étape 2 en adaptant sa valeur aux conditions locales du site retenu. Le temps de pompage est déterminé à l'aide du tableau suivant. Le temps de pompage  $t_p$  est le temps minimum recommandé et  $t'$  est le temps de remontée recommandé.

TABLEAU 2.3: Durée de pompage et temps critiques

(Genetier, 1984; Kruseman et DeRidder, 1994)

Type d'essai		$t_p$	$t'$	Aquifère	
				Libre	Captif
Pompage	général	> 24h			x
		> 72h		x	
	PP	> $10Sb/2K_v$		x	x
	EM	> $30t_c$		x	x
Récupération	général	> $25r_w^2/T$			x
		> $25r_w^2S/T$		x	
	PP	> $bS/2K_v$			x
		> $10bS/2K_v$			x

Note:  $t_c = 25r_w^2/T$ ; PP (pénétration partielle); EM (emménagement)

## 2.14 GESTION DE L'ÉCOULEMENT PAR POMPAGE DANS UN CHAMP D'ÉCOULEMENT

L'ensemble des méthodes d'analyse d'essais de pompage prend pour acquis que la surface libre est horizontale à l'état initial. Dans les faits, la surface libre ou piézométrique est souvent en pente sous les gradients qui contrôlent l'écoulement régional. Lorsqu'un puits pompe dans une nappe où la surface libre est en pente uniforme, la conductivité hydraulique pour une nappe libre peut être évaluée à l'aide de la formule (Domenico et Schwartz, 1990):

$$K = \frac{2Q}{\pi r(h_u + h_d)(i_u + i_d)} \quad (2.76)$$

Pour une nappe captive, la conductivité hydraulique s'exprime par:

$$K = \frac{2Q}{\pi r(2b)(i_u + i_d)} \quad (2.77)$$

La superposition de puits est souvent utilisée comme barrière physique (piège hydraulique) à la propagation de l'écoulement dans une formation. Il se forme, autour de chaque puits, une zone d'appel représentée par une parabole définie par l'équation:

$$-\frac{y}{x} = \lg \left[ \frac{2\pi Kbi}{Q} y \right] \quad (2.78)$$

Toute l'eau circulant à l'intérieur de la parabole est captée par le puits. Cette zone est appelée zone d'appel. Au delà du contour de la parabole, l'écoulement n'est pas capté par le puits et poursuit sa course. La distance requise entre les puits de pompage afin de bloquer l'écoulement est calculée de la façon suivante:

$$y = \pm \frac{Q}{2Kbi} \quad (2.79)$$

Le sommet de la parabole qui définit le point de stagnation de l'écoulement est évalué à partir de l'équation:

$$x = -\frac{Q}{2\pi Kbi} \quad (2.80)$$

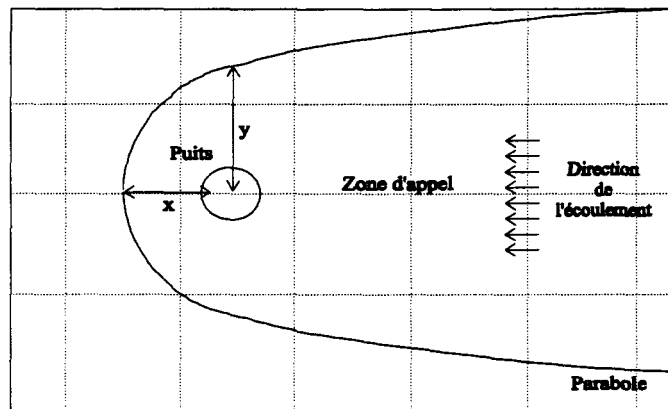


FIGURE 2.22: Zone d'appel d'un puits dans un champ d'écoulement uniforme.

---

## CHAPITRE 3

# ANALYSE DES ESSAIS HYDRAULIQUES RÉALISÉS AU CTED

---

L'analyse des essais hydrauliques est d'abord présentée selon chaque type d'essai (pompage, injection et Lefranc) réalisé au CTED par les études précédentes (tableau 3.1). Pour chaque type d'essai, une description des méthodes d'analyse applicables aux essais, les conditions, la qualité et l'interprétation des essais est faite puis les résultats sont montrés sous forme de tableaux. L'ensemble de ces essais couvre le roc sur tout le tour du site ainsi que l'aquifère des déchets des zones 1 à 3. Pour évaluer les caractéristiques dans les déchets de la zone 4, une section de ce chapitre porte sur le régime permanent provoqué par le pompage à la station #1 située dans cette zone. Enfin, une évaluation du débit de fuite est faite à l'aide de données recueillies dans différentes études (Rouillard et Bodineau, 1994; Géophysique GPR, 1990; Constructions RRN, 1993).

### 3.1 DONNÉES DISPONIBLES

Plusieurs études ont été réalisées au CTED depuis 1979. La première étude hydrogéologique a été faite par Poulin (1979) pour décrire les propriétés hydrauliques du roc et l'écoulement autour du site. Cette étude a aussi fait la description du contexte géologique et de la stratigraphie régionale et locale en plus de l'interprétation d'essais de pompage et d'injection d'eau dans 6 forages afin de déterminer la conductivité hydraulique

du roc. Les études de Tremblay (1983) et de Verge (1987) contiennent des données d'essais de pompage et d'essais Lefranc dans le roc de la zone 3 ainsi que des valeurs de conductivité hydraulique pour le roc. La campagne la plus importante réalisée au CTED est celle de Géophysique GPR (1990). Cette étude a fait la caractérisation du milieu fracturé en réalisant, entre autre, 173 essais d'injection d'eau par tranche de 3m dans le roc autour du site. Un programme de puits de surveillance a été instauré suite à cette campagne. L'étude des constructions RRN (1993) a effectué 67 essais d'injection d'eau par tranche de 3m dans le roc autour du site ainsi que l'installation de puits de surveillance supplémentaires. En 1992, l'étude de Rouillard et Bodineau a documenté le niveau d'eau dans les déchets à l'aide des puits de captage de biogaz et 8 essais de pompage dans les déchets des zones 1 à 3 afin de déterminer la conductivité hydraulique des déchets. La campagne de 1993 de Rouillard et Bodineau a permis de réaliser 3 essais de pompage avec piézomètres d'observation dans les déchets des zones 1 à 3.

Les données disponibles pour évaluer la conductivité hydraulique au CTED proviennent des campagnes d'essai de pompage, d'injection et d'essais Lefranc dans le roc et des essais de pompage dans les déchets. Le tableau 3.1 est un résumé des campagnes d'essais réalisées jusqu'à ce jour au CTED de la ville de Montréal.

TABLEAU 3.1: Résumé des types d'essais et des études réalisés au CTED

Étude	Essais de pompage	Essais d'injection	Essais Lefranc
Roc			
Poulin, 1979	x		x
Tremblay, 1983	x		
C.N.F.S, 1983		x	
Verge, 1987	x		x
GPR, 1990		x	
RRN, 1993		x	
Déchets			
Rouillard, Bodineau, 1992	x		
Rouillard, Bodineau, 1994	x		

Les essais ont été réalisés en différents endroits du site (Figure.1.3, chap.1) de façon à couvrir l'ensemble du CTED. La formation rocheuse a été testée sur tout le périmètre du site à l'aide, entre autres, des piézomètres d'observation situés autour du CTED. Les assises de la zone 3 ont également été testées hydrauliquement. De plus, deux campagnes d'essais de pompage ont été effectuées dans les déchets des zones 1 à 3.

## 3.2 ESSAIS DE POMPAGE

### 3.2.1 SÉLECTION DES MÉTHODES D'ANALYSE

Le choix d'une méthode d'analyse dépend principalement du type d'installation, du type d'aquifère, du type d'essai et de la durée de l'essai. Pour les essais de pompage, les caractéristiques du puits, telles le niveau de pénétration du puits dans l'aquifère et son diamètre sont très importantes. Les effets de pénétration partielle et d'emménagement se font sentir dès les premières minutes de l'essai. Ces effets, s'ils ne sont pas identifiés, peuvent entraîner des erreurs d'interprétation majeures. Dans le cas d'essais de courte durée, les effets de pénétration partielle et d'emménagement doivent être considérés. Les méthodes de Papadopoulos et Cooper (1967) ainsi que celle de Boulton et Streltsova (1975) considèrent les effets d'emménagement respectivement dans les nappes confinées et libres. Les méthodes de Neuman (1974), Streltsova (1974) (nappes libres) et Hantush (1961a) (nappes captives) considèrent l'effet de pénétration partielle.

L'aquifère des déchets est un aquifère libre. La méthode d'analyse de Theis peut être utilisée pour cet aquifère en utilisant la correction de Jacob (Duffield, 1995) sur le rabattement. La méthode de Neuman (1974) est aussi utilisée pour analyser les essais de rabattement en nappe libre. La méthode de Theis (*remontée*) permet l'analyse des essais de récupération. Cette méthode s'applique à pratiquement tous les types d'aquifère.

Le logiciel AQTESOLV 2.01 (Duffield, 1995) a été utilisé pour l'analyse des données d'essais de pompage. Ce logiciel possède en mémoire les différentes courbes types des méthodes d'analyse, auxquelles il faut superposer les données de rabattement/remontée de l'essai de pompage. Il permet de considérer les effets de pénétration partielle, d'emmagasinement et de débit non constant. La superposition peut se faire manuellement ou automatiquement par le logiciel. Pour la majorité des essais analysés dans cet ouvrage, la superposition s'est faite de façon manuelle. AQTESOLV 2.01 permet l'utilisation de la majorité des méthodes discutées au chapitre 2.

### 3.2.2 CONDITIONS, QUALITÉ ET INTERPRÉTATION DES ESSAIS

#### **NAPPES LIBRES (AQUIFÈRE DES DÉCHETS)**

La majorité des essais, dans le roc comme dans les déchets, ne respectent pas les conditions d'application en ce qui concerne les temps de pompage minimaux pour réaliser un essai en nappe libre. Cette condition est très importante dans les déchets car les puits ont un large diamètre et ils pénètrent partiellement l'aquifère. Plusieurs des essais ont mesuré la remontée dans le puits de pompage lui-même plutôt que dans un puits d'observation. Dans ces cas, l'essai de récupération est l'un des plus fiable puisqu'il ne subit pas les fluctuations et les vibrations de la pompe. C'est essentiellement la formation qui pousse l'eau vers le puits. La figure 3.1 est présentée pour illustrer la méthode de Theis pour la remontée dans le puits 2B15. On constate que les points forment une bonne droite dont on peut évaluer facilement la pente pour calculer la transmissivité (section 2.8).

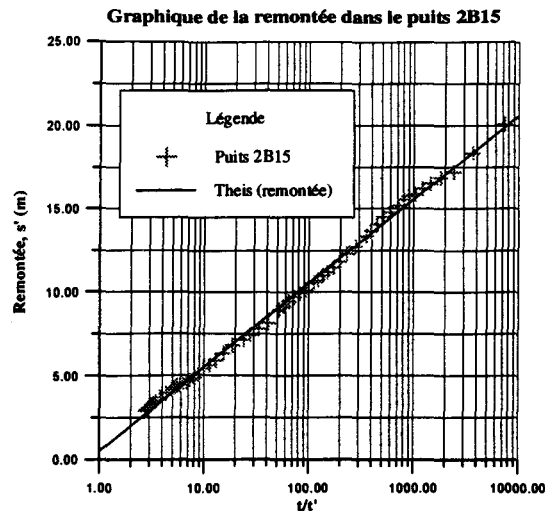


FIGURE 3.1 Remontée (Theis) dans le puits 2B15 dans les déchets (Données de Rouillard et Bodineau, 1994).

### *Essais dans les déchets, campagne de Rouillard et Bodineau, 1992*

Les essais réalisés en 1992 dans les déchets comportent aussi plusieurs erreurs techniques dans la réalisation du pompage. Il est généralement recommandé d'effectuer un essai de pompage durant un minimum de 72h pour une nappe libre. De plus, les puits de pompage sont des puits de large diamètre ( $D > 0,5\text{m}$ ), ce qui provoque un effet d'emménagement dans le puits. Les valeurs de rabattement enregistrées au début de l'essai sont fortement influencées par ce phénomène. Il est donc nécessaire, dans ces conditions, de pomper encore plus longtemps pour éliminer l'effet d'emménagement. Les figures 3.2 et 3.5 montrent bien l'effet d'emménagement analysé par la méthode de Papadopoulos et Cooper (1967) (section 2.9.2). Dans les essais de 1992, la durée maximale de pompage a été de 240 min. soit 4h, ce qui est bien en deçà du minimum de 72h. On peut voir sur les figure 3.3 (pompage de 30 min.) et 3.4 (pompage de 240 min.) que le temps minimum requis n'est pas respecté. Aussi, il est possible de constater avec la figure 3.4 que la méthode de Theis n'est pas la meilleure car la courbe théorique ne va pas chercher les premiers points de l'essai et dévie vers la fin de l'essai. La méthode de Papadopoulos (figure 3.5) donne une meilleure approximation de la courbe en rejoint la très grande majorité des points de la courbe pratique. Les essais ont aussi été réalisés sans piézomètres d'observation, ce qui limite le nombre de méthodes d'analyse applicables. Les méthodes



d'analyse utilisées ont toutefois permis de tenir compte de l'emmagasinement et de la pénétration partielle du puits dans l'aquifère. Ces deux effets sont très importants dans les conditions des essais au CTED.

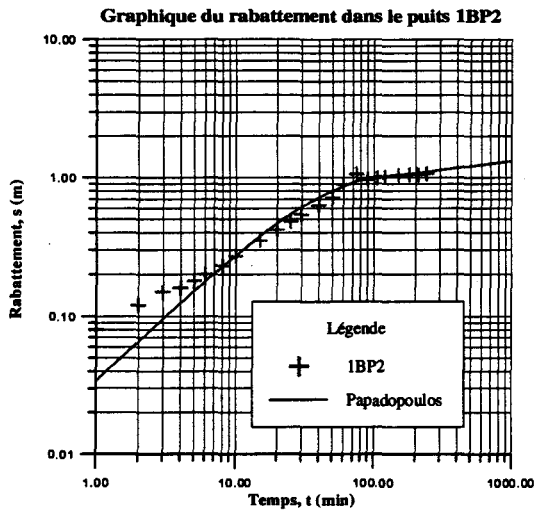


Figure 3.2 Papadopoulos, Cooper (1967), puits 1BP2

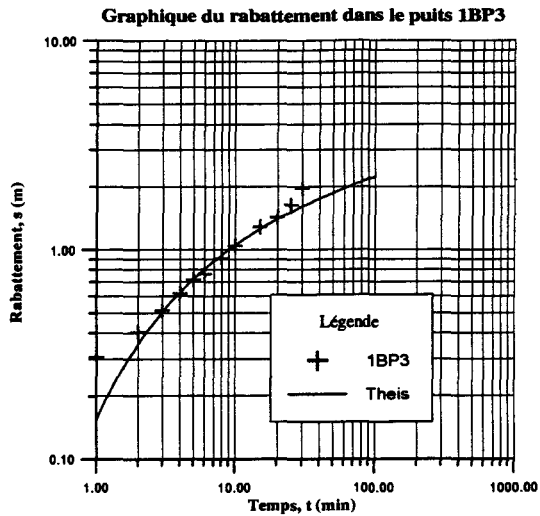


Figure 3.3 Theis (1935), puits 1BP3

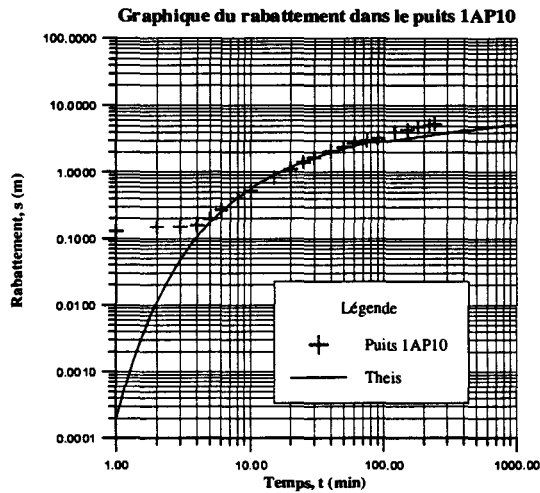


Figure 3.4 Theis (1935), puits 1AP10

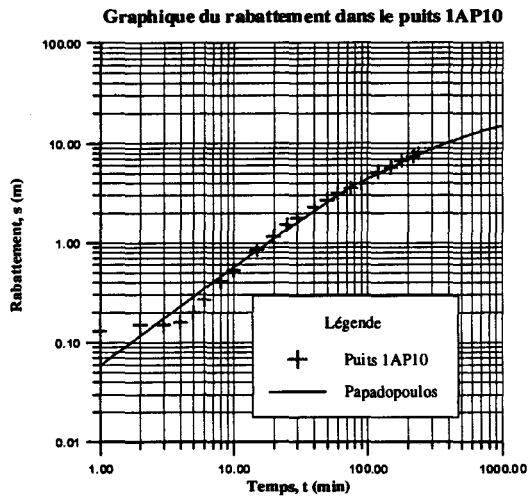


Figure 3.5 Papadopoulos, Cooper (1967), puits 1AP10

*Essais dans les déchets, campagne de Rouillard et Bodineau, 1993*

Les essais de 1993 dans les déchets ont été réalisés avec des piézomètres d'observation et pour une durée de pompage considérablement plus longue que les essais de 1992. Par contre, deux des trois piézomètres (piézomètre W6 et W7) n'ont enregistré aucune variation du rabattement. La présence d'écume en profondeur, qui a été remarquée lors du nettoyage de la sonde, pourrait expliquer l'inactivité de ces piézomètres lors des essais. L'essai dans le puits 2B15 avec le piézomètre W5 donne les meilleurs résultats. Les figures 3.6 à 3.10 montrent l'analyse des données par les méthodes de Papadopoulos et Cooper (1967), de Theis pour la remontée ainsi que celles de Theis et de Neuman respectivement. Les méthodes de Papadopoulos et Cooper (1967) (figure 3.6), de Theis (figure 3.7 et 3.8) pour la remontée ainsi que celle de Neuman (figure 3.10) se sont avérées les méthodes les plus représentatives des données suite à l'analyse avec le logiciel AQTESOLV. La figure 3.6 du piézomètre W5 montre une droite de pente unitaire caractéristique de l'effet d'emmagasinement. Le temps de pompage pour cet essai est le plus long (2160 min.), le rabattement et la remontée ont été évalués dans le puits et dans le piézomètre. L'analyse de la remontée dans ces deux puits a donné les résultats les meilleurs. Sur les figures 3.7 et 3.8 évalués à l'aide de la remontée selon Theis, on peut constater que la courbe est une droite dont il est facile d'évaluer la pente.

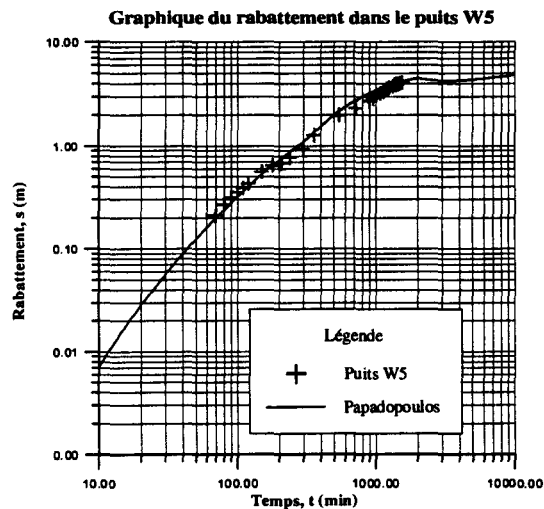


Figure 3.6 Papadopoulos et Cooper (1967) piézo. W5

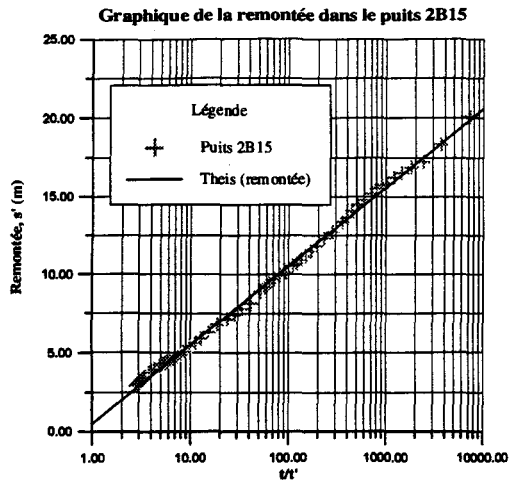


Figure 3.7 Theis, puits 2B15

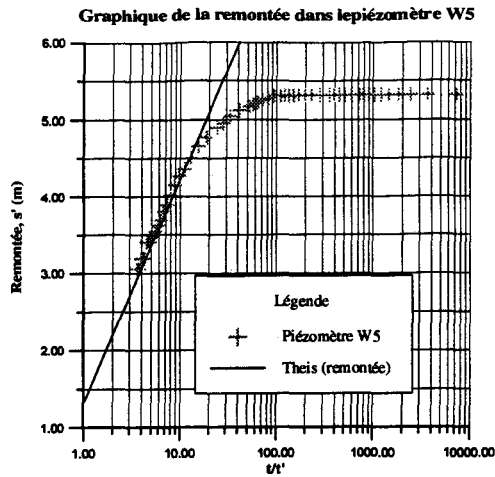


Figure 3.8 Theis, piézomètre W5

Les figures 3.9 et 3.10 montrent l'application des méthodes de Theis (1935) pour un aquifère non confiné et de Neuman (1974). La méthode de Theis peut s'appliquer à une nappe libre lorsque le rabattement est corrigé à l'aide de la formule de correction du rabattement de Jacob (chapitre 2). On peut constater que les points suivent assez bien les courbes théoriques mais que la solution de Neuman est une solution plus appropriée pour un essai en nappe libre. La courbe type de Neuman suit effectivement mieux la majorité des points de l'essai. Il est donc possible d'évaluer la transmissivité et la conductivité hydraulique à partir de ces méthodes. De plus, cette méthode permet de donner une valeur du coefficient d'emmagasinement,  $S$  pour cet essai.

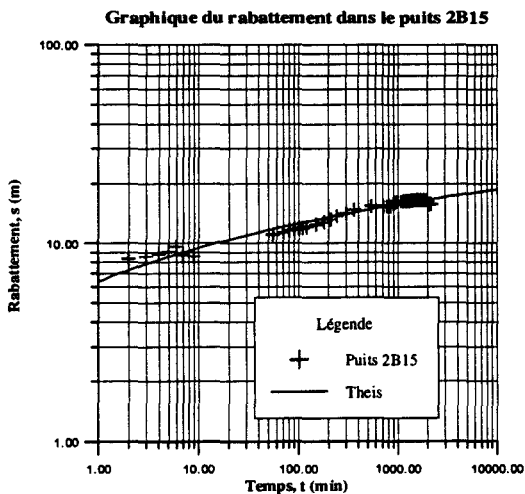


Figure 3.9 Theis (1935) puits 2B15

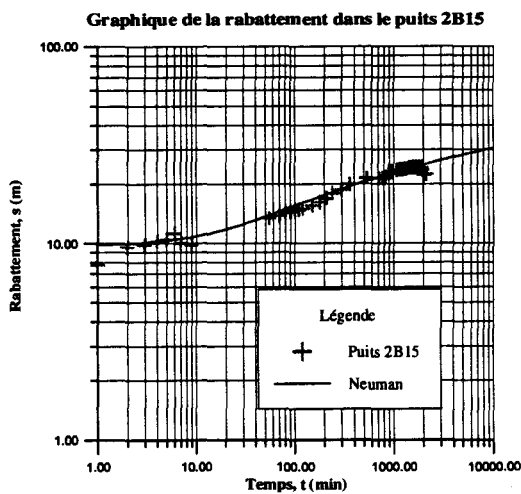


Figure 3.10 Neuman puits 2B15

La figure 3.11 de la remontée dans le puits 1BP4 ne montre pas une droite aussi précise que les puits 2B15 et W5. L'évaluation par la méthode de Theis (*remontée*) permet tout de même une approximation de la meilleure droite et ainsi de la conductivité hydraulique.

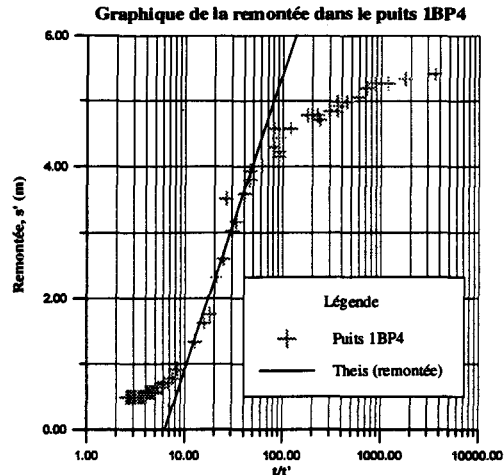


Figure 3.11 Theis, puits 1BP4

Dans l'ensemble, pour les méthodes utilisées (Papadopoulos, Neuman, Theis et Theis (*remontée*)), la conductivité hydraulique dans les déchets varie près de  $10^{-6}$  m/s pour les puits réalisés en 1993. Ces méthodes tiennent compte du type d'aquifère, de la pénétration partielle et de l'emmagasinement dans le puits au début de l'essai. Les puits dans les déchets ont un diamètre de 0,94 m, ce qui est considéré comme un large diamètre.

### AQUIFÈRE ROCHEUX

Les essais dans le roc comportent aussi certains problèmes sur le plan technique. La durée des essais est souvent trop courte. Il est recommandé de pomper durant un minimum de 24h lors d'un essai en nappe captive pour un essai qui ne comporte pas de particularité telle la pénétration partielle. L'essai le plus long est de 24 heures. Par contre, seulement deux essais ont pompé durant ce temps minimum (essai #2 et essai #4 de Poulin, 1979). Pour les autres essais, le pompage a duré de 25 à 240 min. (figure 3.12 et 3.13). Dans l'aquifère rocheux, le puits est considéré comme pénétrant complètement l'aquifère, l'aquifère se terminant à la base du forage. Les méthodes d'analyse conventionnelles (Theis, 1935) ont été utilisées pour évaluer la transmissivité et la conductivité hydraulique.

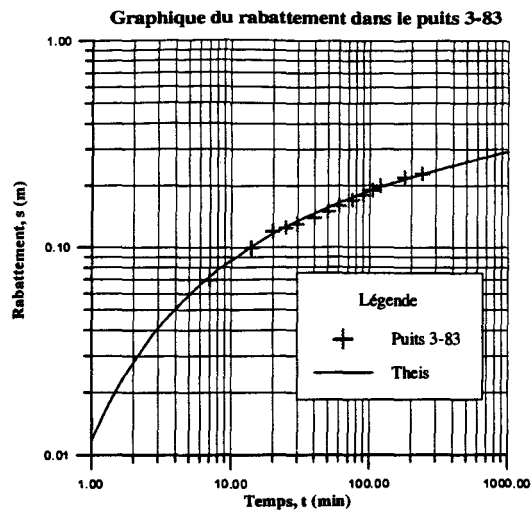


Figure 3.12 Theis (1935), puits #3 (1983)

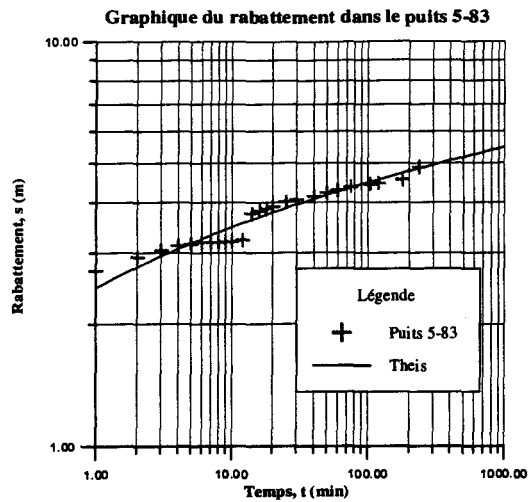


Figure 3.13 Theis (1935), puits #5 (1983)

### Essais dans le roc, campagne de Tremblay, 1983

L'analyse de la remontée est le moyen le plus près de la réalité pour obtenir les caractéristiques de l'écoulement. Lors des essais de 1983, la remontée a été notée (figures 3.14, 3.15 et 3.16). Sur les figures 3.14 et 3.16, il est possible d'estimer une droite et d'en déterminer la pente.

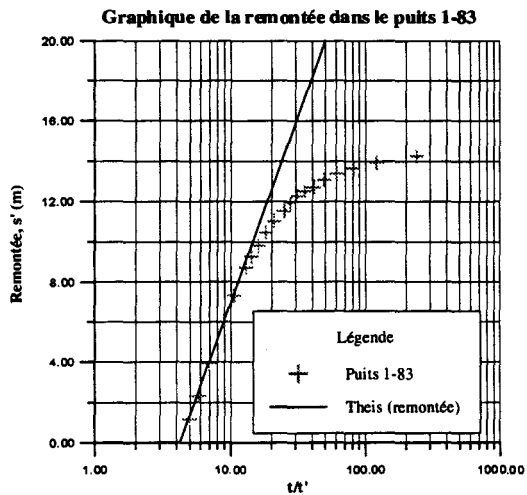


Figure 3.14 Theis, puits #1 (1983)

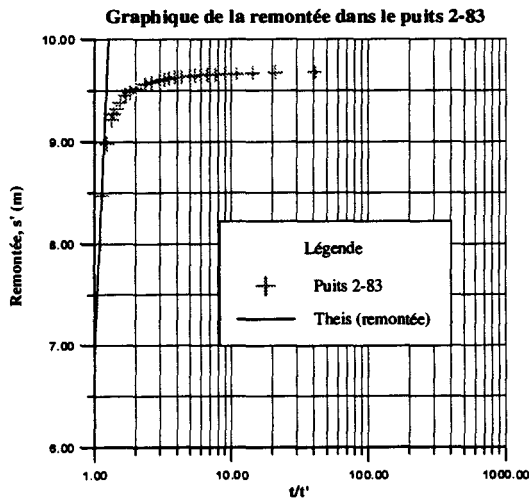


Figure 3.15 Theis, puits #2 (1983)

On peut voir que sur la figure 3.15, seulement deux points sont utilisés pour définir la pente. Il est donc difficile de déterminer précisément la conductivité hydraulique avec aussi peu de données. Les figures 3.16 et 3.17 montrent la remontée et le rabattement dans le puits #4 de la campagne de Tremblay, 1983 selon la méthode de Theis pour chaque situation. Il est possible de constater que pour les deux méthodes, la remontée et le rabattement, que la courbe théorique de Theis s'applique bien aux données et qu'il est possible de déterminer la conductivité hydraulique à l'aide de cet essai dans le roc.

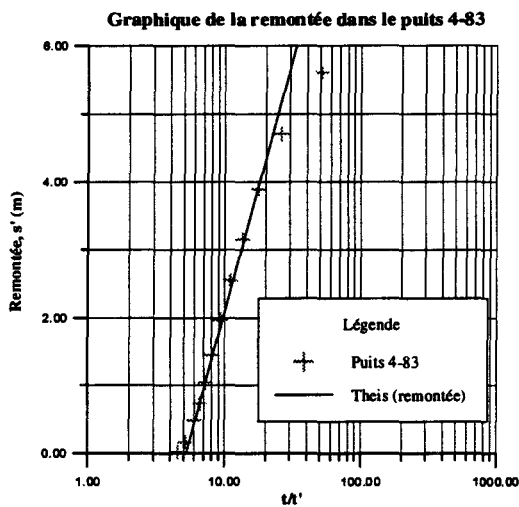


Figure 3.16 Theis puits #4 (1983)

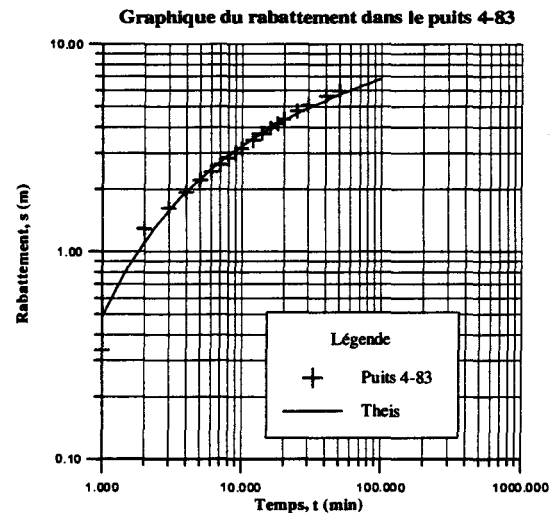


Figure 3.17 Theis (1935) puits #4 (1983)

### ***Essai dans le roc, campagne de Poulin, 1979***

Lors des essais de 1979, la remontée a été notée dans tous les puits après l'arrêt de la pompe. Les figures 3.18, 3.19, 3.20 sont des exemples de remontée et elles montrent une droite dont on peut facilement évaluer la pente comme le veut la méthode de Theis (*remontée*) (chapitre 2, section 2.8). La figure 3.18, pour sa part, n'utilise que trois points pour définir la pente.

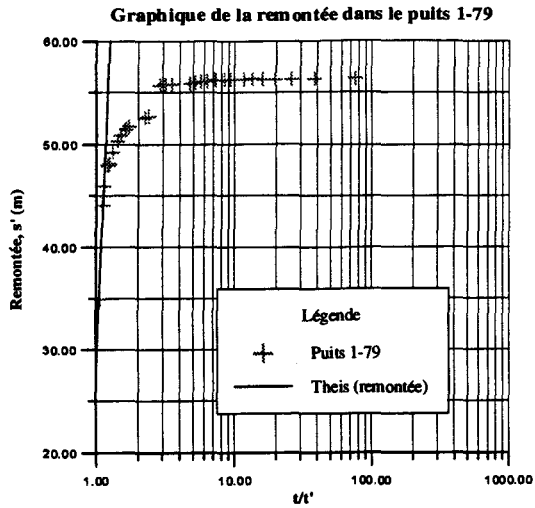


Figure 3.18 Theis, puits #1 (1979)

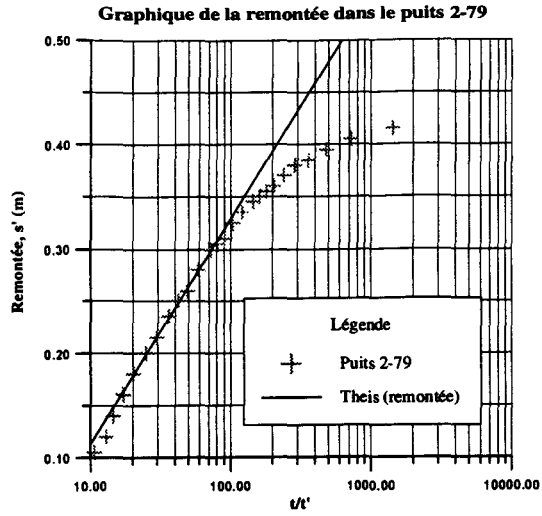


Figure 3.19 Theis, puits #2 (1979)

Les figures 3.20 et 3.21 montrent l'évaluation de l'essai dans le puits #4 (1979) à l'aide de la remontée et du rabattement de la méthode de Theis. Les points suivent de très près la courbe théorique dans les deux cas. Il est donc possible, à l'aide de cet essai, d'obtenir une valeur de la conductivité hydraulique.

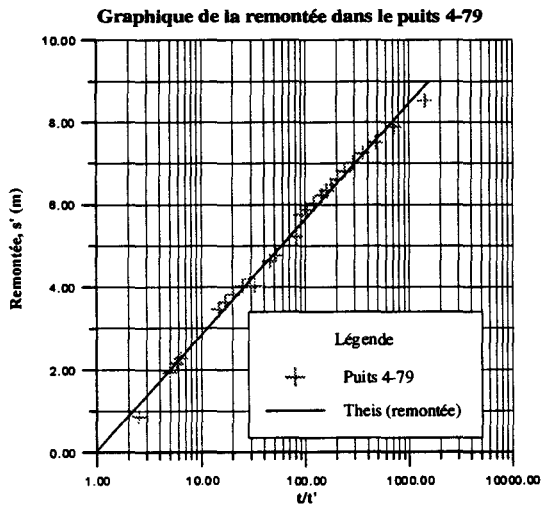


Figure 3.20 Theis, puits #4 (1979)

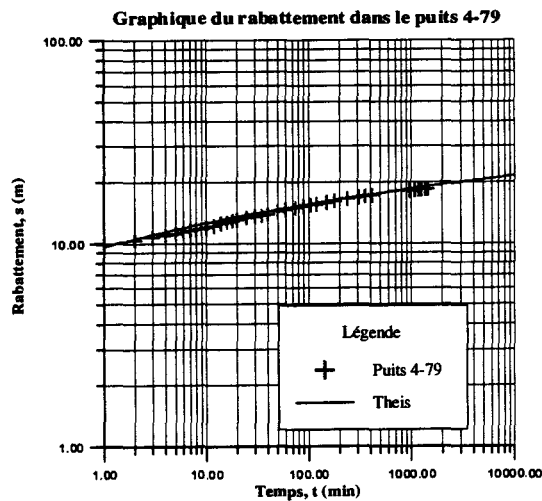


Figure 3.21 Theis (1935), puits #4 (1979)

## 3.2.3 RÉSULTATS

Les tableaux 3.2 à 3.7 sont un résumé des résultats obtenus de l'analyse des données des essais de pompage à l'aide du logiciel AQTESOLV 2.01. Les données et résultats d'interprétation sous forme de tableaux et les figures sont en annexe.

**NAPPE LIBRE (AQUIFÈRE DES DÉCHETS)**

**TABLEAU 3.2: Résultats des essais de pompage dans les déchets**

Puits	Méthode	T (m <sup>2</sup> /s)	K (m/s)	b (m)	s (m)	t <sub>p</sub> (min)	t <sub>pth</sub> (min)	t' (min)	Q (l/s)
<b>Essais 1993 (Rouillard et Bodineau,1994)</b>									
2B15	Theis (remontée)	2,62X10 <sup>-5</sup>	7,5X10 <sup>-7</sup>	37,72	22,52	2160	N.A	2160	1,1
	Moench (EM)	3,22X10 <sup>-5</sup>	8,53X10 <sup>-7</sup>	37,72	22,52	2160	2300	N.A	1,1
	Theis (NC)	6,5X10 <sup>-5</sup>	1,72X10 <sup>-6</sup>	37,72	22,52	2160	2300	N.A	1,1
	Neuman	2,74X10 <sup>-5</sup>	7,26X10 <sup>-7</sup>	37,72	22,52	2160	2300	N.A	1,1
W5	Theis (remontée)	4,42X10 <sup>-5</sup>	1,2X10 <sup>-6</sup>	37,64	4,66	N.A	N.A	N.A	N.A
	Papadopoulos	8,42X10 <sup>-5</sup>	2,24X10 <sup>-6</sup>	37,64	4,66	N.A	N.A	N.A	N.A
3P30	Theis (remontée)	1,8X10 <sup>-5</sup>	1,8X10 <sup>-6</sup>	10,17	5,61	1440	2300	1560	0,31
W-6	Pas de données								
1BP4	Theis (remontée)	1,1X10 <sup>-5</sup>	8,9X10 <sup>-7</sup>	12,4	6,31	2160	4600	2340	0,37
W-7	Pas de données								
<b>Essais 1992 (Rouillard et Bodineau,1994)</b>									
1AP10	Papadopoulos	1,26X10 <sup>-5</sup>	1,05X10 <sup>-6</sup>	12	7,3	240	2300	N.A	0,45
	Theis (NC,PP)	2,65X10 <sup>-5</sup>	2,18X10 <sup>-6</sup>	12	7,3	240	2300	N.A	0,45
1AP6	Pas de solution								
3P27	Theis (remontée)	1,5X10 <sup>-4</sup>	9X10 <sup>-6</sup>	16,6	1,87	75	3000	46	
	Neuman (PP)	1,5X10 <sup>-4</sup>	9X10 <sup>-6</sup>	16,6	1,87	75	3000	N.A	0,61
PP'13	Pas de données								
3P12	Pas de données								
3P23	Pas de solution								
1BP3	Theis (NC,PP)	4,52X10 <sup>-5</sup>	2,7X10 <sup>-6</sup>	17	2,08	30	N.A	29	0,26
1BP2	Papadopoulos	2,94X10 <sup>-4</sup>	2,26X10 <sup>-5</sup>	13	1,07	240	850	N.A	0,51
	Theis (NC,PP)	1,46X10 <sup>-4</sup>	1,12X10 <sup>-5</sup>	13	1,07	240	N.A	N.A	0,51

Notes:(rabattement); t<sub>p</sub>(temps de pompage); EM(large diamètre); NC(non confiné); PP(pénétration partielle); t<sub>pth</sub> (temps de pompage théorique), N.A: ne s'applique pas



Pour l'ensemble des essais de pompage dans les déchets, l'interprétation de la remontée donne des résultats pour la conductivité hydraulique autour de  $10^{-6}$  m/s ( $2 \times 10^{-5}$  m/s à  $7 \times 10^{-7}$  m/s). Pour les essais de 1992, les résultats pour la conductivité hydraulique varient de  $1,2 \times 10^{-5}$  m/s à  $1 \times 10^{-6}$  m/s dans la zone 2. Le puits 3P27 donne une conductivité hydraulique de  $9 \times 10^{-6}$  m/s dans la zone 3 près de la zone 4. Pour les essais réalisés en 1993, la conductivité hydraulique dans les déchets varie autour de  $1 \times 10^{-6}$  m/s. Le coefficient d'emmagasinement, S, obtenu lors de l'analyse des données à l'aide du logiciel AQTESOLV ne correspond pas à l'ordre de grandeur de S pour une nappe libre. Dans tous les essais dans les déchets, le coefficient d'emmagasinement est plus petit que 0,002, ce qui correspond au coefficient attendu pour une nappe captive. Certaines méthodes d'analyse utilisées ici (Papadopoulos et Theis (*remontée*)) ne permettent pas de déterminer avec précision le coefficient d'emmagasinement car, dans la méthode de Papadopoulos et Cooper, le changement d'une courbe-type à une autre fait varier S d'un ordre de grandeur.

Le tableau qui suit présente les résultats obtenus de l'étude de Rouillard et Bodineau(1994) pour les essais de pompage réalisés en 1992 et en 1993 dans les déchets du CTED ainsi que les résultats de la présente étude.

TABLEAU 3.3 Comparaison entre les résultats de Rouillard et Bodineau(1994) et ceux de la présente étude.

Puits	K (m/s) (Étude antérieure)	K (m/s) (présente étude)	Puits	K (m/s) (Étude antérieure)	K (m/s) (présente étude)
<b>Essais de 1993</b>			<b>Essais de 1992</b>		
2B15	$5 \times 10^{-7}$	$8 \times 10^{-7}$	1AP10	$8 \times 10^{-7}$	$2,5 \times 10^{-6}$
W5	$9,7 \times 10^{-7}$	$1 \times 10^{-6}$	1AP6	$5 \times 10^{-6}$	pas de solution
3P30	$1,5 \times 10^{-6}$	$1,8 \times 10^{-6}$	3P27	$6 \times 10^{-6}$	$9 \times 10^{-6}$
W-6	pas de données	pas de données	PP'13	pas de données	pas de données
1BP4	$8 \times 10^{-7}$	$9 \times 10^{-7}$	3P12	pas de données	pas de données
W-7	pas de données	pas de données	3P23	$7 \times 10^{-6}$	pas de solution
			1BP3	$8,2 \times 10^{-7}$	$2,7 \times 10^{-6}$
			1BP2	$3 \times 10^{-5}$	$1,5 \times 10^{-5}$

On peut constater que, pour les essais réalisés en 1993, les résultats de l'étude de Rouillard et Bodineau sont du même ordre de grandeur que ceux de cette étude. Malgré l'approximation faite par Rouillard et Bodineau en utilisant la méthode de la ligne droite de Jacob pour évaluer la transmissivité, les résultats sont sensiblement les mêmes. De plus, puisque le rabattement dans le puits réagit fortement à une variation du débit de pompage, cette méthode n'est valable que lorsque le débit est constant durant toute la période de l'essai (Kruseman et DeRidder, 1994). Dans la plupart des cas, cette condition n'a pas été respectée.

Pour les essais de 1992, la variation entre les résultats des études est plus grande, parfois presque d'un ordre de grandeur. Pour certains essais (1AP6, 3P23), il n'a pas été possible de trouver de solution adéquate pour permettre l'évaluation des paramètres hydrauliques. Le manque de données, qui dépend directement du temps de pompage, pourrait expliquer cette conclusion. La méthode de la ligne droite de Jacob a aussi été utilisée pour évaluer les paramètres de ces essais. Il est possible de constater que cette méthode ne convient pas aux essais. Les courbes formées à partir des données ne forment pas de droite comme le veut la méthode. Les méthodes de Theis, de Neuman et de Papadopoulos sont plus appropriées pour représenter les données.

De tous les essais réalisés dans les déchets, celui qui s'est avéré le plus fiable est l'essai 2B15 avec son piézomètre d'observation W5 dans les déchets. Les essais à partir desquels la remontée a été évaluée possèdent aussi une bonne fiabilité lorsque la méthode de Theis donne une droite dont il est possible de déterminer la pente. La meilleure valeur de la transmissivité obtenue dans les déchets à partir de cet essai est d'environ  $6 \times 10^{-5}$  m<sup>2</sup>/s, ce qui donne une valeur de  $1 \times 10^{-6}$  m/s pour la conductivité hydraulique.

**AQUIFÈRE ROCHEUX**

Les tableaux 3.4 et 3.5 présentent les résultats de l'analyse des essais de pompage dans le roc pour les essais réalisés en 1983 dans le fond de la zone 3 et en 1979 sur le pourtour du site d'enfouissement.

**TABLEAU 3.4: Résultats des essais de pompage dans le roc 1983**

(d'après les données de Tremblay, 1983)

Puits	Méthode	T (m <sup>2</sup> /s)	K (m/s)	b (m)	s (m)	t <sub>p</sub>	t <sub>pth</sub>	t'	Q (l/s)
<b>Essais 1983</b>									
1	Theis (remontée)	1,83X10 <sup>-5</sup>	1,3X10 <sup>-6</sup>	13,93	14,5	240	47	60	0,11
2	Theis (remontée)	7,6X10 <sup>-6</sup>	7,5X10 <sup>-7</sup>	10,09	8,05	25	114	435	0,083
3	Theis (NC)	9,7X10 <sup>-3</sup>	8X10 <sup>-4</sup>	12,04	0,42	240		N.A.	5,54
4	Theis (remontée)	3X10 <sup>-6</sup>	2,2X10 <sup>-7</sup>	13,8	8,72	50	150	16	0,126
	Theis (NC)	5,9X10 <sup>-6</sup>	4,2X10 <sup>-7</sup>	13,8	8,72	50	4320	N.A.	0,126
5a	Theis (NC)	2,4X10 <sup>-3</sup>	2X10 <sup>-4</sup>	12	0,94	240	4320	N.A.	1,44
5b	Theis (NC)	2,7X10 <sup>-4</sup>	1X10 <sup>-5</sup>	27,24	5,42	240	4320	N.A.	4,85
5c	Theis (NC)	2X10 <sup>-3</sup>	4,7X10 <sup>-5</sup>	42,48	2,04	240	4320	N.A.	4,85

Note:s(rabattement); t<sub>p</sub>(temps de pompage); NC(non confiné); t<sub>pth</sub> (temps de pompage théorique), N.A: ne s'applique pas

**TABLEAU 3.5 Résultats des essais de pompage dans le roc 1979**

(d'après les données de Poulin, 1979)

Puits	Méthode	T (m <sup>2</sup> /s)	K (m/s)	b (m)	s (m)	t <sub>p</sub>	t <sub>pth</sub>	t'	Q
<b>Essais 1979</b>									
1	Theis (remontée)	1,53X10 <sup>-7</sup>	2X10 <sup>-9</sup>	85,3	62,44	75	5660	1260	0,24
	Cooper Jacob	4,5X10 <sup>-7</sup>	5X10 <sup>-9</sup>	85,3	62,4	75	4320	N.A.	0,24
2	Theis (remontée)	4,5X10 <sup>-4</sup>	5X10 <sup>-6</sup>	88,48	0,49	1440	N.A.	150	0,57
3	Theis (remontée)	1,5X10 <sup>-6</sup>	1,7X10 <sup>-8</sup>	86,7	40,39	76	578	945	0,24
4	Theis (remontée)	8X10 <sup>-3</sup>	1X10 <sup>-4</sup>	80,86	10,77	1440	N.A.	960	7,58
	Theis	7,8X10 <sup>-3</sup>	1X10 <sup>-4</sup>	80,86	10,77	1440	4320	N.A.	7,58
5	Theis (remontée)	7,4X10 <sup>-7</sup>	1X10 <sup>-8</sup>	75,4	66,61	26,25	1170	980	0,76
6	Theis (remontée)	4,5X10 <sup>-6</sup>	9X10 <sup>-8</sup>	50,58	23,91	60	195	310	0,76

Note:s(rabattement); t<sub>p</sub>(temps de pompage); t<sub>pth</sub> (temps de pompage théorique), N.A: ne s'applique pas

Les essais de pompage dans le roc de 1983 ont été réalisés dans la zone 3 dans le but d'agrandir la zone d'enfouissement du CTED. La conductivité hydraulique du roc varie de  $2 \times 10^{-7}$  m/s à  $8 \times 10^{-4}$  m/s. Les essais de 1979 ont, pour leur part, été réalisés dans la partie nord-ouest du site ainsi qu'un essai dans la zone 3 et un essai dans le secteur à l'est du site, près de la rue Jarry. La conductivité hydraulique varie de  $2 \times 10^{-7}$  m/s à  $5 \times 10^{-6}$  m/s dans le secteur nord-ouest, elle est de  $2 \times 10^{-9}$  m/s dans la zone 3 et de  $1 \times 10^{-4}$  m/s dans le secteur est. L'essai de pompage dans le roc de la zone 3 réalisé par Verge (1987) donne une conductivité hydraulique de  $6,5 \times 10^{-8}$  m/s, ce qui correspond aux ordres de grandeur déjà retrouvés dans cette zone. La variabilité dans les valeurs de conductivité hydraulique retrouvée est attendue étant donné le caractère aléatoire du degré de fracturation du roc.

Le tableau 3.6 est présenté pour comparer les résultats des analyses des études antérieures aux résultats présentés dans la présente étude.

TABLEAU 3.6 Comparaison entre les résultats de Tremblay(1983), Poulin(1979) et ceux de la présente étude.

Puits	K (m/s) (Étude antérieure)	K (m/s) (présente étude)	Puits	K (m/s) (Étude antérieure)	K (m/s) (présente étude)
<b>Essais de 1983</b>			<b>Essais de 1979</b>		
1-83	$1,18 \times 10^{-5}$	$1,3 \times 10^{-6}$	1-79	$3 \times 10^{-9}$	$2 \times 10^{-9}$
2-83	$3,4 \times 10^{-5}$	$7,5 \times 10^{-7}$	2-79	$8 \times 10^{-6}$	$5 \times 10^{-6}$
3-83	$1,83 \times 10^{-4}$	$8 \times 10^{-4}$	3-79	$3,7 \times 10^{-8}$	$1,7 \times 10^{-8}$
4-83	$3,2 \times 10^{-5}$	$3,2 \times 10^{-7}$	4-79	$6 \times 10^{-6}$	$1 \times 10^{-4}$
5-83	$2,3 \times 10^{-5}$	$1 \times 10^{-5}$	5-79	$4 \times 10^{-8}$	$1 \times 10^{-8}$
			6-79	$3 \times 10^{-8}$	$9 \times 10^{-8}$

Les résultats de 1983 présentent des différences de résultats d'au moins un ordre de grandeur pour la majorité des essais. Ces différences peuvent s'expliquer par le choix des méthodes d'analyse et par l'interprétation qui a été faite à partir de ces essais. Par exemple, sur le graphique qui a permis de déterminer la conductivité hydraulique de l'essai dans le puits 1-83, il est possible de constater que la droite tracée ne rejoint pas la courbe (Tremblay, 1983). L'interprétation à partir de cette droite ne suit pas la théorie de Theis pour les essais de récupération. De plus, l'étude de Tremblay a utilisé la méthode de Jacob

lors de l'analyse de la majorité des essais en rabattement pour évaluer les paramètres hydrauliques. Cette méthode ne s'applique pas pour ces essais car les données ne forment pas de droite comme ce devrait être le cas pour appliquer la solution de Jacob (section 2.5.3). L'analyse de la remontée et du rabattement par la méthode de Theis permet une meilleure approximation des paramètres recherchés. Les résultats des essais de 1979 ne montrent pas de grandes différences entre les différentes études, excepté pour le puits 4-79. Cette grande différence entre les deux études est difficile à expliquer car les points forment une belle droite d'où il est facile de déterminer la pente. De plus, il n'a pas été possible de consulter le graphique qui a permis d'obtenir le résultat de  $6 \times 10^{-6}$  m/s (Poulin, 1979). On peut constater que ces essais ont tous enregistré la remontée dans le puits après l'arrêt de la pompe, ce qui permet une meilleure analyse de l'essai.

Dans l'ensemble, les essais de pompage réalisés dans le roc permettent une évaluation approximative de la transmissivité et de la conductivité hydraulique de la formation rocheuse. Les essais ont tous été réalisés dans le puits lui-même sans puits d'observation, ce qui n'est pas toujours représentatif de la formation. Le réseau de fractures n'est pas toujours connecté et cela peut induire des erreurs d'interprétation des données. Les essais qui ont enregistré la remontée sont généralement les plus représentatifs.

#### 3.2.4 COMPARAISON AVEC LA LITTÉRATURE POUR LES RÉSULTATS DANS LES DÉCHETS

Il existe peu de données sur la conductivité hydraulique de déchets. Seulement quelques études ont analysé les propriétés hydrauliques de site d'enfouissement. Le tableau 3.7 est un résumé des conductivités hydrauliques dans des déchets retrouvées dans la littérature.

TABLEAU 3.7: Conductivités hydrauliques des déchets dans la littérature (Nastev, 1995)

Auteurs	site	K (m/s)
Fungaroli et Steinger, 1979	'milled refuse'	$1 \times 10^{-5}$ à $2 \times 10^{-4}$
Findikakis et Leckie, 1979	Glendale	$1 \times 10^{-5}$
Findikakis et Leckie, 1979	Palos Verde	$1 \times 10^{-5}$
Hughes, 1971		$6,9 \times 10^{-6}$ à $7,4 \times 10^{-5}$
Oweis et al., 1990	New-Jersey	$1 \times 10^{-5}$

Les déchets du CTED ont une conductivité hydraulique généralement plus faible que l'ensemble des sites présentés dans la littérature. La conductivité hydraulique peut être influencée par plusieurs facteurs comme l'état de compaction, l'état de décomposition, le type et la quantité de déchets accumulés au site. Le CTED est un site particulier de par sa grandeur et son empilement de déchets, qui peut atteindre 70m en certains endroits. De plus, les données de conductivité hydraulique pour les déchets proviennent des zones les plus anciennes du site où des déchets y sont enfouis depuis près de 25 ans.

### 3.3 ESSAIS D'INJECTION

#### 3.3.1 SÉLECTION DES MÉTHODES D'ANALYSE

La méthode favorisée dans les essais d'injection de l'ensemble des sites est celle de Lugeon. C'est une méthode simple qui permet d'obtenir rapidement la conductivité hydraulique de l'aquifère en fonction de la profondeur. Seuls les résultats d'analyse sont présentés dans ce texte.

#### 3.3.2 CONDITIONS ET QUALITÉ DES ESSAIS

Dans l'ensemble, les essais Lugeon n'ont pas suivi le principe du patron Lugeon. Les essais d'injection de GPR (1990), par exemple, ont été réalisés sous une seule pression d'eau par tranches de 3 mètres. Cette pression était maintenue constante durant 2 minutes puis les valeurs de conductivité hydraulique ont été évaluées à partir de cette pression. Un graphique de la fréquence en mètres de section d'essais en fonction de la conductivité hydraulique est donné ici pour les études de GPR (1990) (figure 3.22) et de RRN(1993) (figure 3.23). Les forages de RRN (1993) ont été réalisés en profondeur (jusqu'à 80m) tandis que les essais de GPR(1990) sont des essais moins profonds, jusqu'à 40m de profondeur pour l'essai le plus profond.

#### 3.3.3 RÉSULTATS

Le tableau 3.8 est un résumé des campagnes de caractérisation et des résultats de conductivité hydraulique obtenus lors de l'injection d'eau sous pression dans le roc.

TABLEAU 3.8: Résumé des essais d'injection dans le roc

Étude	Nbre d'essais	Méthode d'analyse	K (m/s)
Poulin, 1979	40 (6m)	Lugeon	
Wright,P. et Sarrailh,J.	24 (3m)	Lugeon	$1 \times 10^{-5}$ à $2,3 \times 10^{-7}$
GPR, 1990	173 (3m)	Lugeon	$5 \times 10^{-9}$ à $1 \times 10^{-5}$
RRN, 1993	67 (3m)	Lugeon	$5 \times 10^{-9}$ à $1 \times 10^{-5}$

Note: (3m): injection par tranche de 3m.

Il est possible de constater à la figure 3.22 que la conductivité hydraulique moyenne enregistrée par GPR est de l'ordre de  $5 \times 10^{-8}$  m/s sur un intervalle de  $5 \times 10^{-9}$  à  $1 \times 10^{-5}$ . La conductivité hydraulique la plus fréquemment rencontrée est de  $5 \times 10^{-9}$  m/s. Les essais de pompage réalisés en 1979 par Poulin donnent un intervalle de  $1 \times 10^{-4}$  m/s à  $2 \times 10^{-9}$  m/s, ce qui correspond aux ordres de grandeur normal des essais d'injection.

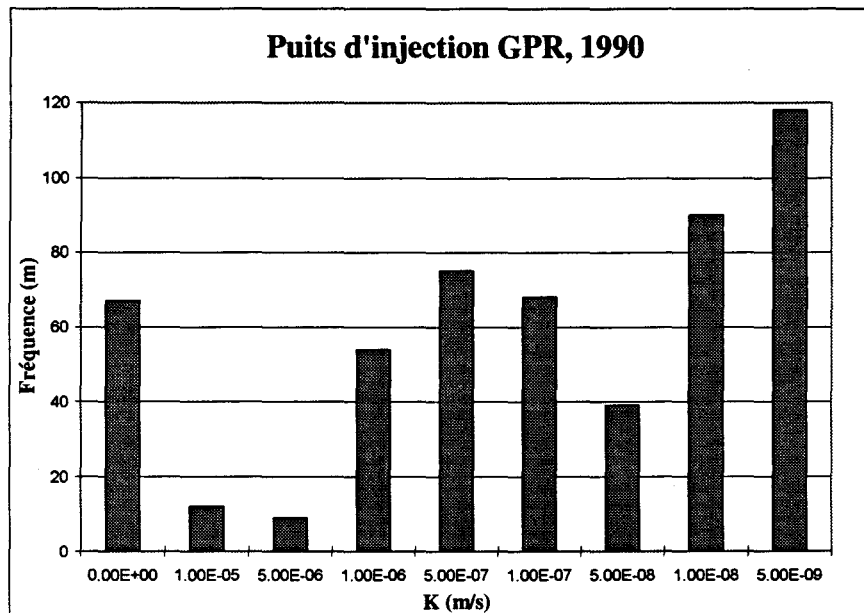


FIGURE 3.22 Fréquence (m) en fonction de la conductivité hydraulique K (m/s).

Pour les essais d'injection de RRN, près de 85% des mètres de forage utilisés pour l'injection ne donnent pas de résultats concluants (valeurs nulles)(Figure 3.23). Il semble que l'instrumentation utilisée n'a pas permis d'enregistrer les conductivités plus faibles que  $5 \times 10^{-9}$  m/s.

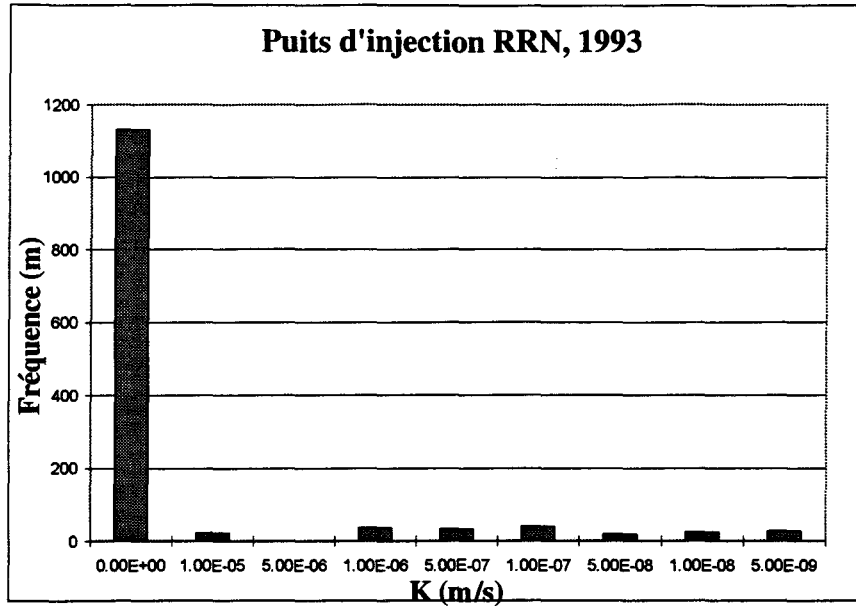


FIGURE 3.23 Fréquence (m) en fonction de la conductivité hydraulique K (m/s).

Le figure 3.24 illustre la fréquence en mètre en fonction de la conductivité hydraulique pour les essais de RRN qui ont donné une conductivité hydraulique non nulle. L'allure générale de la distribution ressemble à la distribution que l'on observe pour les essais de GPR.

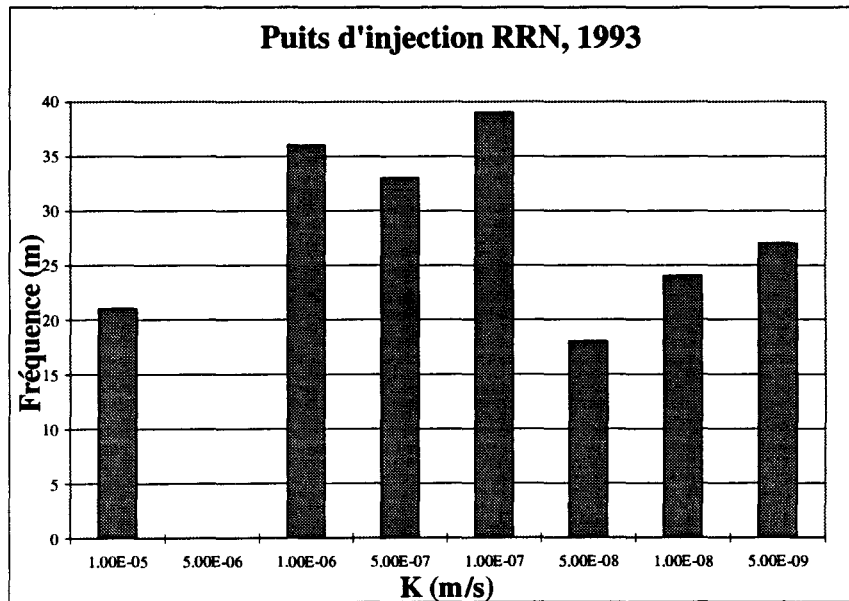


FIGURE 3.24 Fréquence (m) en fonction de la conductivité hydraulique K (m/s) sans valeurs nulles.



### 3.4 ESSAIS LEFRANC

#### 3.4.1 SÉLECTION DES MÉTHODES D'ANALYSE

Les essais Lefranc ont été analysés par les méthodes de Hvorslev(1951), de Bouwer et Rice (1976) et de Cooper et al.(1967). Les méthodes de Hvorslev et de Cooper et al. (1967) s'appliquent dans le cas d'aquifères confinés tandis que la méthode de Bouwer et Rice (1976) s'applique généralement a un aquifère non confiné. Lors de l'analyse des essais avec le logiciel Aqtesolv 2.01, il a été possible d'analyser les essais selon la méthode de Bouwer et Rice(1976) et de Cooper et al.(1967) pour un aquifère confiné. Les résultats sont présentés dans le texte qui suit.

#### 3.4.2 RÉSULTATS

Le tableau 3.9 résume les campagnes et les résultats obtenus à l'aide des essais Lefranc réalisés en 1979 et en 1987.

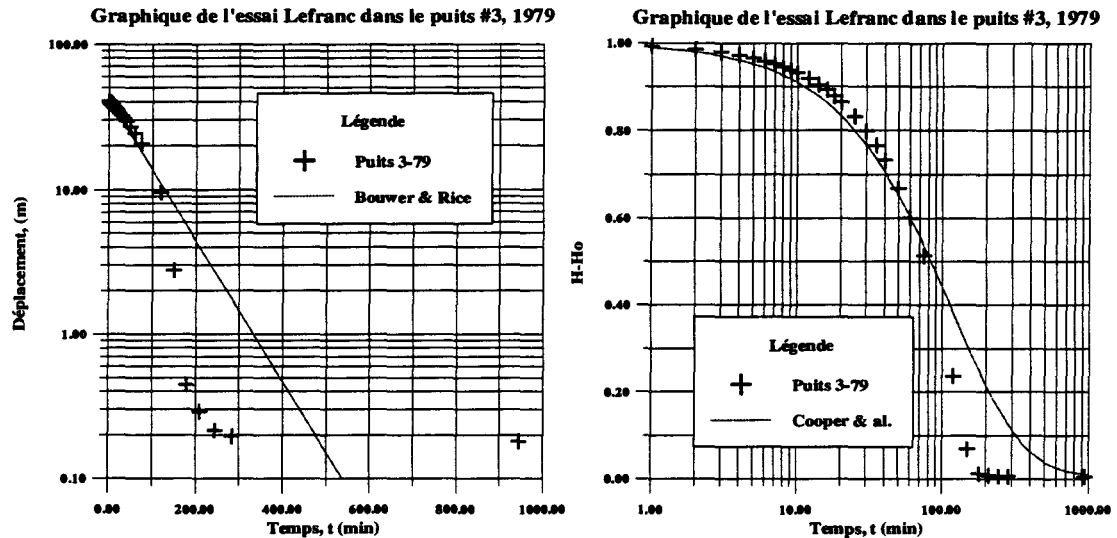
TABLEAU 3.9: Résumé des essais Lefranc dans le roc

Étude	Nbre d'essais	Méthode	K (m/s)
Poulin, 1979	4	Hvorslev	$2.5 \times 10^{-8}$ à $3.5 \times 10^{-8}$
Verge, 1987	4	Hvorslev	

TABLEAU 3.10 Résultats des essais Lefranc

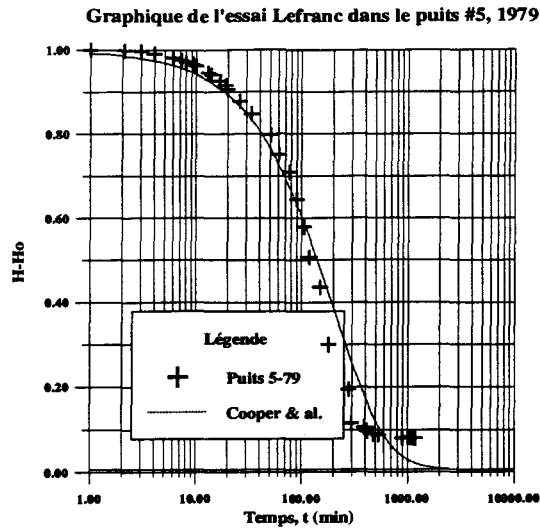
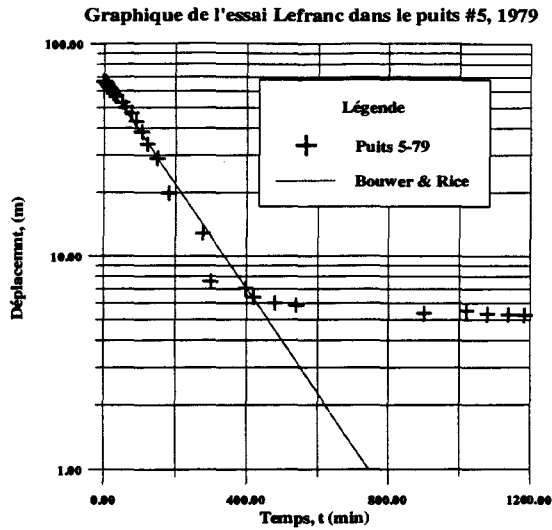
Puits	Méthode	K (m/s)	b (m)	S
<b>Essais de 1979 (Poulin,1979)</b>				
1	Bouwer et Rice	$1,15 \times 10^{-8}$	85,3	
3	Cooper et al.	$8 \times 10^{-8}$	86,7	0,00001
5	Bouwer et Rice	$7,11 \times 10^{-8}$	75,4	
	Cooper et al.	$7,9 \times 10^{-8}$	75,4	0,00001
6	Bouwer et Rice	$7,9 \times 10^{-8}$	50,58	
<b>Essais de 1987 (Verge,1987)</b>				
4	Bouwer et Rice	$3,97 \times 10^{-7}$	16,15	
	Cooper et al.	$3,6 \times 10^{-7}$	16,15	0,00011

Les essais de 1979 donnent une conductivité hydraulique moyenne d'environ  $4,5 \times 10^{-8}$  m/s pour les puits 3, 5 et 6. La figure 3.25 est présentée pour montrer un cas où la méthode de Bouwer et Rice(1976) n'est pas la meilleure solution pour l'essai. Le figure 3.26 présente la méthode de Cooper et al.(1967) qui est une solution plus approchée du problème.



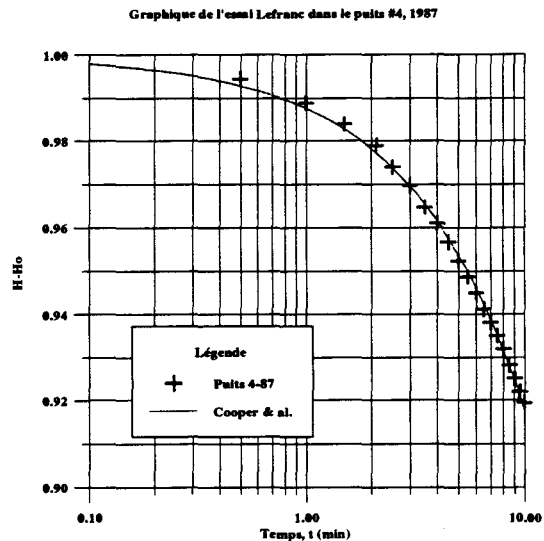
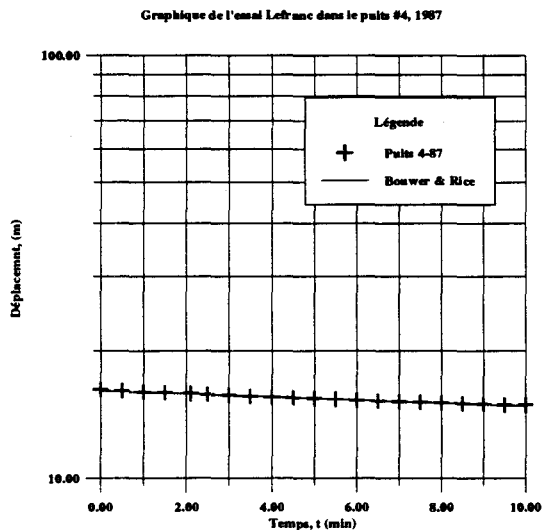
FIGURES 3.25 et 3.26: Méthode de Bouwer et Rice et de Cooper et al. pour le puits #3, 1979

Les figures 3.27 et 3.28 montrent les deux méthodes d'analyse (Bouwer et Rice et de Cooper et al.) sur l'essai dans le puits #5. Il est possible de constater que la théorie s'applique aux données de l'essai car les courbes théoriques suivent bien les données. De plus, les deux méthodes donnent des résultats très proches (tableau 3.10)



FIGURES 3.27 et 3.28: Méthode de Bouwer et Rice et de Cooper et al. pour le puits #5, 1979

Les essais 1 à 3 réalisés en 1987 par Hydrogéo n'ont pas enregistré de variations significatives du niveau d'eau de sorte que sur un graphique de Hvorslev ou de Bouwer et Rice, la courbe est une droite horizontale. L'essai #4 (figures 3.29 et 3.30) réalisé en 1987 donne les seules données analysables pour ce type d'essai. Il est possible de constater que le niveau d'eau n'a pratiquement pas varié et que l'essai ne donne pas de résultats analysables et fiables.



FIGURES 3.29 et 3.30: Méthode de Bouwer et Rice et de Cooper et al. pour le puits #4, 1987

Dans l'ensemble, la conductivité hydraulique retrouvée lors des essais Lefranc varie autour de  $8 \times 10^{-8}$  m/s. Étant donné le faible nombre d'essais réalisés et la qualité des essais, il est difficile de conclure à la fiabilité de ces essais. Les essais qui ont donné des résultats analysables donnent une conductivité hydraulique autour de  $8 \times 10^{-8}$  m/s, ce qui fait partie de l'intervalle des résultats obtenus dans le roc.

### 3.5 RÉGIME PERMANENT DANS LA ZONE 4

#### 3.5.1 MÉTHODE DE DUPUIT

La station No.1, située dans la zone 4, pompe le lixiviat depuis 1992. L'écoulement peut être considéré près du régime permanent. La méthode de Dupuit est généralement utilisée pour un puits pompant dans une nappe libre où l'écoulement est en régime permanent. La station de pompage No.1 située dans la zone 4 pompe en régime permanent et elle est utilisée pour analyser la conductivité hydraulique de la zone 4. Il est à noter que la zone 4 comprend des déchets ainsi qu'une couche de 1m de gravier concassé à la base. La conductivité hydraulique est donc fortement influencée par le gravier et, de ce fait, elle représente l'ensemble déchets-gravier. La solution de Dupuit (figure 3.31) pour la conductivité hydraulique est:

$$K = \frac{Q \ln(r_2 / r_1)}{\pi (h_2^2 - h_1^2)} \quad (3.1)$$

où le puits pompant est la station No.1 et les piézomètres d'observation sont respectivement les piézomètres W-1 et W-4. Les données proviennent du rapport de Rouillard et Bodineau (1994).

---


$$Q = 2661 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$r_1 = 50 \text{ m et } r_2 = 260 \text{ m}$$

$$h_1 = 14 \text{ m et } h_2 = 25 \text{ m}$$

$$K = 3,6 \times 10^{-5} \text{ m/s}$$


---

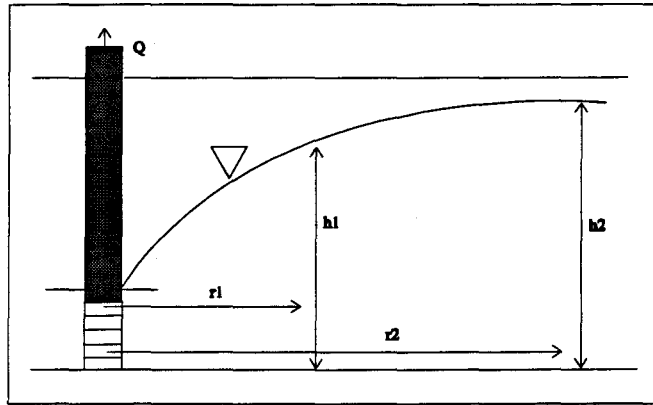


FIGURE 3.31: Schéma de Dupuits

### 3.5.2 MÉTHODE DES COURBES PIÉZOMÉTRIQUES

Une autre méthode d'évaluation de la conductivité hydraulique en régime permanent utilise les courbes piézométriques. La transmissivité est évaluée à l'aide de la formule:

$$T = \frac{2Q}{(L_1 + L_2) \frac{(h_2 - h_1)}{(\Delta r)}} \quad (3.2)$$

Sur un plan à l'échelle représentant les courbes piézométriques au CTED, les longueurs de courbes piézométriques  $L_1$  et  $L_2$  ainsi que  $\Delta r$  sont mesurées en m (figure 3.32). Les niveaux piézométriques sont connus et la transmissivité est calculée à l'aide de la formule

3.2. La conductivité hydraulique peut ensuite être évaluée. La valeur obtenue pour la conductivité hydraulique dans la zone délimitée par les courbes -10 m et -20 m (chevauchement entre les zones 3 et 4) à l'aide de cette méthode varie de  $3,5 \times 10^{-5}$  m/s à  $5,3 \times 10^{-6}$  m/s pour une épaisseur saturée d'environ 20 m. De façon générale, la conductivité hydraulique diminue rapidement en se dirigeant vers le sud-est du site (zone 1,2 et 3) par rapport à la zone 4. La conductivité hydraulique de la zone 4 évaluée à l'aide de cette méthode varie d'ouest en est de  $1 \times 10^{-6}$  m/s à  $2 \times 10^{-5}$  m/s.

Les paramètres utilisés sont:

---


$$Q = 2661 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$\Delta r = 30 \text{ m et } \Delta r = 200 \text{ m}$$

$$L_1 = 1200 \text{ m et } h_1 = -10 \text{ m}$$

$$L_2 = 550 \text{ m et } h_2 = -20 \text{ m}$$


---

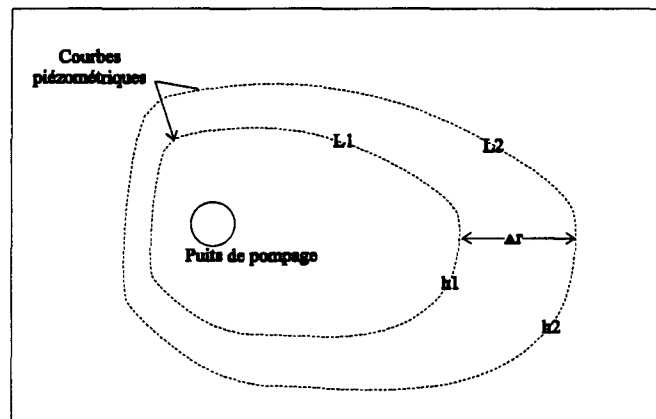


FIGURE 3.32: Méthode des courbes piézométriques

Le tableau 3.8 résume les valeurs de conductivité hydraulique que l'on retrouve dans les déchets de la zone 4. Les données pour évaluer  $K$  selon la méthode de Dupuit proviennent de l'étude de Rouillard et Bodineau (1994). En comparaison avec les valeurs obtenues dans d'autres secteurs soient de  $2 \times 10^{-5}$  à  $7 \times 10^{-7}$  m/s avec une moyenne près de  $10^{-6}$  m/s

(zones 1,2 et 3) des déchets du CTED, on constate que les déchets de la zone la plus récente d'enfouissement ont une conductivité hydraulique,  $3,6 \times 10^{-5}$  m/s, plus élevée que les zones les plus anciennes. Cette conclusion est normale car la conductivité hydraulique de la zone la plus récente représente une combinaison déchets-gravier.

TABLEAU 3.11: Résultats des méthodes d'évaluation de K dans les zones de déchets

Méthodes	K (m/s)
Dupuit (zone 4)	$3,6 \times 10^{-5}$
Autre (zone 4)	$1 \times 10^{-6} - 2 \times 10^{-5}$
Pompage (zone 1,2,3)	$7 \times 10^{-7} - 2 \times 10^{-5}$

### 3.6 ÉVALUATION DU DÉBIT DE FUITE

Les relevés des niveaux piézométriques effectués dans les puits de la paroi nord-est du CTED indiquent la présence d'un écoulement en profondeur (Rouillard et Bodineau, 1994). La grandeur de cet écoulement a été évaluée par Rouillard et Bodineau dans leur étude sur les débits réalisée en 1994 et le débit de fuite a alors été estimé à  $75 \text{ m}^3/\text{j}$ . Afin de vérifier cet ordre de grandeur, nous avons redéfini les paramètres et évalué à nouveau le débit de fuite.

L'évaluation du débit de fuite se fait à l'aide de l'équation de Darcy.

$$Q = KIA \quad (3.3)$$

Les puits situés le long de la parois nord-est sont utilisés pour le calcul du débit de fuite. La conductivité hydraulique est calculée en prenant la moyenne ( $K_h$  équivalent) des conductivités retrouvées dans les données des essais d'injection de GPR. Ces données sont utilisées à la place des données de RRN car les essais de GPR sont plus détaillés que les essais de RRN. Les essais d'injection de GPR ont permis de reconnaître des conductivités

hydrauliques plus faible que  $10^{-9}$  m/s, ce qui n'est pas le cas des essais de RRN. Le gradient hydraulique,  $i$ , est évalué en tenant compte des hauteurs piézométriques,  $h$ , à l'intérieur de la paroi du site et dans les forages profonds des puits de surveillance (PS de RRN) (Rouillard et Bodineau, 1994) les plus près des puits d'injection de GPR (voir tableau 3.9). La largeur d'influence,  $L$ , d'un puits est la somme des mi-distances entre le puits considéré et les puits qui lui sont voisins. La hauteur d'influence,  $H$ , est la distance entre la hauteur piézométrique à la paroi intérieure et le fond de la carrière. Pour obtenir le débit, on fait la somme des petits débits de fuite à chaque section. Le débit de fuite ainsi calculé est d'environ  $211 \text{ m}^3/\text{j}$  dont  $126 \text{ m}^3/\text{j}$  s'échappent aux environs de l'intersection des zones 2 et 3. On peut aussi constater qu'une partie de l'écoulement se dirige vers l'intérieur du site. Ce débit entrant est d'environ  $109 \text{ m}^3/\text{j}$  selon l'évaluation par cette méthode.

TABLEAU 3.12: Évaluation du débit de fuite

Puits		i			A (m <sup>2</sup> )		K (m/s)	Q (m <sup>3</sup> /j)
FG (GPR)	PS (RRN)	$\Delta l$ (m)	$\Delta h$ (m)	i	L (m)	H (m)		
2	20	54	-2.62	-0.0485	107	55	3.80E-07	-9.375
3	21	48	-7.63	-0.1590	130	55	3.60E-07	-35.351
5	23	48	20.04	0.4175	185	64	1.70E-07	72.606
7	24	54	-4.89	-0.0906	228	68	5.30E-07	-64.291
9	25	125	11.12	0.0890	200	65	5.60E-08	5.596
10	27	71	14.8	0.2085	255	55	5.00E-07	126.296
12	30	83	5	0.0602	290	55	7.60E-08	6.309
13	31	95	21.52	0.2265	125	55	5.00E-09	0.673
<b>Total entrée</b>								<b>-109.017</b>
<b>Total sortie</b>								<b>211.479</b>

Note: Q+ : sortie du site et Q-: entrée dans le site

La méthode d'évaluation du débit de fuite utilisée ici est approximative. Elle est basée sur une estimation des paramètres. La largeur d'influence,  $L$ , estime que toute la section de la paroi considérée possède la même perméabilité. Dans une formation de roc fracturé, il



n'est pas certain que cette affirmation soit justifiée étant donné le caractère aléatoire des fractures dans le roc. La conductivité hydraulique utilisée dans le calcul est une moyenne des K retrouvées dans l'ensemble de l'essai (essais de GPR) et les niveaux d'eau sont ceux des puits d'observation de RRN. Le débit de fuite calculé ici est présenté pour donner une approximation de l'ordre de grandeur de la quantité d'eau qui peut potentiellement s'échapper vers la carrière Francon. Ce débit devrait être évalué de façon plus précise mais les données disponibles présentement s'y prêtent difficilement.

---

## CHAPITRE 4

# RECOMMANDATIONS ET APPLICATIONS

---

### 4.1 RECOMMANDATIONS SUR LES CONDITIONS D'ESSAIS HYDRAULIQUES AU ROC ET DANS LES DÉCHETS

#### 4.1.1 SOMMAIRE DES PROPRIÉTÉS DU ROC ET DES DÉCHETS

##### DÉCHETS

Les déchets au CTED ont une conductivité hydraulique moyenne autour de  $8 \times 10^{-6}$  m/s. Les conductivités hydrauliques les plus faibles (autour de  $1 \times 10^{-6}$  m/s) sont retrouvées dans les zones les plus anciennes d'enfouissement (zone 1 et 2). Dans ces zones, les données obtenues représentent les caractéristiques d'un massif de déchets et de puits de captage des biogaz entourés de gravier. La zone d'étude (zone nord-est) est une des plus anciennes. L'épaisseur de déchets peut atteindre jusqu'à 70m à certains endroits. Les déchets enfouis à cet endroit sont de toutes natures (déchets tant domestiques qu'industriels). L'enfouissement dans ces zones (zones 1 et 2) s'est effectué durant les années 70 et jusqu'en 1985 pour la partie la plus récente de la zone 2.

Dans la zone la plus récente d'enfouissement (zone 4), le pompage en régime permanent effectué à la station de pompage #1 permet d'évaluer la conductivité hydraulique qui est de

l'ordre de  $4 \times 10^{-5}$  m/s. Cette conductivité hydraulique représente un ensemble déchets-gravier car on retrouve un mètre de gravier concassé à la base des déchets pour permettre le drainage de l'eau jusqu'à la station de pompage #1. Près de la moitié des déchets enfouis dans cette partie du site sont des déchets solides domestiques, l'autre moitié est constituée de déchets d'industries.

## ROC

Le roc que l'on retrouve au CTED est un roc fracturé et ses composantes géologiques sont décrites au chapitre 1. L'interconnectivité et l'ouverture des fractures ne sont pas connues et les fractures ne sont pas réparties de façon uniforme. Ce phénomène fait en sorte que la conductivité hydraulique est très variable d'un secteur à l'autre du site. Elle varie dans un intervalle de  $2 \times 10^{-9}$  à  $8 \times 10^{-4}$  m/s selon les essais réalisés sur tout le tour du site ainsi qu'au fond de la zone 3.

### 4.1.2 TYPES D'ESSAIS RECOMMANDÉS

De nouvelles infrastructures doivent être réalisés dans le secteur nord-est du site afin de compléter le contrôle hydraulique du lixiviat et d'éviter la propagation d'eau à l'extérieur du CTED par la paroi adjacente à la carrière Francon. Les options retenues dans le rapport de Rouillard et Bodineau, 1994 sont le pompage ou l'injection d'eau directement dans la roche encaissante de la paroi nord-est. Des essais permettront d'analyser le comportement de l'écoulement et de choisir la solution la plus adéquate.

### ESSAIS DE POMPAGE

L'essai de pompage est l'essai le plus standard réalisé afin de déterminer les caractéristiques hydrauliques d'une formation. Il permet de traiter rapidement un grand volume de l'aquifère. Dans un aquifère de roc fracturé, il est préférable d'utiliser des puits ou des piézomètres d'observation afin de connaître l'influence du pompage sur la formation et de vérifier l'efficacité du puits en terme de piège hydraulique.

## ESSAIS D'INJECTION

L'essai d'injection d'eau sous une pression constante est l'un des meilleurs essais pour évaluer les caractéristiques hydrauliques dans une formation de roc fracturé. Cette méthode permet de couvrir une plus vaste gamme de conductivités hydrauliques. Dans une formation de roc fracturé, l'essai d'injection peut être réalisé à différentes profondeurs, généralement par tranche de 3 mètres. L'eau est injectée sous pression dans une section du forage située entre un système d'obturateurs (*packers*) jusqu'à ce que la pression soit constante. Il est possible de réaliser cet essai selon le patron Lugeon et injectant l'eau sous pression par palliers successifs croissants puis décroissants et ainsi de déterminer la conductivité hydraulique de chaque section d'injection. Il peut aussi être avantageux de réaliser un essai d'injection en continu sur une longue période.

### 4.1.3 CONDITIONS D'ESSAIS RECOMMANDÉES

#### POMPAGE

#### DÉBIT

Pour les essais de pompage, il est important que le débit soit constant. Une première approximation du débit de pompage est évaluée à partir de la formule de Jacob et ce, pour n'importe quel type d'aquifère. Les équations pour évaluer le débit sont décrites au chapitre 2. La formule de Theis est ensuite utilisée pour déterminer le rayon d'exploration  $R$  (chap.2). S'il s'agit d'un nouveau puits, les caractéristiques géométriques à utiliser pour l'ouvrage (diamètre du tubage, longueur et ouverture de la crépine, massif filtrant) peuvent être évaluées à l'aide du manuel Driscoll, 1986.

## DURÉE DES ESSAIS

La durée minimum recommandée pour un essai de pompage en nappe captive est d'au moins 24h afin de permettre aux effet de puits (emmagasinement et pénétration partielle) de se dissiper. Pour des essais réalisés dans l'aquifère des déchets, un minimum de 72h de pompage est recommandé. Dans les déchets, il faut tenir compte de l'influence de la station de pompage #1 qui pompe un débit de 2660 m<sup>3</sup>/j en régime permanent.

L'espacement entre les puits, quelque soit le type d'essai considéré, est directement relié au rayon d'influence du puits. Il faut voir à ce que les zones d'influence se juxtaposent les unes aux autres afin de contrôler tout l'écoulement. Le calcul du rayon d'influence se fait selon la méthode décrite au chapitre 2 (section 2.6).

## PIÉZOMÈTRES D'OBSERVATION

Au CTED, l'installation de piézomètres ou de puits d'observation est nécessaire afin d'évaluer la zone d'influence du puits de pompage dans la formation rocheuse. L'installation d'au moins 2 à 3 puits d'observation est primordiale dans la formation de roc fracturé car elle permet de vérifier le rayon d'influence du puits. Dans les déchets, au moins 1 puits ou piézomètre d'observation doit être installé pour permettre de constater l'influence du pompage sur l'aquifère.

## MÉTHODES D'INTERPRÉTATION

Dans une formation rocheuse, la méthode de Theis peut être utilisée en première analyse. C'est une méthode bien connue et elle donne généralement une bonne appréciation des caractéristiques de l'aquifère. Par contre, il faut considérer l'aquifère rocheux comme un aquifère poreux équivalent. Des méthodes plus élaborées, comme la solution de Moench (1984), qui considèrent la double porosité de l'aquifère, peuvent aussi être utilisées pour connaître les paramètres hydrauliques du massif rocheux. Cette façon de concevoir l'aquifère est plus représentative de la réalité que la méthode traditionnelle.

L'aquifère des déchets est un aquifère libre. La méthode de Neuman permet de donner, pour ce type d'aquifère, une valeur de la transmissivité ainsi que du coefficient d'emmagasinement. Si le puits présente des caractéristiques telles la pénétration partielle ou un large diamètre, des méthodes spécifiques (Neuman, 1974 et Papadopoulos et Cooper, 1967) peuvent être utilisées pour analyser les valeurs initiales de l'essai.

## INJECTION

### DÉBIT

Le débit d'injection est déterminé à l'aide des formules 2.73 à 2.75 décrite au chapitre 2. Le rabattement théorique estimé doit tenir compte de l'effet combiné des puits entourant le puits considéré selon la théorie des puits images.

### DURÉE DES ESSAIS

La durée d'un essai d'injection dépend du type d'analyse que l'on veut réaliser. L'essai Lugeon, régulièrement employé pour des essais d'injection par pallier, demande de suivre un patron de pressions croissantes puis décroissantes et d'analyser la réponse de l'aquifère. Ce type d'essai est plutôt rapide. L'essai d'injection à pression constante de longue durée est généralement réalisé sur plusieurs heures. Dans le cas du CTED, des essais d'injection de type Lugeon sont réalisés ainsi qu'un essai à long terme.

### ESPACEMENT DES PUITTS

L'espacement entre les puits, quelque soit le type d'essai considéré, est directement relié au rayon d'influence du puits. Il faut voir à ce que les zones d'influence se juxtaposent les unes aux autres afin de contrôler tout l'écoulement.

## MÉTHODES D'INTERPRÉTATION

Les méthodes d'interprétation à privilégier dépendent du type d'aquifère, du type d'essai et de la durée de l'essai. Le patron Lugeon, lorsque la méthode est respectée, donne une bonne approximation de la conductivité hydraulique. C'est aussi une façon rapide d'obtenir la conductivité hydraulique de la section d'injection considérée. La méthode de Jacob et Lohman développée en 1952 (Neuman et al. 1983) permet l'analyse des essais de longue durée.

## 4.2 PRÉDICTION DU COMPORTEMENT DE PUITTS AU ROC ET DANS LES DÉCHETS

## 4.2.1 DÉBITS PROBABLES POUR DES PUITTS AU ROC ET DANS LES DÉCHETS

L'évaluation du débit de pompage se fait à l'aide de la méthode décrite au chapitre 2. Pour l'aquifère des déchets, on retrouve les paramètres suivants.

TABLEAU 4.1: Paramètres hydrauliques pour le calcul des courbes rabattement/remontée dans les déchets.

Paramètres	Large diamètre	Petit diamètre
Q (m <sup>3</sup> /s)	8,67X10 <sup>-4</sup>	3X10 <sup>-4</sup>
T (m <sup>2</sup> /s)	4X10 <sup>-5</sup>	4X10 <sup>-5</sup>
S	0,1	0,1
r (m)	0,47	0,1
b(m)	40	20

La transmissivité est une valeur moyenne dans l'intervalle des résultats retrouvés dans les déchets. Le coefficient d'emmagasinement est une valeur moyenne pour un aquifère libre qu'il est possible de retrouver dans la littérature pour les déchets d'un site d'enfouissement aux États Unis (Oweis et al. 1990). Le débit est calculé à l'aide de la formule 2.73 du

chapitre 2. Le rabattement théorique est estimé à 30% de l'épaisseur saturé de l'aquifère pour un aquifère libre (Genetier, 1984).

Dans l'aquifère rocheux, les paramètres sont évalués selon les mêmes approximations. Le tableau qui suit présente les caractéristiques retenues pour cet aquifère.

**TABLEAU 4.2: Paramètres hydrauliques pour le calcul des courbes rabattement/remontée dans le roc.**

Q (m <sup>3</sup> /s)	4,68X10 <sup>-4</sup>
T (m <sup>2</sup> /s)	2,4X10 <sup>-5</sup>
S	0,000264
r (m)	0,1
b(m)	80

La transmissivité est une valeur moyenne des essais (pompage, injection et Lefranc) réalisés dans la roche encaissante. Le coefficient d'emmagasinement est donné par la formule  $3,3 \times 10^{-6}$  fois l'épaisseur saturée de l'aquifère. Pour le cas particulier de ce type de formation, le rabattement théorique est évalué à 30% de l'épaisseur saturée. Dans un aquifère poreux standard, il faut s'assurer que le rabattement demeure en deçà du toit de l'aquifère.

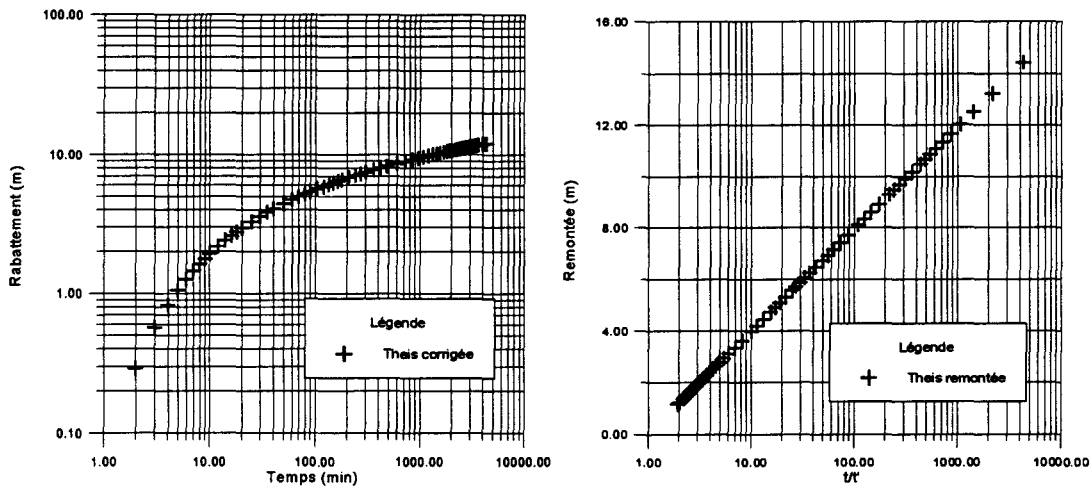
#### 4.2.2 COURBES RABATTEMENT/REMONTÉE EN FONCTION DU TEMPS

Suite à l'évaluation des paramètres hydrauliques, il est possible d'établir des courbes théoriques de rabattement et de remontée du niveau de l'eau dans le puits de pompage. Les calculs permettant cette simulation sont basés sur les méthodes théoriques présentées au chapitre 2. Le débit théorique de départ, tel qu'évalué dans la section 4.2.1, est connu. La transmissivité est donnée par l'analyse des essais déjà réalisés au CTED et le coefficient d'emmagasinement est estimé à partir de la relation suivante.

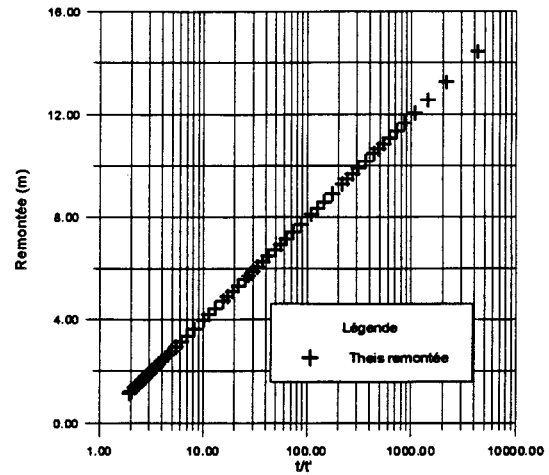
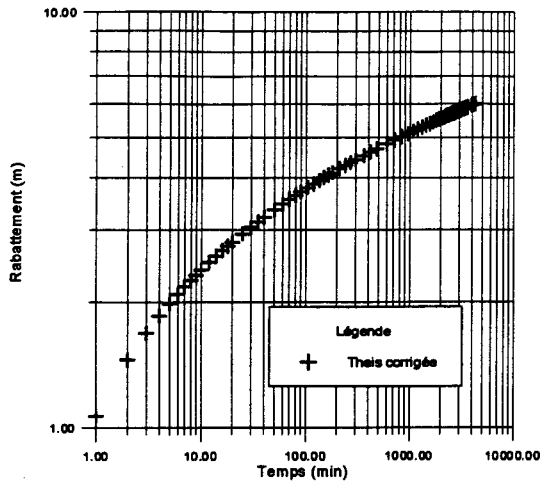
$$S = 3,3 \times 10^{-6} b$$



Les méthodes de Theis et de Neuman sont les plus connues et les plus faciles à utiliser en première approximation pour un aquifère confiné et libre respectivement. Elles permettent de donner une idée du comportement du puits pompant et de la réaction de l'aquifère. Cette façon de procéder s'applique néanmoins généralement à un aquifère poreux. Il est plutôt difficile d'établir le comportement du puits de cette manière dans un aquifère de roc fracturé. Il faut alors remplacer l'aquifère rocheux par un aquifère poreux équivalent. Les figures qui suivent présentent des exemples théoriques de rabattement et de remontée dans les déchets (figure 4.1 à 4.4) et dans le roc (figure 4.5 et 4.6). Les figures 4.1 et 4.2 montrent la courbe de Theis corrigée et un essai de récupération dans les déchets pour un puits de large diamètre. Les figures 4.3 et 4.4 montrent ces mêmes courbes pour un puits de petit diamètre. Les paramètres utilisés ont été calculés à la section 4.2.1. Le même type de courbe pourrait être tracé pour la méthode de Neuman. Cette façon de faire permet d'estimer la réponse de l'aquifère à un pompage.

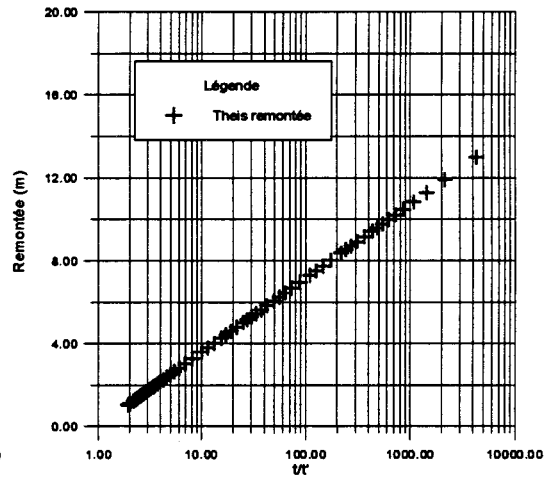
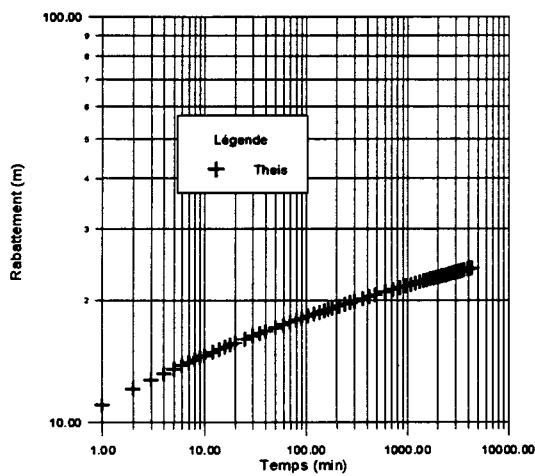


FIGURES 4.1 et 4.2 Courbes théoriques dans les déchets pour un puits de large diamètre.



FIGURES 4.3 et 4.4 Courbes théoriques dans les déchets pour un puits de petit diamètre.

Les figures 4.5 et 4.6 montrent un essai théorique selon les méthodes de Theis et de Theis en récupération. Ces méthodes considèrent que l'aquifère est remplacé par un aquifère poreux équivalent.



FIGURES 4.5 et 4.6 Courbes théoriques dans le roc.

Les courbes théoriques peuvent donner une idée de la réaction de l'aquifère au pompage. Plus les paramètres sont près des paramètres réels et plus la courbe est révélatrice. Les courbes ci-dessus ont été construites à partir des données recueillies lors de l'analyse des essais de pompage des études antérieures. La réponse réelle de l'aquifère peut donc être différente de celle-ci.

#### 4.3 CONCEPTION D'ESSAIS POUR LE CONTRÔLE DU LIXIVIAT AU CTED

Des essais d'injection et un essai de pompage seront réalisés au CTED dans la roche encaissante de la paroi adjacente à la carrière Francon. Ces essais vont permettre la conception de puits d'injection ou de pompage qui seront installés de façon permanente et qui contrôleront l'écoulement dans ce secteur. Il est important, dans cette formation, de s'assurer du contrôle de tout l'écoulement. L'analyse du débit de fuite (chapitre 3) révèle la présence de fuites dans le secteur est et dans le secteur de la jonction des zones 2 et 3 de la paroi adjacente à Francon (Fig.4.7). Les puits d'injection doivent intercepter les fractures responsables de l'écoulement. Pour ce faire, la présence de 2 à 3 puits ou piézomètres d'observation est nécessaire. Les points d'observation servent à identifier le mouvement de l'écoulement et donnent une idée de l'interconnectivité des fractures influencées par le puits.

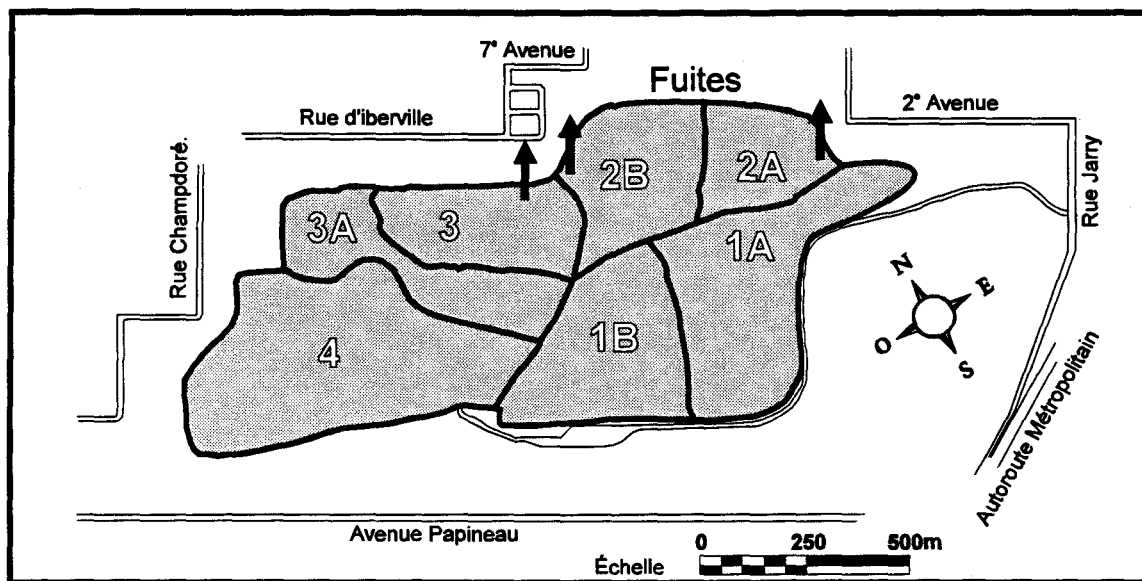


FIGURE 4.7: Répartition des fuites majeures au CTED.

Pour l'aquifère des déchets, les étapes à réaliser lors de la conception d'essai de pompage de nappe sont décrites au chapitre 2 (section 2.6). Un seul essai bien conduit donne souvent de meilleurs résultats qu'une série de petits essais trop rapides. Dans un aquifère libre, la durée de l'essai est importante. Un essai trop court ne permet pas d'obtenir des

courbes complètes et il devient difficile d'évaluer les paramètres. Au CTED, il faut aussi tenir compte de la présence de la station de pompage #1 qui influence l'écoulement.

Dans l'ensemble, l'idée principale qu'il faut garder à l'esprit lors de la réalisation d'un essai est de respecter les 'règles de l'art'. Bien que souvent négligée, cette approche permet d'obtenir des données analysables et généralement fiables pour la majorité des essais réalisés. La conception d'essais bien bâtis est la solution à bien des problèmes d'interprétation de données.



---

## CHAPITRE 5

# CONCLUSIONS

---

L'analyse et l'interprétation détaillée des données recueillies à partir des essais de pompage, d'injection et Lefranc qui ont été réalisés au CTED a été faite. Dans l'ensemble, il a été possible de déterminer un ordre de grandeur des paramètres K et T pour les deux aquifères en présence. Le coefficient d'emmagasinement n'a pu être déterminé à l'aide de ces essais et ce, à cause de plusieurs facteurs. Les essais de pompage, entre autre, comportent pour la plupart des erreurs d'ordre technique. Les temps de pompage ne sont pas respectés ainsi que l'absence de piézomètres d'observation. Certains essais Lefranc n'ont enregistré aucune ou une très faible variation du niveau d'eau.

L'aquifère des déchets est un aquifère particulier et non standard pour un aquifère poreux. Il n'existe pas une très grande quantité de données sur les déchets et les sites d'enfouissement sanitaire. Il est donc difficile de comparer les résultats obtenus dans cette étude avec ceux d'autre site d'enfouissement sanitaire. La composition, la quantité de déchets ainsi que la méthode d'entreposage et l'état de décomposition des déchets peuvent varier d'un site à l'autre selon les règlements en vigueur. Suite à l'analyse des essais de pompage réalisés dans les déchets du CTED, il est encore difficile d'établir les caractéristiques de l'aquifère de façon fiable. Un seul essai dans les déchets a été effectué selon les règles de l'art des essais de pompage. Cet essai donne une conductivité

hydraulique de  $1 \times 10^{-6}$  m/s. Il est donc difficile de déterminer les paramètres avec rigueur sur la base d'un seul essai fiable. L'enregistrement de la remontée dans certains puits a tout de même permis de donner un ordre de grandeur de la conductivité hydraulique. Une valeur moyenne de K de  $8 \times 10^{-6}$  m/s est retrouvée pour l'ensemble des déchets des zones les plus anciennes (zone 1,2 et 3). De plus, l'analyse en régime permanent de l'écoulement à la station de pompage dans la zone actuelle d'enfouissement donne une valeur de K de  $3,5 \times 10^{-5}$  m/s pour le secteur gravier-déchet. L'écart qui existe entre les données retrouvées dans les différentes zones du CTED est d'environ un ordre de grandeur d'ouest en est.

L'ensemble des informations obtenues de cette étude permet de conclure à l'insuffisance de données dans les déchets pour en tirer des conclusions fiables quant aux paramètres hydrauliques. Il serait intéressant d'effectuer de nouveaux essais dans ce milieu afin de comparer les résultats et surtout d'obtenir une valeur plus fiable de la conductivité hydraulique. Une solution ou une avenue intéressante à ce sujet serait l'arrêt du pompage à la station #1 pour enregistrer la remontée puis le relancement de la pompe pour évaluer le rabattement. De cette façon, il serait possible d'obtenir le coefficient d'emmagasinement et une bonne valeur de la conductivité hydraulique.

La roche encaissante au CTED est communément appelée un roc fracturé. Des essais de pompage, d'injection et Lefranc ont été réalisés dans cet aquifère. Les résultats de l'analyse des différents type d'essais démontrent bien le caractère aléatoire de la formation. L'interconnectivité du réseau de fractures n'est pas homogène et difficilement évaluable. L'ouverture des fractures est aussi une caractéristique qui influence l'écoulement et ses paramètres. Un écart de cinq ordres de grandeur entre les valeurs de conductivité hydraulique a été retrouvé sur l'ensemble du site. Cette tendance est la même pour les trois types d'essais. L'analyse des essais montre que les données provenant des essais de pompage ne sont pas réellement fiables. L'aquifère doit être considéré comme un aquifère poreux équivalent pour les besoins de l'analyse par les méthodes traditionnelles (Theis, Jacob). Les essais ont été réalisés sans puits ou piézomètres d'observation et sur une période de temps beaucoup trop courte dans la majorité des cas. L'enregistrement de la

remontée, qui a été réalisée sur plusieurs puits, peut quand même donner une idée de la conductivité hydraulique mais, sans puits d'observation, même cet essai n'est pas très représentatif. Les essais d'injection et Lefranc donnent une meilleure approximation des propriétés hydrauliques de l'aquifère rocheux. Malgré tout, les résultats montrent bien combien il n'est pas facile de caractériser ce type de formation avec précision, c'est pourquoi ce domaine de recherche est très actif aujourd'hui.

Dans l'ensemble, cette étude a servi à faire l'inventaire des nombreux essais réalisés au CTED et d'en tirer le maximum d'informations. Elle a permis de démontrer la nécessité de faire des essais supplémentaires avant d'instaurer des installations permanentes permettant le contrôle du lixiviat et de l'écoulement tant dans le roc que dans les déchets. Les paramètres K et T évalués dans ce document ont aussi servi à l'élaboration d'un modèle numérique qui caractérise l'écoulement au CTED (Lepage, 1996). L'importance de bien caractériser les propriétés hydrauliques au CTED permet aussi l'élaboration de solutions de contrôle optimisées (Hamel, 1996).





---

**BIBLIOGRAPHIE**

---

Benhouhou, Y., Simundic, J.E., 1993: Ville de Montréal, Centre de tri et d'élimination des déchets, Puits de surveillance et suivi environnemental des eaux souterraines, Essais d'injection d'eau sous pression. Rapport 1 (1293), Enviroconseil, pour Les Constructions R.R.N. Inc., Décembre 1993, 6 p. et annexes.

Birsoy, Y.K. and W.K. Summers, 1980: Determination of aquifer parameters from step tests and intermittent pumping data, *Ground Water*, vol.18, pp.137-146.

Bodineau, R., 1994: Étude comparative des alternatives de captage. Rapport de Dupont Desmeules/Optec Énergie Services, Groupe AXOR, pour la ville de Montréal, Août 1994, 30p.

Boulton, N.S., et Streltsova, T.D., 1975: New equations for determining the formation constants of an aquifer from pumping test data. *Water Resources Res.* 11, pp. 148-153.

Bouwer, H. et Rice, R.C., 1976: A slug test for determining conductivity of unconfined aquifers with completely or partially penetrating wells, *Water Resources research*, vol. 12, No.3, pp.423-428.

Cooper, H.H. and C.E. Jacob, 1946: A generalized graphical method for evaluating formation constants and summarizing well field history, *Am. Geophys. Union Trans.*, vol.27, pp.526-534.

Cooper H.H, Bredehoeft, J.D., Papadopoulos, I.S., 1967: Response of a finite-diameter well to an instantaneous charge of water, *Water Resources research*, vol.3, no.1, pp.263-269.

Dagan, G, 1967: A method of determining the permeability and effective porosity on unconfined anisotropic aquifers. *Water Resources Research*, 3 (4), 1059-1071.

Doe, T., Osnes, J., Kenrick, M., Gaier, J., Warner, S., 1987: Design of well testing programs for waste disposal in crystalline rock. 6th Congress of the International Society for Rock Mechanics, Montreal, Canada.

Domenico, P.A., Schwartz, F.W., 1990: *Physical and chemical hydrogeology*, Wiley and sons.

Driscoll, F.G., 1986: *Groundwater and wells*, 2nd ed. Johnson, St-Paul, Minn., 1108p.

- Duffield, M., 1995: Geraghty and Miller, AQTESOLV: Aquifer test solver., version 2.01, 132p.
- Findikakis, A.N., et Leckie, J.O., 1979: Numerical simulation of gas flow in sanitary landfills, *Journal of environmental engineering*, ASCE, vol.115, pp. 927-945.
- Fortin, G., et Tibault, H., 1994: Évaluation du lieu d'enfouissement sanitaire du CTED dans le cadre du programme PAERLES. Rapport d'évaluation du Ministère de l'Environnement, Direction régionale de Montréal et de Lanaudière, Dossier7522-06-01-0020000, le 14 Mars 1993, 25 p. et annexes.
- Fungaroli, A.A., et Steinger, R.L., 1979: Investigation of sanitary landfill behavior, final report, USEPA report EPA-600/2-79-053.
- Genetier, B., 1984: La pratique des pompages d'essai en hydrogéologie., Bureau de recherche géologiques et minières, Éditions du BRGM, Orléan, 135p.
- Gentier, S., 1986: Morphologie et comportement hydromécanique d'une fracture naturelle dans un granite sous contrainte normale: Étude expérimentale et théorique, thèse de doctorat, Univ. Orléan, France.
- GPR, Géophysique International Inc., 1990: Programme d'exploration géotechnique, géophysique et hydrogéologie en périphérie du centre de tri et d'élimination des déchets. Rapport M-89001, pour la ville de Montréal, Mai 1990, 143 p. et annexes.
- Hamel, P., 1996: Évaluation et optimisation des options de gestion du lixiviat au Centre de Tri et d'Élimination des Déchets de la ville de Montréal, En préparation. Mémoire de maîtrise, Institut national de la recherche scientifique (INRS-Géoressources).
- Hantush, M.S., 1960: Modification of the theory of leaky aquifers, *Jour. of Geophys. Res.*, vol.65, no.11, pp.3713-3725.
- Hantush, M.S., 1961a: Drawdown around a partially penetrating well, *jour.of the Hyd. Div., Proc. of the Am.Soc. of Civil Eng.*, vol 87, no.HY4, pp.83-98.
- Hantush, M.S., 1961b: Aquifer tests on partially penetrating wells, *Jour. of the Hyd. Div., Proc. of the Am.Soc. of Civil Eng.*, vol 87, no.HY5, pp.171-194.
- Hantush, M.S., 1964: Hydraulics of wells., *Advances in Hydroscience*, Ven te chow, University of Illinois, vol.1, pp.282-432.
- Hantush, M.S and C.E.Jacob, 1955: Non-steady radial flow in an infinite leaky aquifer, *Am. Geophys. Union Trans.*, vol.36, pp.95-100.
- Houlsby, A.C., 1976: Routine interpretation of the Lugeon water-test, *Engng. Geol.* vol 9, pp. 303-313.

Hyder, Z., Butler, J.J., McElwee, C.D., Liu, W.Z., 1994: Slug test in partially penetrating wells, *Water Resources research*, vol.30, no.11, pp.2945-2957.

Hvorslev, M.J., 1951: Time lag and soil permeability in ground-water observations, *Waterways Exper. Sta., Corp. of Engrs., U.S. Army. Bulletin no.36*. 50pp.

Jiao, J.J., Rushton, K.R., 1994: Sensitivity of drawdown to parameters and its influence on parameter estimation for pumping tests in large-diameter wells., *Ground Water*, vol.33, no.5, pp.794-800.

Kruseman, G.P. and N.A. DeRidder, 1994: *Analysis and Evaluation of pumping tests data (2nd ed.)*, Publication 47, Intern. Inst. for Land Reclamation and Improvement, Wageningen, The Netherlands, 370p.

Lepage, N., 1996: Modélisation tridimensionnelle régionale et locale de l'écoulement de l'eau souterraine sur l'île de Montréal et au Centre de tri et d'Élimination des Déchets de la ville de Montréal. Mémoire de Maîtrise, Institut Nationale de la Recherche Scientifique (INRS-Géoresources), 354p.

Long, J.C.S, Remer, J.S, Wilson, C.R. et P.A. Witherspoon, 1982: Porous media equivalent of discontinuous fractures, *Water Resources Research*, vol.18, no.3, pp.645-658.

Marquardt, D.W. 1963: An algorithm for least-squares estimation of nonlinear parameters, *Journ.Soc.Indust.appl.Math.*, vol.11, no.2, pp.431-441.

Marsily, S., 1986: *Quantitative hydrogeology - Groundwater hydrology for engineers.*, Academic Press, San Diego, 440 p.

Moench, A.F., 1985: Transient flow to a large-diameter well in an aquifer with storative semiconfining layers, *Water Resources Research*, vol.21, no.8, pp. 1121-1131.

Moench, A.F., 1984: Double-porosity models for a fissured groundwater reservoir with fracture skin., *Water Ressources Research*, vol.20, no.7, juillet, pp.831-846.

Moench, A.F., 1993: Computation of type curves for flow to partially penetrating wells in water- table aquifers, *Ground Water*, vol.31, no.6, pp. 966-971.

Nastev, M., 1995: Modeling of sanitary landfill gas generation and its migration in wastes and in geological formations, Groupe de Recherche en Géologie de l'Ingénieur (GREGI), Université Laval.

Neuman, S.P., 1974: Effect of partial penetration on flow in unconfined aquifers considering delayed gravity response, *Water Resources Research*, vol.10, no.2, pp.303-312.

Neuman, S.P. et al., 1983: Pressure testing of fracture rocks - A methodology employing three-dimensional cross-hole tests, topical report, Division of health, siting, and waste management, Office of nuclear regulatory research.

Oweis, I.S., Smith, D.A., Ellwood, R.B., Greene, D.S., 1990: Hydraulic characteristics of municipal refuse., *Journal of Geotechnical Engineering*, vol.116, no.4, avril, pp.539-553.

Papadopoulos, I.S. and H.H. Cooper, 1967: Drawdown in a well of large diameter, *Water Resources research*, vol.3, pp.241-244.

Papadopoulos, I.S. et al., 1973: On the analysis of slug test data, *Water Resources research*, vol.9, no.4, pp.1087-1089.

Poulin, M., 1979: Étude hydrogéologique au site d'enfouissement sanitaire de la carrière Miron, Montréal, Québec., Rapport 350, projet FFG 79002, Forateck International Inc., pour la compagnie Miron Ltée, Juin 1979, 25 p. et annexes.

Règlement sur les déchets solides, Q-2,r.3.2: Gouvernement du Québec, 18 novembre 1993.

Rouillard, R., Bodineau, R., 1992: Ville de Montréal, Centre de traitement et d'élimination des déchets, Traitement permanent du lixiviat, Rapport d'étape préliminaire, Détermination des charges hydrauliques., Dupont Desmeules/ Optec Énergie Services, Groupe AXOR, pour la ville de Montréal, Avril 1992, 20 p. et annexes.

Rouillard, R., Bodineau, R., 1994: Rapport sur l'analyse des débits - Système de collecte et de traitements des eaux de ruissellement et de lixiviation, Rapport préliminaire de Dupont Desmeules/ Optec Énergie Services, Groupe AXOR, pour la ville de Montréal, janvier 1995, 46 p. et annexes.

R.R.N, Les Construction Inc., 1993: Dessins des puits 'tel que construit'- Rapport de forage. Centre de Tri et d'Élimination des Déchets (CTED), Puits de surveillance et suivi environnemental des eaux souterraines.

Streltsova, T.D., 1974: Drawdown in compressible unconfined aquifer, *Jour. of the Hyd. Div., Proc. of the Am. Soc. of civil Eng.*, vol 100, no.HY11, pp.1601-1616.

Streltsova, T.D., 1988: Well testing in heterogeneous formations, John Wiley and Sons, New York, 413p.

Theis, C.V. 1935: The relation between the lowering of the piezometric surface and the rate duration of discharge of a well using groundwater storage, *Am. Geophys. Union Trans.*, vol.16, pp.519-524.

Therrien, R., Sudicky, E.A., 1996: Three dimensional analysis of variably-saturated flow and solute transport in discretely-fractured porous media, 1. Numerical Formulation. *Journal of contaminant hydrology*, vol 23, no. 1-2, pp.1-44.

Tremblay, F., 1983: Miron: Étude hydrogéologique de la zone 3 au site d'enfouissement sanitaire, Montréal, Québec., Rapport 602, projet 83032, Forateck International Inc., pour la compagnie Miron Inc., Décembre 1983, 15 p. et annexes.

Verge, M-J., 1987: Étude hydrogéologique, Carrière Miron, Dossier 54896, Hydrogéologie Canada Inc. (Lavalin), pour la Compagnie Miron Inc., Décembre 1987, 19p. et annexes.

Wang, J.S.Y., 1991: Flow and transport in fractured rocks. Reviews of geophysics, supplement, avril, U.S. Nat. Rep. to Int. Union of Geodesy and Geophysics 1987-1990, pp.254-262.

Wright, P., et Sarrailh, J., 1983: Essais d'injection d'eau dans le rocher, Carrière Miron Inc., Zone 3, Montréal, Québec. Dossier N-745(44173), Compagnie Nationale de Forage et Sondage (Lavalin), Novembre 1983, 6 p.

Zlotnik, V., 1994: Interpretation of slug and packer tests in anisotropic aquifers, Ground Water, vol.32, no.5, pp. 761-766.



## **Annexe A**

### **ESSAIS DE POMPAGE DANS LES DÉCHETS** Campagnes d'essais de 1992 et 1993 (Rouillard et Bodineau, 1994)

**A.1 Tableaux des données des essais dans les déchets**

**A.2 Graphiques et méthodes d'analyse des essais dans les déchets**

**A.3 Fichiers AQTESOLV.OUT des résultats de l'analyse par AQTESOLV 2.01**





**A.1 Tableaux des données des essais dans les déchets**

FIGURE A.1.1 (Rouillard et Bodineau, 1994)

ESSAI DE POMPAGE			
Axor 1992			
Puits 1AP10 dans la zone 1		Élévation du puits: 42,39m	
Débit moyen: 0,45 l/s		Élévation base forage: -15,01 m	
Niveau statique: 40,95 m		Diamètre: 0,94 m	
Descente t (min.)	s (m)	Niveau d'eau (m)	Débit (l/s)
0	0	40.95	0.49
1	0.13	41.08	0.49
2	0.15	41.1	0.49
3	0.15	41.1	0.49
4	0.16	41.11	0.49
5	0.2	41.15	0.49
6	0.27	41.22	0.49
8	0.41	41.36	0.49
10	0.53	41.48	0.49
15	0.85	41.8	0.49
20	1.16	42.11	0.49
25	1.5	42.45	0.49
30	1.77	42.72	0.49
40	2.27	43.22	0.49
50	2.69	43.64	0.49
60	3.13	44.08	0.49
75	3.54	44.49	0.4
90	3.89	44.84	0.54
120	5.12	46.07	0.45
150	5.68	46.63	0.4
180	6.69	47.64	0.45
220	7.3	48.25	0.45
240	8.05	49	0.45

FIGURE A.1.2 (Rouillard et Bodineau, 1994)

ESSAI DE POMPAGE			
Axor 1992			
Puits 1AP6 dans la zone 1		Élévation du puits: 42,46 m	
Débit moyen: 0,64 l/s		Élévation base du forage: -14,44 m	
Niveau statique: 38,48 m		Diamètre: 0,94 m	
Descente			
t (min.)	s (m)	niveau de l'eau (m)	Débit (l/s)
0	0	38.48	0.66
1	0.04	38.52	0.66
2	0.07	38.55	0.66
3	0.09	38.57	0.66
4	0.11	38.59	0.66
5	0.14	38.62	0.66
6	0.15	38.63	0.64
8	0.18	38.66	0.64
10	0.22	38.7	0.64
15	0.29	38.77	0.64
20	0.35	38.83	0.64
30	0.45	38.93	0.64
40	0.52	39	0.64
50	0.63	39.11	0.64
60	0.72	39.2	0.64
75	0.78	39.26	0.64
90	0.92	39.4	0.64
105	1.04	39.52	0.64
120	1.18	39.66	0.64
150	1.33	39.81	0.64
165	1.54	40.02	0.64

FIGURE A.1.3 (Rouillard et Bodineau, 1994)

ESSAI DE POMPAGE			
Axor 1992			
Puits 1BP2 dans la zone 1		Élévation du puits: 41,41 m	
Débit moyen: 0,562 l/s		Élévation base du forage: -10,99 m	
Niveau statique: 39,4 m		Diamètre: 0,94 m	
Descente			
t (min.)	s (m)	niveau de l'eau (m)	Débit (l/s)
0	0	39.4	0.61
1	0.08	39.48	0.61
2	0.12	39.52	0.61
3	0.15	39.55	0.61
4	0.16	39.56	0.61
5	0.18	39.58	0.61
6	0.2	39.6	0.61
8	0.23	39.63	0.61
10	0.27	39.67	0.64
15	0.35	39.75	0.64
20	0.42	39.82	0.64
25	0.48	39.88	0.64
30	0.54	39.94	0.64
40	0.63	40.03	0.625
50	0.71	40.11	0.625
60	0.89	40.29	0.625
75	1.06	40.46	0.625
90	0.96	40.36	0.555
105	0.99	40.39	0.543
120	1.01	40.41	0.555
150	1.04	40.44	0.53
180	1.05	40.45	0.53
210	1.05	40.45	0.53
240	1.07	40.47	0.51

FIGURE A.1.5 (Rouillard et Bodineau, 1994)

ESSAI DE POMPAGE			
Axor 1992			
Puits 3P23 dans la zone 3		Élévation du puits: 40,67m	
Débit moyen: 0,55 l/s		Élévation base forage: -11,73m	
Niveau statique: 33,87 m		Diamètre: 0,94 m	
Descente t (min.)	s (m)	Niveau d'eau (m)	Débit (l/s)
0	0	33.87	1.52
1	0.33	34.2	1.52
2	0.38	34.25	1.52
3	0.38	34.25	1.52
4	0.53	34.4	1.52
5	0.56	34.43	1.52
6	0.56	34.43	1.52
8	0.43	34.3	1.52
10	0.51	34.38	1.52
15	0.68	34.55	1.52
20	0.83	34.7	1.52
25	0.93	34.8	0.49
30	0.88	34.75	1.1
40	1.13	35	0.48
50	1.13	35	0.48
60	1.23	35.1	0.28
75	1.63	35.5	0.41
90	1.4	35.27	0.28
105	1.49	35.36	0.19
120	1.53	35.4	0.18

FIGURE A.1.4 (Rouillard et Bodineau, 1994)

ESSAI DE POMPAGE			
Axor 1992			
Puits 1BP3 dans la zone 1		Élévation du puits: 45,76 m	
Débit moyen: 0,24 l/s		Élévation base forage: -5,14 m	
Niveau statique: 33,07 m		Diamètre: 0,94 m	
Descente			
t (min.)	s (m)	niveau de l'eau (m)	Débit (l/s)
0	0	33.07	0.3
1	0.31	33.38	0.3
2	0.41	33.48	0.3
3	0.52	33.59	0.3
4	0.63	33.7	0.3
5	0.73	33.8	0.3
6	0.78	33.85	0.3
8	0.93	34	0.3
10	1.07	34.14	0.3
15	1.33	34.4	0.16
20	1.48	34.55	0.16
25	1.71	34.78	0.26
30	2.08	35.15	0.26
Arrêt de la pompe: Remontée			
38	1.71	34.78	
43	1.53	34.6	
49.3	1.48	34.55	
59.4	1.33	34.4	

FIGURE A.1.6 (Rouillard et Bodineau, 1994)

ESSAI DE POMPAGE					
Axor 1992			Élévation du puits: 42,39m		
Puits 3P27 dans la zone 3			Élévation base forage: -15,01m		
Débit moyen: 0,464 l/s			Diamètre:		
Niveau statique: 37,85 m			0,94 m		
Descente t (min.)	s (m)	Niveau d'eau (m)	Q (l/s)	Remontée t (min.)	s' (m)
0	0	37.85	0.61	90	1.64
1	0.1	37.95	0.61	91	1.6
2	0.17	38.02	0.61	92	1.54
3	0.25	38.1	0.61	93	1.52
4	0.35	38.2	0.61	95.04	1.46
5	0.45	38.3	0.61	97	1.4
6	0.53	38.38	0.61	106.02	1.16
8	0.69	38.54	0.61	121.04	0.98
10	0.85	38.7	0.61		
12	0.95	38.8	0.61		
15	1.1	38.95	0.61		
20	1.35	39.2	0.45		
25	1.27	39.12	0.45		
30	1.38	39.23	0.45		
40	1.55	39.4	0.44		
50	1.68	39.53	0.44		
60	1.79	39.64	0.44		
75	1.87	39.72	0.38		



FIGURE A.1.7 (Rouillard et Bodineau, 1994)

ESSAI DE POMPAGE						
Axor juin 1993			Débit moyen: 0,374 l/s			
Puits 1BP4 dans la zone 1			Diamètre: 0.94 m			
			Profondeur: 45 m			
			Niveau statique: 32,61 m			
Descente t (min.)	s (m)	Niveau d'eau (m)	Remontée t (min.)	s' (m)	Niveau d'eau (m)	Q (l/s)
0	0.00	32.61	2161	5.41	27.20	0.75
1	2.11	30.50	2162	5.34	27.27	0.75
2	2.11	30.50	2163	5.27	27.34	0.75
3	2.11	30.50	2164	5.27	27.34	0.75
4	2.11	30.50	2165	5.20	27.41	0.75
5	2.11	30.50	2166	5.06	27.55	0.75
6	2.18	30.43	2170	4.99	27.62	0.75
7	2.18	30.43	2168	4.99	27.62	0.75
8	2.18	30.43	2169	4.99	27.62	0.75
9	2.18	30.43	2170	4.92	27.69	0.75
10	2.25	30.36	2172	4.85	27.76	0.75
12	2.25	30.36	2170	4.85	27.76	0.75
14	2.39	30.22	2176	4.78	27.83	0.75
16	2.39	30.22	2178	4.78	27.83	0.75
18	2.39	30.22	2180	4.78	27.83	0.75
20	2.39	30.22	2175	4.71	27.90	0.75
25	2.46	30.15	2190	4.57	28.04	0.75
30	2.46	30.15	2205	4.57	28.04	0.75
35	2.46	30.15	2200	4.42	28.19	0.75
40	2.46	30.15	2205	4.28	28.33	0.75
45	2.53	30.08	2200	4.21	28.40	0.74
50	2.53	30.08	2200	4.14	28.47	0.74
55	2.53	30.08	2220	4.00	28.61	0.74
60	2.53	30.08	2240	3.93	28.68	0.74
70	2.60	30.01	2240	3.79	28.82	0.74
80	2.74	29.87	2250	3.58	29.03	0.74
90	2.74	29.87	2300	3.51	29.10	0.74
100	2.81	29.80	2270.4	3.16	29.45	0.74
110	2.88	29.73	2280	3.02	29.59	0.72
120	3.16	29.45	2310	2.60	30.01	0.72
150	3.58	29.03	2340	2.32	30.29	0.72
180	3.86	28.75	2368.8	1.76	30.85	0.68
210	4.21	28.40	2400	1.62	30.99	0.68
240	4.71	27.90	2460	1.33	31.28	0.64
300	5.27	27.34	2640	0.91	31.70	0.57
360	5.62	26.99	2700	0.77	31.84	0.56
420	5.62	26.99	2760	0.70	31.91	0.41
480	5.80	26.81	2838	0.70	31.91	0.39
540	5.62	26.99	2880	0.63	31.98	0.4
600	5.62	26.99	2964	0.63	31.98	0.39
660	5.62	26.99	3024	0.56	32.05	0.4
720	5.62	26.99	3060	0.56	32.05	0.4
780	5.62	26.99	3120	0.56	32.05	0.38

840	5.62	26.99	3182.4	0.56	32.05	0.38
900	5.62	26.99	3240	0.56	32.05	0.38
960			3306	0.49	32.12	0.38
1020	5.69	26.92	3480	0.49	32.12	0.36
1080	5.83	26.78	3402	0.49	32.12	0.34
1140	6.04	26.57	3432	0.49	32.12	0.31
1200	6.04	26.57	3588	0.49	32.12	0.31
1260	5.97	26.64	3600	0.49	32.12	0.29
1320	5.83	26.78	3600	0.49	32.12	0.29
1380	5.83	26.78	3744	0.49	32.12	0.29
1440	5.69	26.92	3726	0.49	32.12	0.26
1500	5.69	26.92	3847.2	0.49	32.12	0.26
1560	5.69	26.92	4017.6	0.49	32.12	0.26
1620	5.69	26.92	4089.6	0.49	32.12	0.26
1680	5.69	26.92	4158	0.49	32.12	0.26
1740	5.76	26.85	4182	0.49	32.12	0.25
1800	5.97	26.64	4263	0.49	32.12	0.25
1860	5.97	26.64	4320	0.49	32.12	0.25
1920	6.32	26.29				0.25
1980	6.32	26.29				0.27
2040	6.32	26.29				0.27
2100	6.32	26.29				0.27
2160	6.32	26.29				0.27

FIGURE A.1.8 (Rouillard et Bodineau, 1994)

ESSAI DE POMPAGE						
Axor juin 1993			Débit moyen: 0,31 l/s			
Puits 3P30 dans la zone 3			Diamètre: 0,94 m			
			Profondeur: 71 m			
			Niveau statique: 38,83 m			
Descente t (min.)	s (m)	Niveau d'eau (m)	t (min.)	s' (m)	Niveau d'eau (m)	Q (l/s)
0	0.00	38.83	1441	5.62	33.21	0.55
1	0.70	38.13	1442	5.27	33.56	0.55
2	0.70	38.13	1443	5.09	33.74	0.55
3	0.84	37.99	1444	5.02	33.81	0.55
4	0.84	37.99	1445	4.92	33.91	0.55
5	0.98	37.85	1446	4.74	34.09	0.55
6	1.05	37.78	1446.9	4.57	34.26	0.55
7	1.05	37.78	1448	4.46	34.37	0.55
8	1.05	37.78	1449	4.46	34.37	0.55
9	1.05	37.78	1450	4.46	34.37	0.55
10	1.12	37.71	1452	4.46	34.37	0.55
12	1.26	37.57	1453.2	4.46	34.37	0.55
14	1.40	37.43	1456	4.39	34.44	0.55
16	1.40	37.43	1458	4.39	34.44	0.55
18	1.47	37.36	1460	4.39	34.44	0.55
20	1.47	37.36	1465	4.39	34.44	0.55
25	1.76	37.07	1470	4.32	34.51	0.55
30	1.97	36.86	1470	4.28	34.55	0.55
35	2.11	36.72	1480	4.21	34.62	0.55
40	2.18	36.65	1485	4.14	34.69	0.55
45	2.32	36.51	1490	4.00	34.83	0.55
50	2.46	36.37	1496	3.86	34.97	0.52
55	2.53	36.30	1500	3.86	34.97	0.52
60	2.74	36.09	1512	3.86	34.97	0.52
70	2.88	35.95	1520	3.69	35.14	0.52
80	3.02	35.81	1530	3.69	35.14	0.52
90	3.34	35.49	1540	3.51	35.32	0.52
100	3.69	35.14	1551	3.34	35.49	0.52
110	4.07	34.76	1560	3.23	35.60	0.52
120	4.28	34.55	1603.5	3.16	35.67	0.52
150	4.71	34.12	1620	2.98	35.85	0.52
180	5.27	33.56	1650.6	2.67	36.16	0.46
210	5.62	33.21	1680	2.46	36.37	0.46
240	5.55	33.28	1740	2.11	36.72	0.35
300	5.55	33.28	1800	2.04	36.79	0.35
360	5.55	33.28	1860.6	1.97	36.86	0.35
420	5.55	33.28	1981.8	1.76	37.07	0.34
540	5.55	33.28	2040	1.76	37.07	0.34
600	5.55	33.28	2098.8	1.69	37.14	0.34

660	5.55	33.28	2223	1.55	37.28	0.35
720	5.55	33.28	2276.4	1.47	37.36	0.35
780	5.97	32.86	2340	1.40	37.43	0.35
840	5.44	33.39	2400	1.33	37.50	0.36
900	5.48	33.35	2458.2	1.26	37.57	0.36
960	5.27	33.56	2484	1.19	37.64	0.22
1020	5.06	33.77	2576.4	1.12	37.71	0.22
1080	5.48	33.35	2640	1.05	37.78	0.22
1140	5.55	33.28	2696.4	0.98	37.85	0.22
1200	5.27	33.56	2758.8	0.91	37.92	0.22
1260	6.15	32.68	2815.2	0.84	37.99	0.22
1320	5.55	33.28	2880	0.77	38.06	0.22
1380	5.34	33.49	2940	0.77	38.06	0.22
1440	5.62	33.21				0.22

FIGURE A.1.9 (Rouillard et Bodineau, 1994)

ESSAI DE POMPAGE					
Puits pompant : 1 BP4			Profondeur: 47,7 m		Diamètre: 0,254 m
Piézomètre W7			R = 8,65 m		
Descente Temps (min.)	s (m)	Niveau d'eau (m)	Remontée t (min.)	s' (m)	Niveau d'eau (m)
0	0	47.03	2161	0.02	47.01
540	0	47.03	2880	0.03	47
600	0.01	47.02	2964	0.03	47
660	0.01	47.02	3024	0.03	47
720	0.01	47.02	3060	0.03	47
780	0.01	47.02	3120	0.03	47
840	0.01	47.02	3182.4	0.03	47
900	0.01	47.02	3240	0.03	47
960	0.01	47.02	3306	0.03	47
1020	0.01	47.02	3480	0.03	47
1080	0.01	47.02	3402	0.03	47
1140	0.01	47.02	3432	0.03	47
1200	0.01	47.02	3588	0.03	47
1260	0.01	47.02	3600	0.03	47
1320	0.01	47.02	3600	0.03	47
1380	0.01	47.02	3744	0.03	47
1440	0.01	47.02	3726	0.03	47
1500	0.01	47.02	3847.2	0.03	47
1560	0.01	47.02	4017.6	0.03	47
1620	0.01	47.02	4089.6	0.03	47
1680	0.01	47.02	4158	0.03	47
1740	0.01	47.02	4182	0.03	47
1800	0.01	47.02	4263	0.03	47
1860	0.01	47.02	4320	0.03	47
1920	0.02	47.01			
1980	0.02	47.01			
2040	0.03	47			
2100	0.03	47			
2160	0.03	47			

FIGURE A.1.10 (Rouillard et Bodineau, 1994)

ESSAI DE POMPAGE					
Puits pompant: 2B15			Profondeur: 71,5 m		
Piézomètre W5			R = 10,9 m Diamètre: 0,93 m		
Descente t (min.)	s (m)	Niveau d'eau (m)	Remontée t (min.)	s' (m)	Niveau d'eau (m)
0	0	33.86		5.32	38.52
1	0	33.86	2161	5.32	38.52
2	0	33.86	2162	5.32	38.52
3	0	33.86	2163	5.32	38.52
4	0	33.86	2164	5.32	38.52
5	0	33.86	2165	5.32	38.52
6	0	33.86	2166	5.32	38.52
7	0	33.86	2170	5.32	38.52
8	0	33.86	2168	5.32	38.52
9	0	33.86	2169	5.32	38.52
10	0	33.86	2170	5.32	38.52
12	0	33.86	2172	5.32	38.52
14	0	33.86	2170	5.32	38.52
16	0	33.86	2176	5.32	38.52
18	0	33.86	2178	5.32	38.52
20	0	33.86	2180	5.32	38.52
25	0	33.86	2175	5.32	38.52
30	0	33.86	2190	5.32	38.52
35	0	33.86	2205	5.32	38.52
40	0	33.86	2200	5.315	38.515
45	0	33.86	2205	5.313	38.513
50	0	33.86	2200	5.31	38.51
55	0	33.86	2200	5.306	38.506
70	0.21	34.07	2220	5.301	38.501
80	0.27	34.13	2240	5.3	38.49
90	0.31	34.17	2240	5.27	38.47
100	0.36	34.22	2250	5.25	38.45
110	0.4	34.26	2300	5.22	38.42
120	0.44	34.3	2270.4	5.19	38.39
150	0.56	34.42	2280	5.165	38.365
180	0.65	34.51	2310	5.12	38.32
210	0.69	34.55	2340	5.04	38.24
240	0.77	34.63	2368.8	4.95	38.15
300	0.94	34.8	2400	4.905	38.105
360	1.27	35.13	2460	4.78	37.98
540	1.99	35.85	2520	4.66	37.86
720	2.32	36.18	2562	4.5	37.7
900	2.71	36.57	2640	4.36	37.56
960	2.88	36.74	2700	4.27	37.47
1020	3.1	36.96	2760	4.15	37.35
1080	3.19	37.05	2838	4.02	37.22
1140	3.36	37.22	2880	3.89	37.09
1200	3.5	37.36	2964	3.8	37

1260	3.63	37.49	3024	3.69	36.89
1320	3.73	37.59	3060	3.62	36.82
1380	3.86	37.72	3120	3.54	36.74
1440	3.92	37.78	3182.4	3.47	36.67
1500	4.02	37.88	3240	3.4	36.6
1560	4.07	37.93	3402	3.19	36.39
			3600	3.05	36.25

FIGURE A.1.11 (Rouillard et Bodineau, 1994)

ESSAI DE POMPAGE		
Puits pompant : 3P30		Profondeur.: 51,2 m
Piézomètre W6	R = 8,89 m	Diamètre: 0,254 m
Remontée t (min.)	s' (m)	Niveau d'eau (m)
1440	0	50.59
1441	0	50.59
1442	0	50.59
1443	0	50.59
1444	0	50.59
1445	0	50.59
1446	0	50.59
1446.9	0	50.59
1448	0	50.59
1449	0	50.59
1450	0	50.59
1452	0	50.59
1453.2	0	50.59
1456	0	50.59
1458	0	50.59
1460	0	50.59
1465	0	50.59
1470	0	50.59
1470	0	50.59
1480	0	50.59
1485	0	50.59
1490	0	50.59
1496	0	50.59
1500	0	50.59
1512	0	50.59
1520	0	50.59
1530	0	50.59
1540	0	50.59
1551	0	50.59
1560	0	50.59
1603.5	0.01	50.6
1620	0.01	50.6
1650.6	0.02	50.61
1680	0.02	50.61
1740	0.025	50.615
1800	0.03	50.62
1860.6	0.04	50.63
1920	0.04	50.63
1981.8	0.04	50.63
2040	0.05	50.64
2098.8	0.05	50.64
2160	0.05	50.64
2223	0.06	50.65
2276.4	0.065	50.655
2340	0.07	50.66



2400	0.07	50.66
2458.2	0.07	50.66
2484	0.07	50.66
2576.4	0.08	50.67
2640	0.1	50.69
2696.4	0.08	50.67
2758.8	0.09	50.68
2815.2	0.09	50.68

FIGURE A.1.12 (Rouillard et Bodineau, 1994)

ESSAI DE POMPAGE			Débit moyen: 1,05 l/s			
Axor juin 1993			Diamètre: 0,94 m			
Puits 2B15 dans la zone 2			Profondeur: 71 m			
			Niveau statique: 33,28 m			
Descente t (min.)	s (m)	Niveau d'eau (m)	Q (l/s)	Remontée t (min.)	s' (m)	Niveau d'eau (m)
0	0.00	33.28	1.1		22.55	10.73
1	7.80	25.48	1.1	2161	20.09	13.19
2	9.55	23.73	1.1	2162	18.33	14.95
3	9.83	23.45	1.1	2163	17.21	16.07
4	10.25	23.03	1.1	2164	16.86	16.42
5	10.46	22.82	1.1	2165	16.51	16.77
6	11.24	22.04	1.1	2166	16.22	17.06
7	10.04	23.24	1.1	2170	15.87	17.41
8	9.06	24.22	1.1	2168	15.73	17.55
9	9.83	23.45	1.1	2169	15.52	17.76
55	13.41	19.87	1.1	2170	15.17	18.11
70	13.77	19.51	1.1	2172	14.75	18.53
80	14.26	19.02	1.1	2170	14.47	18.81
90	14.47	18.81	0.82	2176	14.05	19.23
100	14.75	18.53	0.82	2178	13.63	19.65
110	14.82	18.46	0.93	2180	13.34	19.94
120	15.03	18.25	1	2175	12.71	20.57
150	15.59	17.69	1	2190	12.29	20.99
180	16.22	17.06	1	2205	11.80	21.48
210	16.93	16.35	1.4	2200	11.45	21.83
240	17.98	15.30	1.5	2205	11.17	22.11
300	18.75	14.53	1.5	2200	10.96	22.32
360	20.02	13.26	1.2	2200	10.68	22.60
540	21.49	11.79	1.2	2220	10.54	22.74
720	21.49	11.79	1.2	2240	10.11	23.17
900	22.55	10.73	1.2	2240	9.90	23.38
960	23.25	10.03	1.2	2250	9.69	23.59
1080	23.60	9.68	1.07	2300	9.41	23.87
1140	23.74	9.54	1.08	2270.4	9.13	24.15
1200	23.74	9.54	1.16	2280	8.92	24.36
1260	23.74	9.54	1.09	2310	8.15	25.13
1320	23.88	9.40	1.12	2340	7.80	25.48
1380	24.02	9.26	1.12	2368.8	7.44	25.84
1440	24.30	8.98	1.06	2400	7.16	26.12
1500	24.30	8.98	1.06	2460	6.81	26.47
1560	24.44	8.84	1.03	2520	6.32	26.96
1620	24.44	8.84	1.03	2562	5.90	27.38
1680	24.44	8.84	1	2640	5.62	27.66
1740	24.44	8.84	0.95	2700	5.41	27.87
1800	24.44	8.84	0.93	2760	5.06	28.22
1860	24.44	8.84	1	2838	4.85	28.43
1920	24.44	8.84	1	2880	4.71	28.57
1980	23.60	9.68	1	2964	4.57	28.71

2040	22.19	11.09	0.95	3024	4.49	
2100	22.55	10.73	0.95	3060	4.42	28.86
2160	22.55	10.73	0.95	3120	4.35	28.93
				3182.4	4.28	29.00
				3240	4.14	29.14
				3402	3.93	29.35
				3600	3.72	29.56
				3726	3.44	29.84
				3897.6	3.30	29.98
				3960	3.23	30.05
				4017.6	3.23	30.05
				4089.6	3.09	30.19
				4158	3.09	30.19
				4182	3.02	30.26
				4263	2.95	30.33
				4320	2.88	30.40

## A.2 Graphiques et méthodes d'analyse des essais dans les déchets



FIGURE A.2.1 Puits 1AP10, Campagne de 1992 (Rouillard et Bodineau, 1994)

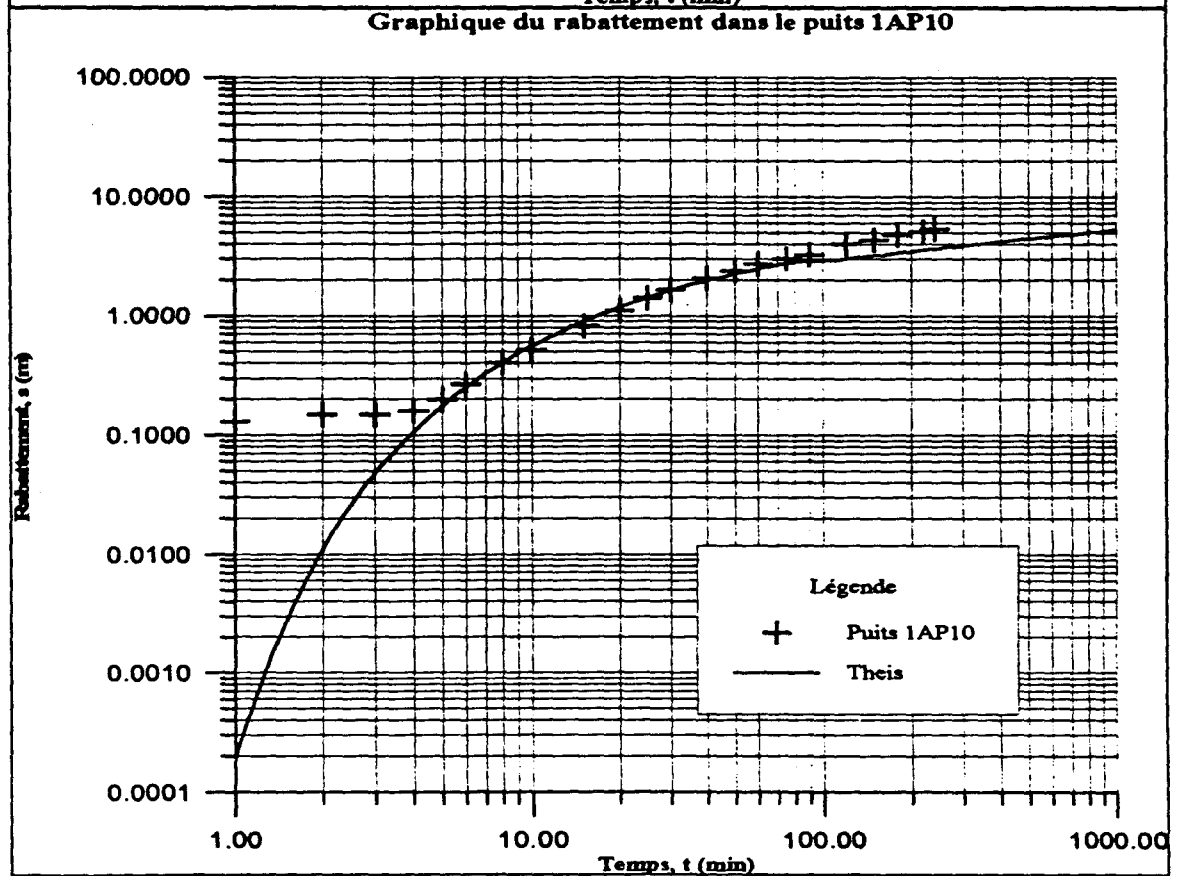
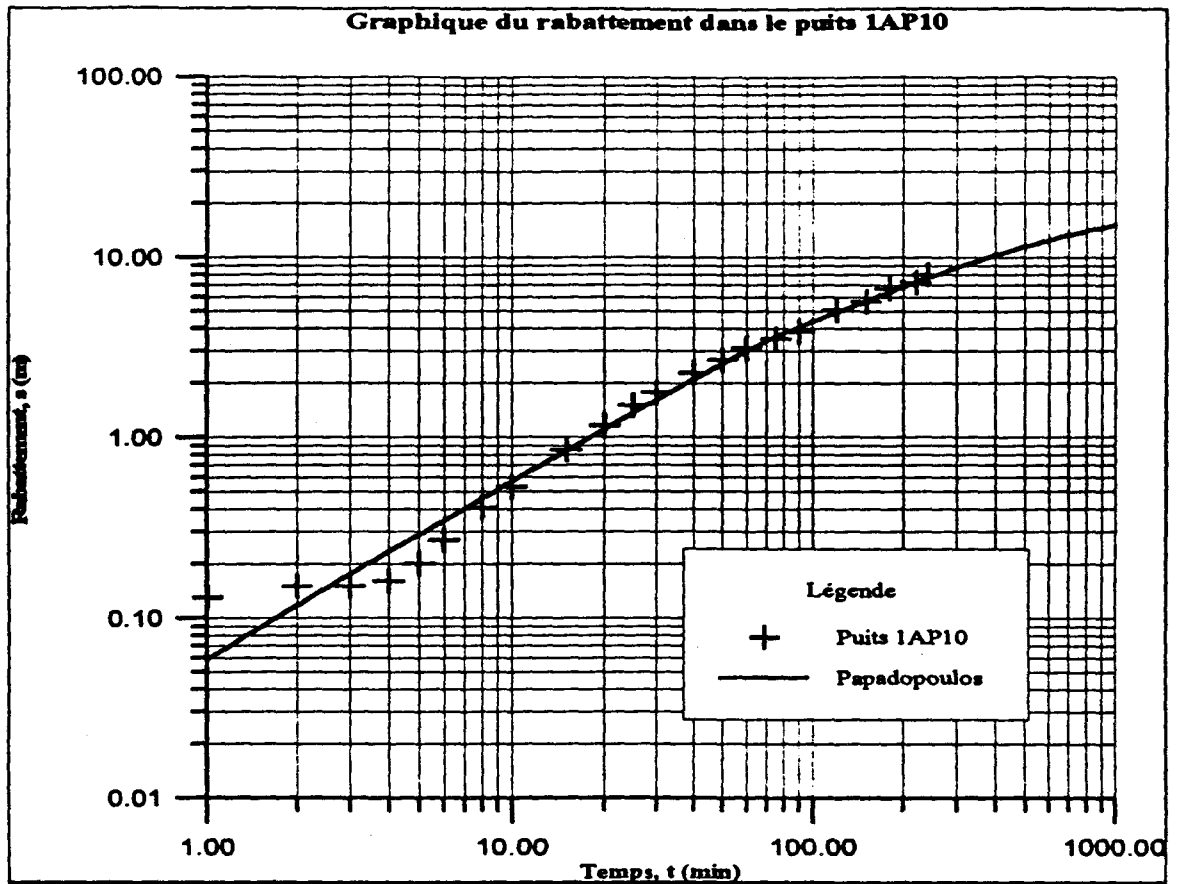


FIGURE A.2.2 Puits 1BP2, Campagne de 1992 (Rouillard et Bodineau, 1994)

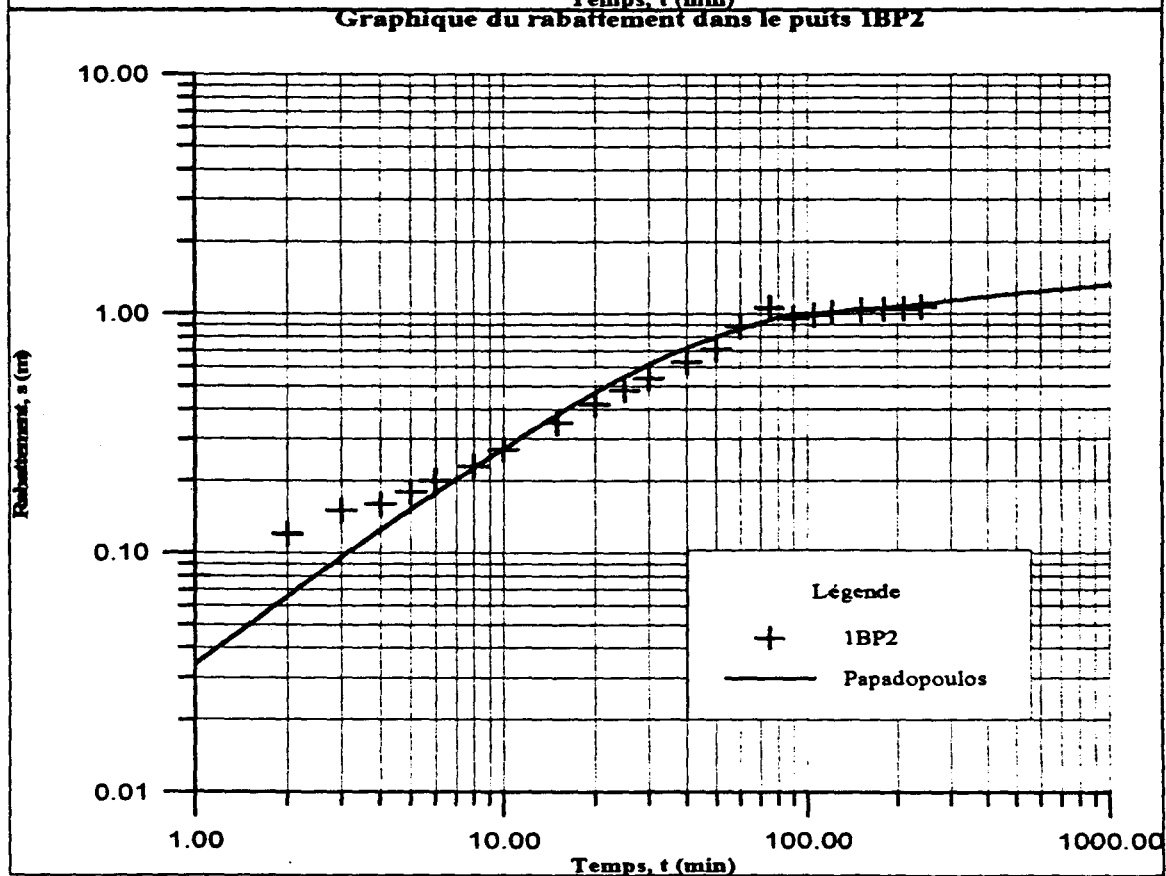
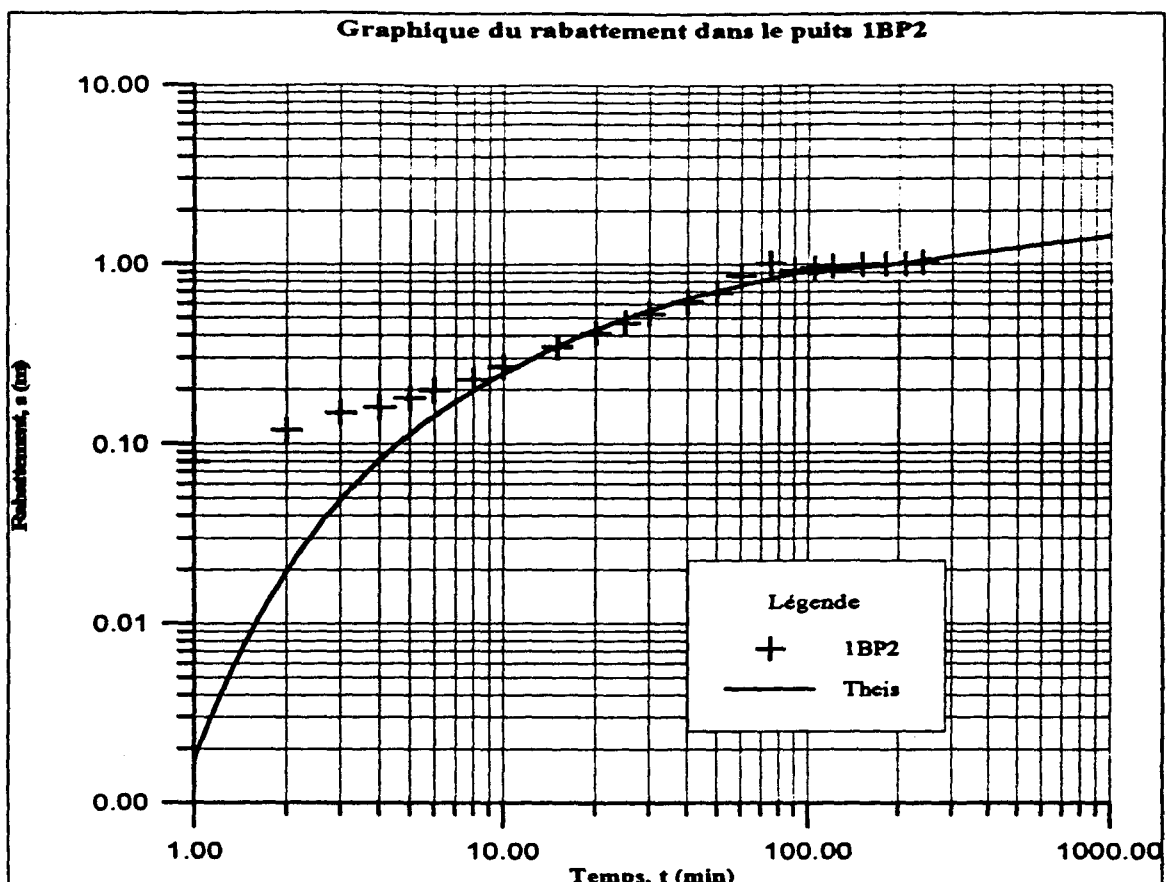


FIGURE A.2.3 Puits 3P27 et 1BP3, Campagne de 1992 (Rouillard et Bodineau, 1994)

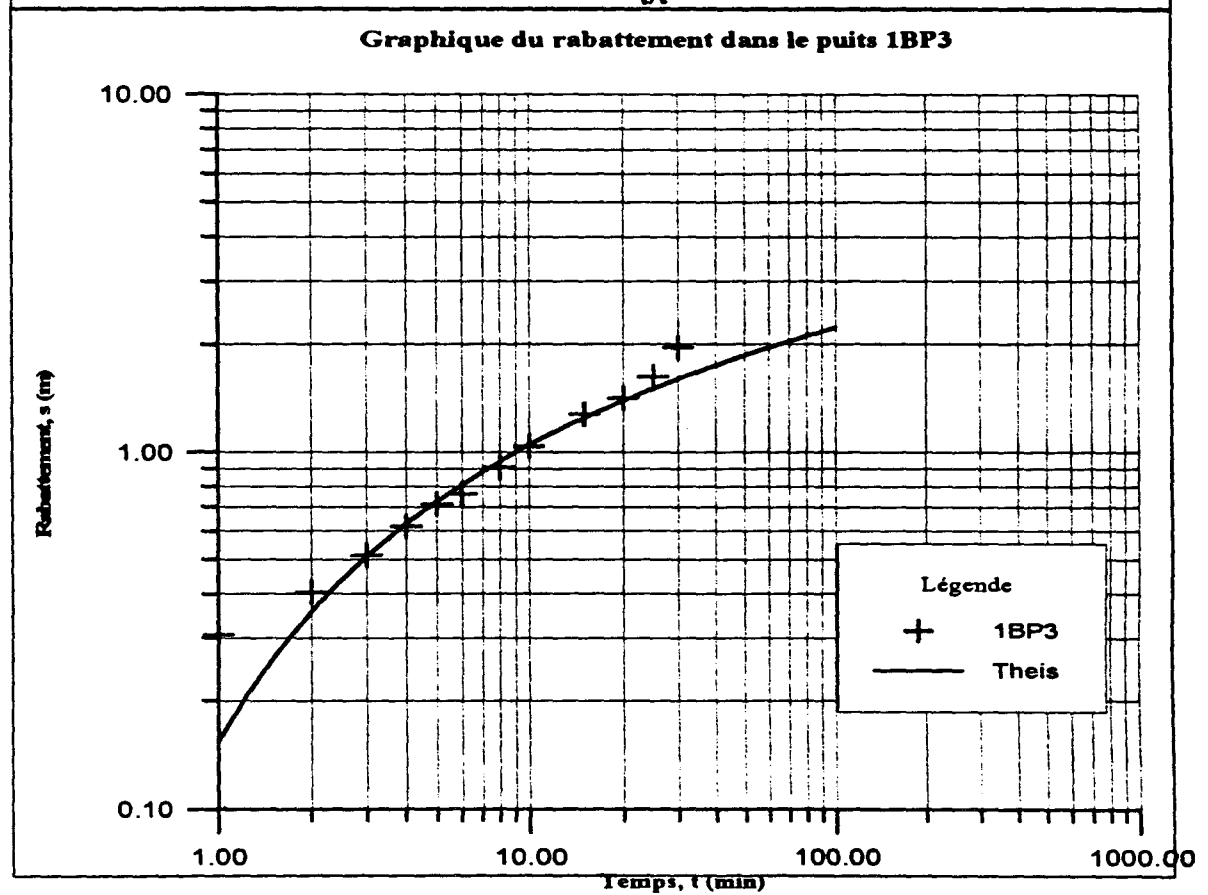
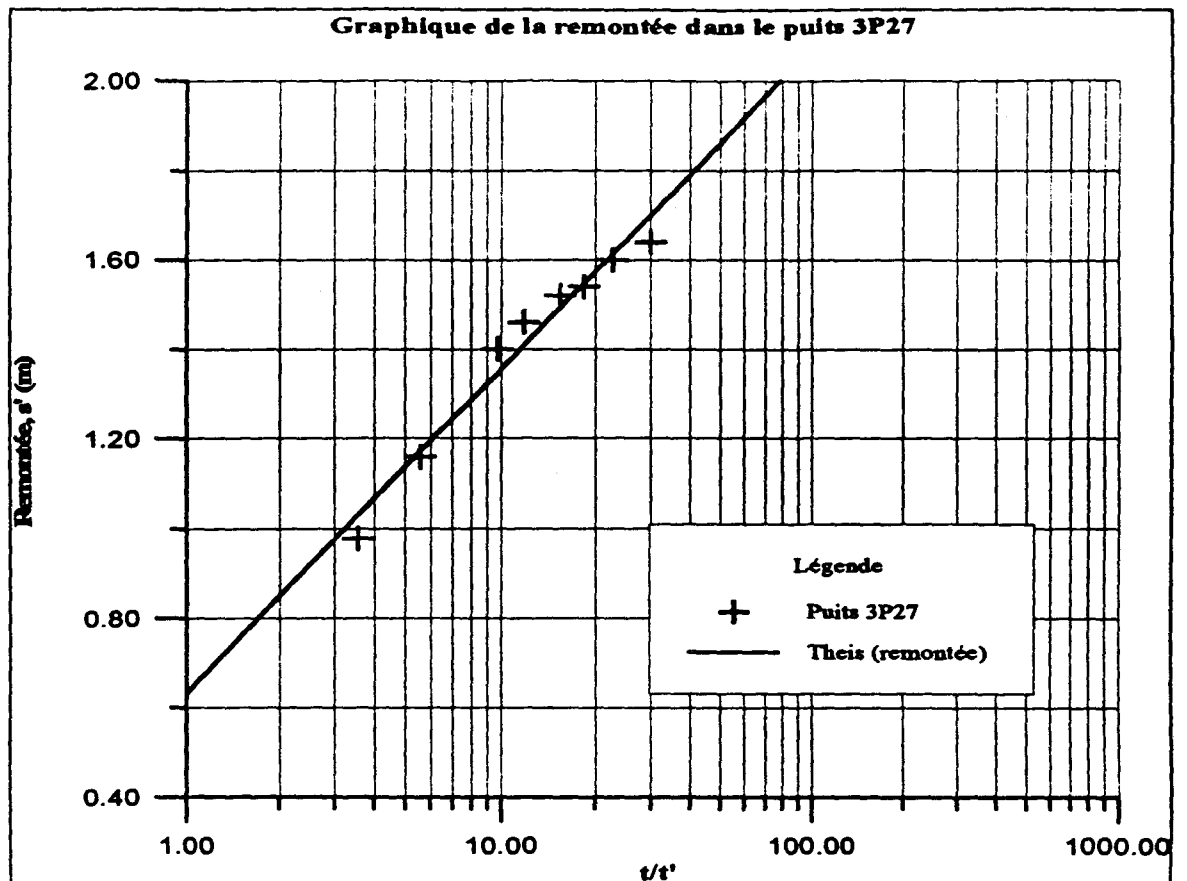




FIGURE A.2.4 Puits 2B15, Campagne de 1993 (Rouillard et Bodineau, 1994)

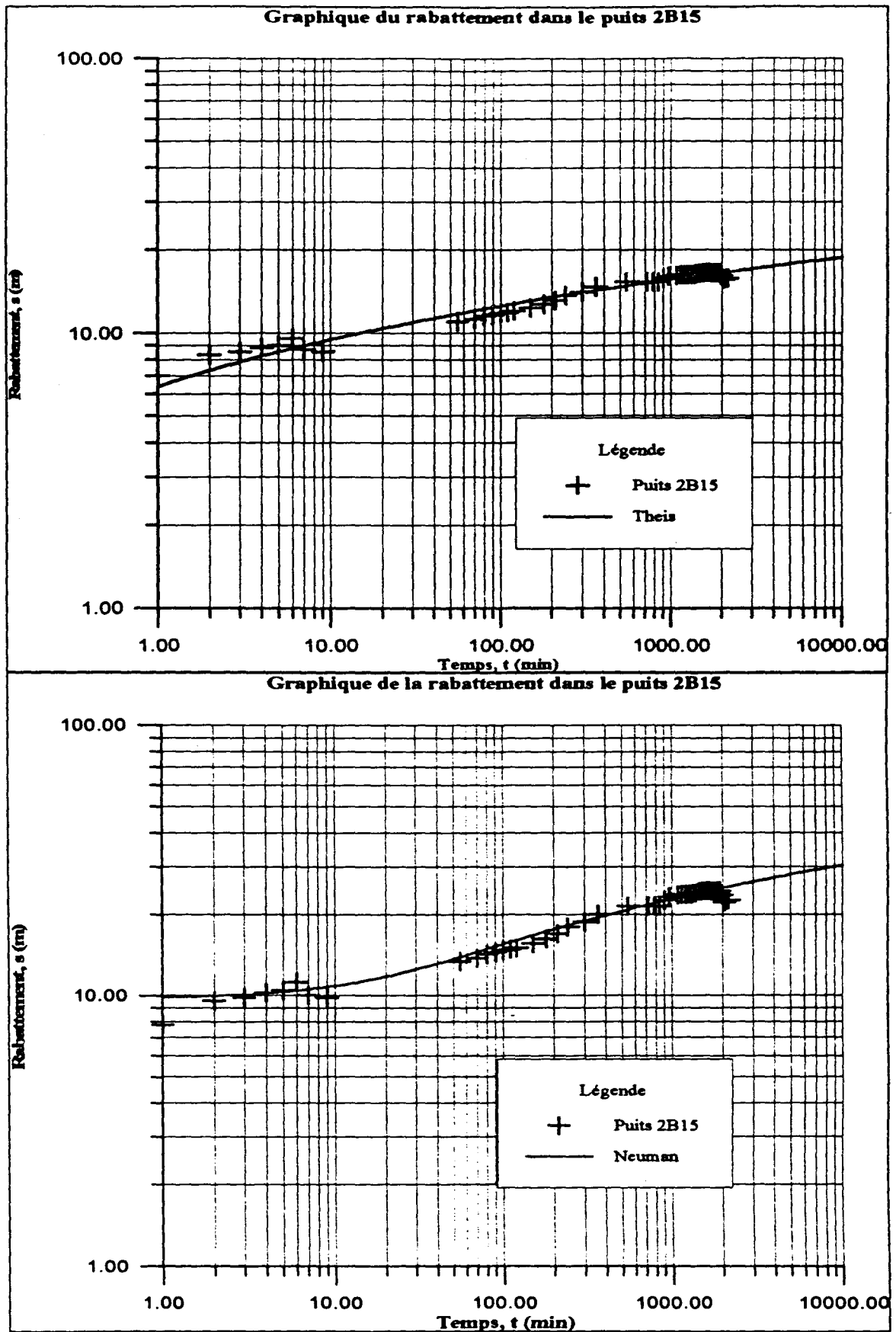


FIGURE A.2.5 Puits 2B15 et W5 ,Campagne de 1993 (Rouillard et Bodineau, 1994)

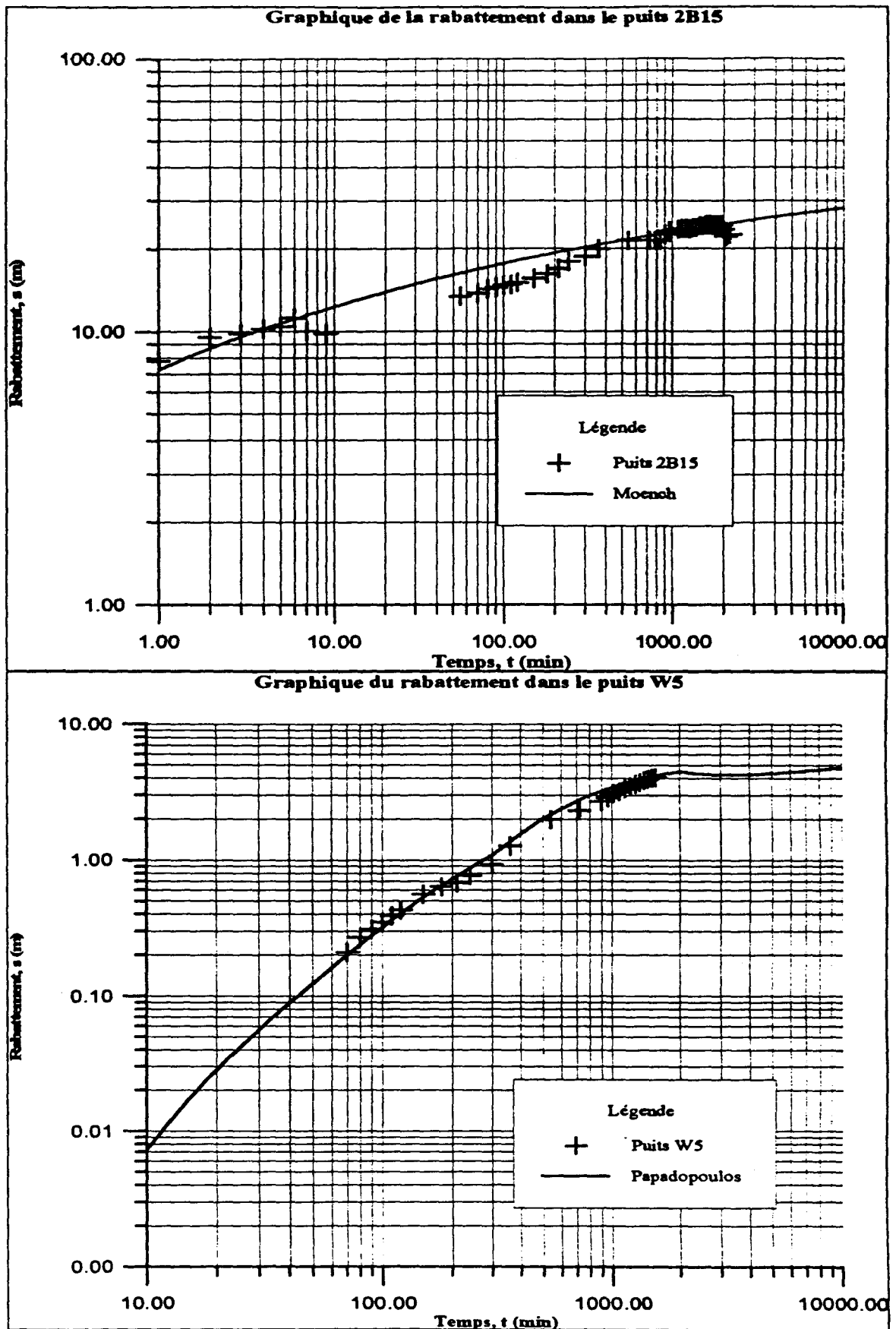


FIGURE A.2.6 Puits 2B15 et W5 ,Campagne de 1993 (Rouillard et Bodineau, 1994)

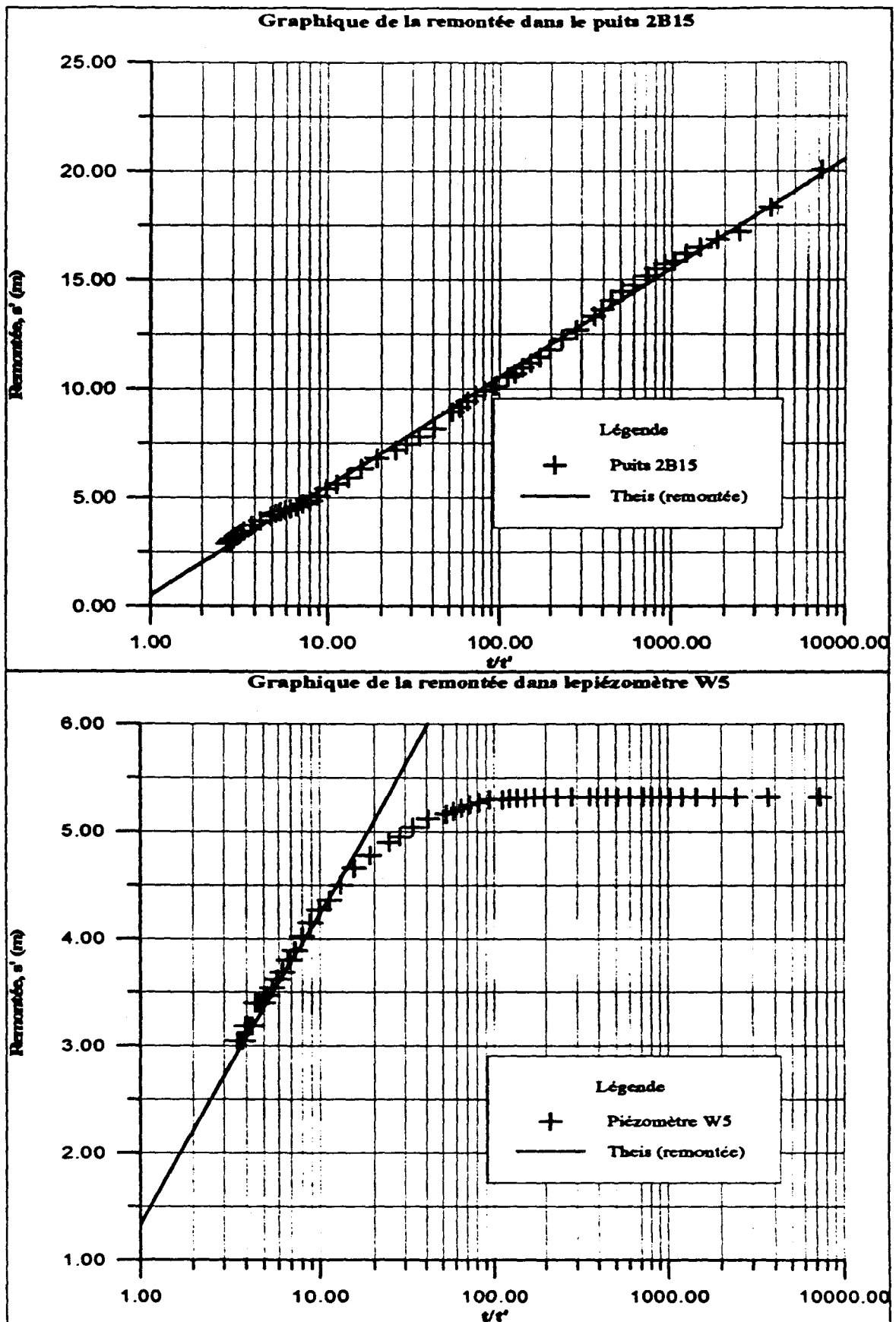
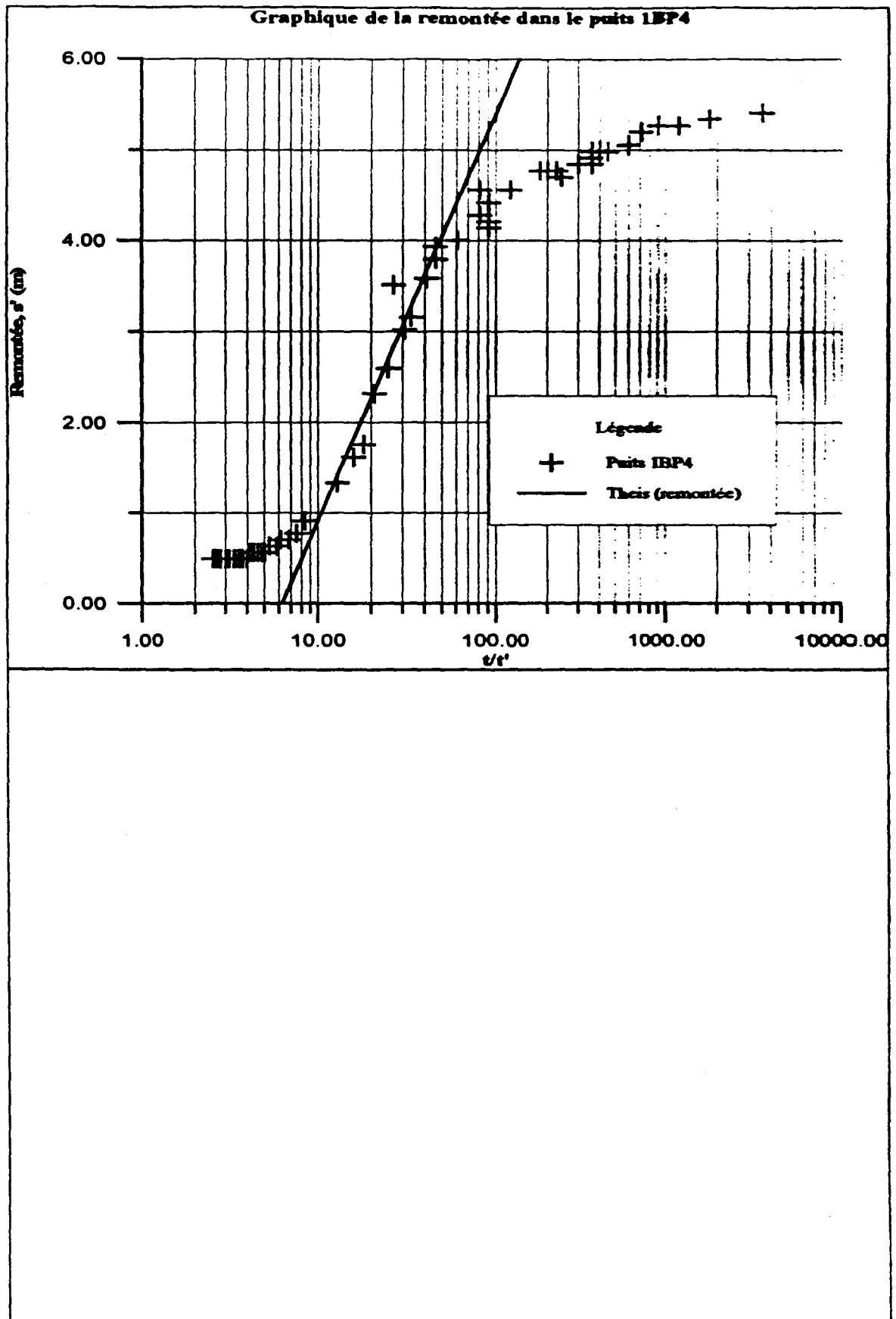


FIGURE a.2.7 Puits 1BP4, Campagne de 1993 (Rouillard et Bodineau, 1994)





### A.3 Fichiers AQTESOLV.OUT des résultats de l'analyse par AQTESOLV 2.01



## A Q T E S O L V    R E S U L T S

Version 2.01

Developed by Glenn M. Duffield  
(c) 1988-1995 Geraghty & Miller, Inc.

05/22/96

14:13:43

## TEST DESCRIPTION

Data set..... 1AP10.DAT  
Output file..... 1AP10TU.OUT

## Units of Measurement

Length..... m  
Time..... min  
Pumping rate.... l/sec

## Pumping Well Data

Well No. 1  
Well identification..... 1ap10  
X location..... 0  
Y location..... 0  
Casing radius..... 0  
Wellbore radius..... 0.47  
Depth to top of well screen..... 10  
Depth to bottom of well screen... 12  
Number of pumping periods..... 2  
Period      Pumping Rate

-----	-----
1	0.49
2	0.4

## Observation Well/Piezometer Data

Well identification..... 1ap10  
X location..... 0.47  
Y location..... 0  
Distance from pumping well #1.... 0.47  
Well penetration..... Full  
No. of observations..... 22

## Aquifer Data

Saturated thickness..... 12

## ANALYTICAL METHOD

Theis (Unconfined Aquifer)

## RESULTS FROM STATISTICAL CURVE MATCHING

## STATISTICAL MATCH PARAMETER ESTIMATES

Estimate	Std. Error
T = 1.6116E-005 +/-	2.1257E-006 m <sup>2</sup> /sec
S = 6.4612E-002 +/-	8.1734E-003



## ANALYSIS OF MODEL RESIDUALS

residual = observed - calculated  
 weighted residual = residual \* weight

## Weighted Residual Statistics:

Number of residuals..... 22  
 Number of estimated parameters.... 2  
 Degrees of freedom..... 20  
 Residual mean..... -1.823  
 Residual standard deviation..... 2.825  
 Residual variance..... 7.979

## Model Residuals:

Time	Observed	Calculated	Residual	Weight
1	0.13	0.013348	0.11665	1
2	0.15	0.14781	0.0021915	1
3	0.15	0.37125	-0.22125	1
4	0.16	0.62155	-0.46155	1
5	0.2	0.87377	-0.67377	1
6	0.27	1.1189	-0.84895	1
8	0.41	1.5789	-1.1689	1
10	0.53	1.9987	-1.4687	1
15	0.85	2.9098	-2.0598	1
20	1.16	3.685	-2.525	1
25	1.5	4.374	-2.874	1
30	1.77	5.0068	-3.2368	1
40	2.27	6.1783	-3.9083	1
50	2.69	7.3136	-4.6236	1
60	3.13	8.5264	-5.3964	1
75	3.54	6.0082	-2.4682	1
90	3.89	11.024	-7.1337	1
120	5.12	6.211	-1.091	1
150	5.68	6.5233	-0.84333	1
180	6.69	6.8112	-0.12124	1
220	7.3	7.1486	0.15136	1
240	8.05	7.2997	0.75026	1

## RESULTS FROM VISUAL CURVE MATCHING

## VISUAL MATCH PARAMETER ESTIMATES

## Estimate

T = 2.6500E-005 m<sup>2</sup>/sec  
 S = 1.8346E-001



A Q T E S O L V    R E S U L T S  
Version 2.01

Developed by Glenn M. Duffield  
(c) 1988-1995 Geraghty & Miller, Inc.

05/22/96

14:17:14

=====

TEST DESCRIPTION

Data set..... 1BP2.DAT  
Output file..... 1BP2TU.OUT

Units of Measurement  
Length..... m  
Time..... min  
Pumping rate.... L/sec

Pumping Well Data

Well No. 1  
Well identification..... 1bp2  
X location..... 0  
Y location..... 0  
Casing radius..... 0  
Wellbore radius..... 0.47  
Depth to top of well screen..... 5.3  
Depth to bottom of well screen... 13  
Number of pumping periods..... 5

Period	Pumping Rate
1	0.61
2	0.64
3	0.625
4	0.55
5	0.53

-----

Observation Well/Piezometer Data

Well identification..... 1bp2  
X location..... 0.47  
Y location..... 0  
Distance from pumping well #1.... 0.47  
Well penetration..... Full  
No. of observations..... 23

Aquifer Data

Saturated thickness..... 13

=====

ANALYTICAL METHOD

Theis (Unconfined Aquifer)

=====

RESULTS FROM STATISTICAL CURVE MATCHING

STATISTICAL MATCH PARAMETER ESTIMATES

Estimate            Std. Error



A Q T E S O L V    R E S U L T S  
Version 2.01

Developed by Glenn M. Duffield  
(c) 1988-1995 Geraghty & Miller, Inc.

05/22/96

14:15:33

=====

TEST DESCRIPTION

Data set..... 1BP2.DAT  
Output file..... 1BP2P.OUT

## Units of Measurement

Length..... m  
Time..... min  
Pumping rate.... L/sec

## Pumping Well Data

Well No. 1  
Well identification..... lbp2  
X location..... 0  
Y location..... 0  
Casing radius..... 0  
Wellbore radius..... 0.47  
Depth to top of well screen..... 5.3  
Depth to bottom of well screen... 13  
Number of pumping periods..... 5

Period	Pumping Rate
1	0.61
2	0.64
3	0.625
4	0.55
5	0.53

-----

## Observation Well/Piezometer Data

Well identification..... lbp2  
X location..... 0.47  
Y location..... 0  
Distance from pumping well #1.... 0.47  
Well penetration..... Full  
No. of observations..... 23

=====

ANALYTICAL METHOD

Papadopoulos-Cooper (Confined Aquifer)

=====

## RESULTS FROM VISUAL CURVE MATCHING

## VISUAL MATCH PARAMETER ESTIMATES

Estimate  
T = 2.9400E-004 m<sup>2</sup>/sec  
S = 1.6200E-002  
a = 1.0000E-002

A Q T E S O L V    R E S U L T S  
Version 2.01

Developed by Glenn M. Duffield  
(c) 1988-1995 Geraghty & Miller, Inc.

05/22/96

14:26:36

TEST DESCRIPTION

Data set..... 3P27R.DAT  
Output file..... 3P27R.OUT

Units of Measurement

Length..... m  
Time..... min  
Pumping rate.... L/sec

Pumping Well Data

Well No. 1  
Well identification..... 3p27  
X location..... 0  
Y location..... 0  
Casing radius..... 0.0762  
Wellbore radius..... 0  
Depth to top of well screen..... 8.9  
Depth to bottom of well screen... 16.6  
Number of pumping periods..... 2  
Period    Pumping Rate  
-----  
1                    0.61  
2                    0

Observation Well/Piezometer Data

Well identification..... 3p27  
X location..... 0.0762  
Y location..... 0  
Distance from pumping well #1.... 0.0762  
Well penetration..... Full  
No. of observations..... 8  
ANALYTICAL METHOD

Theis Recovery (Confined Aquifer)  
RESULTS FROM STATISTICAL CURVE MATCHING

STATISTICAL MATCH PARAMETER ESTIMATES

Estimate            Std. Error  
T = 1.5482E-004 +/- 1.2191E-005 m<sup>2</sup>/sec  
S' = 1.3323E-001 +/- 4.7540E-002

ANALYSIS OF MODEL RESIDUALS

residual = observed - calculated  
weighted residual = residual \* weight

Weighted Residual Statistics:

Number of residuals..... 8  
Number of estimated parameters.... 2  
Degrees of freedom..... 6  
Residual mean..... 5.551E-017  
Residual standard deviation..... 0.04645  
Residual variance..... 0.002158

RESULTS FROM VISUAL CURVE MATCHING

VISUAL MATCH PARAMETER ESTIMATES

Estimate  
T = 1.5482E-004 m<sup>2</sup>/sec  
S' = 1.3323E-001

A Q T E S O L V    R E S U L T S  
Version 2.01

Developed by Glenn M. Duffield  
(c) 1988-1995 Geraghty & Miller, Inc.

10/16/95

15:52:08

TEST DESCRIPTION

Data set..... 3P27.DAT  
Output file..... 3P27NU.OUT

Units of Measurement

Length..... m  
Time..... min  
Pumping rate.... L/sec

Pumping Well Data

Well No. 1  
Well identification..... 3p27  
X location..... 0  
Y location..... 0  
Casing radius..... 0.0762  
Wellbore radius..... 0  
Depth to top of well screen..... 8.9  
Depth to bottom of well screen... 16.6  
Number of pumping periods..... 3  
Period      Pumping Rate

Period	Pumping Rate
1	0.61
2	0.45
3	0

Observation Well/Piezometer Data

Well identification..... 3p27  
X location..... 0.0762  
Y location..... 0  
Distance from pumping well #1.... 0.0762  
Depth to top of well screen..... 8.9  
Depth to bottom of well screen... 16.6  
No. of observations..... 18

Aquifer Data

Saturated thickness..... 16.6  
ANALYTICAL METHOD

Neuman (approx.) (Unconfined Aquifer)  
Partially Penetrating Well(s)

RESULTS FROM VISUAL CURVE MATCHING

VISUAL MATCH PARAMETER ESTIMATES

Estimate

T = 1.4956E-004 m<sup>2</sup>/sec  
S = 1.2270E+001  
Sy = 1.0000E-001  
B = 1.0000E-003

Derived Parameters

Kr = 9.01E-006      m/sec  
Kz/Kr = 47.46





A Q T E S O L V    R E S U L T S  
Version 2.01

Developed by Glenn M. Duffield  
(c) 1988-1995 Geraghty & Miller, Inc.

05/16/96

17:59:16

=====

TEST DESCRIPTION

Data set..... 2B15-DC.DAT  
Output file..... 2B15T.OUT

## Units of Measurement

Length..... m  
Time..... min  
Pumping rate.... L/sec

## Pumping Well Data

Well No. 1  
Well identification..... 2b15  
X location..... 0  
Y location..... 0  
Casing radius..... 0.47  
Wellbore radius..... 0.47  
Depth to top of well screen..... 32.52  
Depth to bottom of well screen... 35.62  
Number of pumping periods..... 1

Period	Pumping Rate
-----	-----
1	1.1

## Observation Well/Piezometer Data

Well identification..... 2b15  
X location..... 0.47  
Y location..... 0  
Distance from pumping well #1.... 0.47  
Well penetration..... Full  
No. of observations..... 46

## Aquifer Data

Saturated thickness..... 37.72

=====

ANALYTICAL METHOD

Theis (Unconfined Aquifer)

=====

RESULTS FROM VISUAL CURVE MATCHING

## VISUAL MATCH PARAMETER ESTIMATES

Estimate  
T = 6.5824E-005 m<sup>2</sup>/sec  
S = 2.7315E-004

A Q T E S O L V    R E S U L T S  
Version 2.01

Developed by Glenn M. Duffield  
(c) 1988-1995 Geraghty & Miller, Inc.

05/22/96

14:05:09

TEST DESCRIPTION

Data set..... 2B15-DC.DAT  
Output file..... 2B15N.OUT

Units of Measurement

Length..... m  
Time..... min  
Pumping rate.... L/sec

Pumping Well Data

Well No. 1  
Well identification..... 2b15  
X location..... 0  
Y location..... 0  
Casing radius..... 0.47  
Wellbore radius..... 0.47  
Depth to top of well screen..... 32.52  
Depth to bottom of well screen... 35.62  
Number of pumping periods..... 1  
Period      Pumping Rate  
-----  
1                    1.1

Observation Well/Piezometer Data

Well identification..... 2b15  
X location..... 0.47  
Y location..... 0  
Distance from pumping well #1.... 0.47  
Depth to top of well screen..... 32.52  
Depth to bottom of well screen... 35.62  
No. of observations..... 46

Aquifer Data

Saturated thickness..... 37.72

ANALYTICAL METHOD

Neuman (Unconfined Aquifer)  
Partially Penetrating Well(s)  
RESULTS FROM VISUAL CURVE MATCHING

VISUAL MATCH PARAMETER ESTIMATES

Estimate

T = 2.7463E-005 m<sup>2</sup>/sec  
S = 2.0227E-003  
Sy = 3.5354E-002  
B = 2.0000E-001

Derived Parameters

Kr = 7.281E-007      m/sec  
Kz/Kr = 1288

## Puits 2B15 dans les déchets

Number of estimated parameters.... 6  
 Degrees of freedom..... 40  
 Residual mean..... 1.801  
 Residual standard deviation..... 4.07  
 Residual variance..... 16.56

## Model Residuals:

Time	Observed	Calculated	Residual	Weight
1	7.8	0.26465	7.5353	1
2	9.55	0.52393	9.0261	1
3	9.83	0.77837	9.0516	1
4	10.25	1.0283	9.2217	1
5	10.46	1.2738	9.1862	1
6	11.24	1.5152	9.7248	1
7	10.04	1.7526	8.2874	1
9	9.83	2.2157	7.6143	1
55	13.41	9.8242	3.5858	1
70	13.77	11.44	2.3298	1
80	14.26	12.36	1.8998	1
90	14.47	13.175	1.2954	1
100	14.75	13.898	0.85213	1
110	14.82	14.542	0.27793	1
120	15.03	15.118	-0.087539	1
150	15.59	16.514	-0.92357	1
180	16.22	17.542	-1.3223	1
210	16.93	18.319	-1.3891	1
240	17.98	18.92	-0.93977	1
300	18.75	19.779	-1.0292	1
360	20.02	20.363	-0.34259	1
540	21.49	21.384	0.10573	1
720	21.49	21.97	-0.47976	1
780	21.49	22.121	-0.63086	1
840	21.49	22.257	-0.76742	1
900	22.55	22.382	0.16794	1
960	23.25	22.497	0.75327	1
1080	23.6	22.702	0.89811	1
1140	23.74	22.794	0.9455	1
1200	23.74	22.882	0.85847	1
1260	23.74	22.964	0.77636	1
1320	23.88	23.041	0.83866	1
1380	24.02	23.115	0.90491	1
1440	24.3	23.185	1.1147	1
1500	24.3	23.252	1.0478	1
1560	24.44	23.316	1.1238	1
1620	24.44	23.377	1.0625	1
1680	24.44	23.436	1.0037	1
1740	24.44	23.493	0.94723	1
1800	24.44	23.547	0.89285	1
1860	24.44	23.6	0.84043	1
1920	24.44	23.65	0.78984	1
1980	23.6	23.699	-0.09904	1
2040	22.19	23.746	-1.5563	1
2100	22.55	23.792	-1.2421	1
2160	22.55	23.837	-1.2865	1

RESULTS FROM VISUAL CURVE MATCHING

## VISUAL MATCH PARAMETER ESTIMATES

Estimate

T = 3.6521E-005 m<sup>2</sup>/sec

S = 1.3482E-003

r/B= 1.0000E-004

B = 2.0000E-004

Sw = 0.0000E+000

a = 2.0000E+001

## A Q T E S O L V   R E S U L T S

Version 2.01

Developed by Glenn M. Duffield  
 (c) 1988-1995 Geraghty & Miller, Inc.

05/16/96

18:58:47

## TEST DESCRIPTION

Data set..... W5-DC.DAT  
 Output file..... W5P.OUT

## Units of Measurement

Length..... m  
 Time..... min  
 Pumping rate.... L/sec

## Pumping Well Data

Well No. 1  
 Well identification..... 2b15  
 X location..... 0  
 Y location..... 0  
 Casing radius..... 0.47  
 Wellbore radius..... 0.47  
 Depth to top of well screen..... 32.52  
 Depth to bottom of well screen... 35.62  
 Number of pumping periods..... 1  
 Period      Pumping Rate  
 -----      -----  
 1                      1.1

## Observation Well/Piezometer Data

Well identification..... w5  
 X location..... 10.9  
 Y location..... 0  
 Distance from pumping well #1.... 10.9  
 Well penetration..... Full  
 No. of observations..... 26  
 ANALYTICAL METHOD

## Papadopulos-Cooper (Confined Aquifer)

RESULTS FROM STATISTICAL CURVE MATCHING  
STATISTICAL MATCH PARAMETER ESTIMATES

Estimate	Std. Error
T = 8.2629E-005 +/- 6.8335E-006 m <sup>2</sup> /sec	
S = 7.1212E-004 +/- 4.6565E-004	
a = 9.9475E-005 +/- 8.7827E-005	

## ANALYSIS OF MODEL RESIDUALS

residual = observed - calculated  
 weighted residual = residual \* weight

## Weighted Residual Statistics:

Number of residuals..... 26  
 Number of estimated parameters... 3  
 Degrees of freedom..... 23  
 Residual mean..... 0.0165  
 Residual standard deviation..... 0.06626  
 Residual variance..... 0.00439

RESULTS FROM VISUAL CURVE MATCHING  
VISUAL MATCH PARAMETER ESTIMATES

Estimate  
 T = 8.4736E-005 m<sup>2</sup>/sec  
 S = 6.9943E-004  
 a = 9.9475E-005

A Q T E S O L V    R E S U L T S  
Version 2.01

Developed by Glenn M. Duffield  
(c) 1988-1995 Geraghty & Miller, Inc.

05/22/96

14:08:46

TEST DESCRIPTION

Data set..... 2B15-R.DAT  
Output file..... 2B15R.OUT

Units of Measurement

Length..... m  
Time..... min  
Pumping rate.... L/sec

Pumping Well Data

Well No. 1  
Well identification..... 2b15  
X location..... 0  
Y location..... 0  
Casing radius..... 0.47  
Wellbore radius..... 0.47  
Depth to top of well screen..... 32.52  
Depth to bottom of well screen... 35.62  
Number of pumping periods..... 18

Period	Pumping Rate
1	1.1
2	0.93
3	1
4	1.4
5	1.2
6	1.07
7	1.16
8	1.09
9	1.12
10	1.06
11	1.03
12	1
13	0.95
14	1
15	0.95
16	0.78
17	0.7
18	0

Observation Well/Piezometer Data

Well identification..... 2b15  
X location..... 0.47  
Y location..... 0  
Distance from pumping well #1.... 0.47  
Well penetration..... Full  
No. of observations..... 58

ANALYTICAL METHOD

Theis Recovery (Confined Aquifer)



A Q T E S O L V    R E S U L T S  
Version 2.01

Developed by Glenn M. Duffield  
(c) 1988-1995 Geraghty & Miller, Inc.

10/16/95

13:26:28

TEST DESCRIPTION

Data set..... 1BP4R.DAT  
Output file..... 1BP4R.OUT

Units of Measurement

Length..... m  
Time..... min  
Pumping rate.... L/sec

Pumping Well Data

Well No. 1  
Well identification..... 1bp4  
X location..... 0  
Y location..... 0  
Depth to top of well screen..... 6.85  
Depth to bottom of well screen... 10.05  
Number of pumping periods..... 14  
Period      Pumping Rate

Period	Pumping Rate
1	0.75
2	0.74
3	0.72
4	0.68
5	0.57
6	0.41
7	0.38
8	0.34
9	0.31
10	0.29
11	0.26
12	0.25
13	0.27
14	0

Observation Well/Piezometer Data

Well identification..... 1bp4  
X location..... 0.47  
Y location..... 0  
Distance from pumping well #1.... 0.47  
Well penetration..... Full  
No. of observations..... 61

ANALYTICAL METHOD

This Recovery (Confined Aquifer)

RESULTS FROM VISUAL CURVE MATCHING  
VISUAL MATCH PARAMETER ESTIMATES

Estimate

T = 1.0457E-005 m<sup>2</sup>/sec  
S' = 6.3029E+000

A Q T E S O L V    R E S U L T S  
Version 2.01

Developed by Glenn M. Duffield  
(c) 1988-1995 Geraghty & Miller, Inc.

10/16/95

13:02:26

=====

TEST DESCRIPTION

Data set..... 3P30R.DAT  
Output file..... 3P30R.OUT

Units of Measurement  
Length..... m  
Time..... min  
Pumping rate.... L/sec

Pumping Well Data

Well No. 1  
Well identification..... 3p30  
X location..... 0  
Y location..... 0  
Depth to top of well screen..... 5.27  
Depth to bottom of well screen... 8.3  
Number of pumping periods..... 6

Period	Pumping Rate
1	0.55
2	0.52
3	0.46
4	0.35
5	0.22
6	0

1	0.55
2	0.52
3	0.46
4	0.35
5	0.22
6	0

1	0.55
2	0.52
3	0.46
4	0.35
5	0.22
6	0

1	0.55
2	0.52
3	0.46
4	0.35
5	0.22
6	0

1	0.55
2	0.52
3	0.46
4	0.35
5	0.22
6	0

Observation Well/Piezometer Data

Well identification..... 3p30  
X location..... 0.47  
Y location..... 0  
Distance from pumping well #1.... 0.47  
Well penetration..... Full  
No. of observations..... 54

=====

ANALYTICAL METHOD

This Recovery (Confined Aquifer)

=====

RESULTS FROM VISUAL CURVE MATCHING

VISUAL MATCH PARAMETER ESTIMATES

Estimate

T = 1.8431E-005 m<sup>2</sup>/sec  
S' = 8.9125E-001



## Annexe B

### ESSAIS DE POMPAGE DANS LE ROC

Campagne d'essais de 1979 (Poulin, 1979) et de 1983 (Tremblay, 1983)

**B.1 Tableaux des données des essais dans le roc**

**B.2 Graphiques et méthodes d'analyse des essais dans le roc**

**B.3 Fichiers AQTESOLV.OUT des résultats de l'analyse par AQTESOLV 2.01**



## B.1 Tableaux des données des essais dans le roc

FIGURE B.1.1 (Poulin, 1979)

ESSAI DE POMPAGE					
Foratek international, 1979			Profondeur: 91,4 m		
Puits 1 dans la zone 3			Débit moyen: 0,24 l/s		
			Diamètre: 0,076 m		
			Niveau statique: 6,115 m		
Descente			Remontée		
t (min,)	s (m)	Niveau d'eau (m)	t (min,)	s' (m)	Niveau d'eau (m)
0	0.000	6.115	75	56.325	62.440
1.16	4.320	10.435	76	56.325	62.440
2	4.725	10.840	77	56.300	62.415
3	5.380	11.495	78	56.300	62.415
4	6.255	12.370	79	56.300	62.415
5.083	7.205	13.320	80	56.300	62.415
6	7.765	13.880	81	56.320	62.435
7.083	8.390	14.505	82	56.290	62.405
8	9.005	15.120	84	56.265	62.380
9.083	9.835	15.950	85	56.220	62.335
10.083	10.595	16.710	87	56.215	62.330
12	11.660	17.775	89	56.080	62.195
14	12.980	19.095	91	56.050	62.165
16	14.455	20.570	93	55.985	62.100
18	15.940	22.055	95	55.845	61.960
20.25	17.325	23.440	105	55.765	61.880
25.16	20.995	27.110	110	55.755	61.870
30	24.395	30.510	115	55.645	61.760
43.25	33.065	39.180	129	52.690	58.805
50	38.170	44.285	135	52.560	58.675
60	44.595	50.710	180	51.710	57.825
75	56.325	62.440	195	51.420	57.535
			225	50.860	56.975
			255	50.315	56.430
			315	49.195	55.310
			375	48.125	54.240
			435	47.950	54.065
			615	45.875	51.990
			675	44.920	51.035
			735	44.025	50.140
			1335	34.935	41.050

FIGURE B.1.2 (Poulin, 1979)

ESSAI DE POMPAGE Foratek international, 1979 Puits 2 dans la zone ouest			Profondeur: 91,4 m Débit moyen: 0,57 l/s Diamètre: 0,076 m Niveau statique: 2,92 m		
Descente t (min.)	s (m)	Niveau d'eau (m)	Remontée t (min.)	s' (m)	Niveau d'eau (m)
0	0.000	2.920	1440	0.495	3.415
1	0.090	3.010	1441	0.415	3.335
2	0.090	3.010	1442	0.405	3.325
3	0.105	3.025	1443	0.395	3.315
4	0.115	3.035	1444	0.385	3.305
5	0.125	3.045	1445	0.380	3.300
6	0.125	3.045	1446	0.370	3.290
7	0.135	3.055	1447	0.360	3.280
8	0.145	3.065	1448	0.355	3.275
9	0.145	3.065	1449	0.350	3.270
10	0.150	3.070	1450	0.345	3.265
12	0.155	3.075	1452	0.335	3.255
14	0.165	3.085	1454	0.325	3.245
16	0.175	3.095	1456	0.310	3.230
18	0.180	3.100	1458	0.305	3.225
20	0.190	3.110	1460	0.300	3.220
25	0.205	3.125	1465	0.280	3.200
30	0.220	3.140	1470	0.260	3.180
35	0.235	3.155	1475	0.250	3.170
40	0.245	3.165	1481	0.235	3.155
50	0.265	3.185	1490	0.215	3.135
60	0.280	3.200	1500	0.200	3.120
75	0.305	3.225	1515	0.180	3.100
90	0.325	3.245	1530	0.160	3.080
105	0.345	3.265	1546	0.140	3.060
120	0.360	3.280	1560	0.120	3.040
150	0.380	3.300	1590	0.105	3.025
180	0.395	3.315			
210	0.420	3.340			
249	0.430	3.350			
300	0.430	3.350			
360	0.435	3.355			
420	0.445	3.365			
480	0.445	3.365			
540	0.445	3.365			
600	0.450	3.370			
660	0.450	3.370			
720	0.445	3.365			
780	0.445	3.365			
875	0.450	3.370			
1340	0.480	3.400			
1400	0.490	3.410			
1440	0.495	3.415			

FIGURE B.1.3 (Poulin, 1979)

ESSAI DE POMPAGE					
Foratek international, 1979			Diamètre: 0,076 m		
Puits 3 dans la zone nord-ouest			Profondeur: 91,4 m		
Débit moyen: 0,24 l/s			Niveau statique: 4,71 m		
Descente t (min,)	s (m)	Niveau d'eau (m)	Remontée t (min,)	s' (m)	Niveau d'eau (m)
0	0.000	4.710	76	40.391	45.101
1	1.340	6.050	77	40.090	44.800
2	1.550	6.260	78	39.792	44.502
3.16	1.770	6.480	79	39.535	44.245
4	2.020	6.730	80	39.255	43.965
5	2.380	7.090	81	39.000	43.710
6	2.885	7.595	82	38.740	43.450
7	3.260	7.970	83	38.460	43.170
8	3.850	8.560	84	38.180	42.890
9	4.290	9.000	85	37.905	42.615
10	4.720	9.430	86	37.635	42.345
12	5.820	10.530	88	37.085	41.795
14	6.755	11.465	90	36.530	41.240
16	7.725	12.435	92	36.060	40.770
18	8.910	13.620	94	35.475	40.185
20	10.005	14.715	96	34.925	39.635
25	12.470	17.180	101	33.595	38.305
30	15.195	19.905	106	32.250	36.960
35	17.925	22.635	111	30.920	35.630
40	20.380	25.090	116	29.550	34.260
50	25.597	30.307	126	26.950	31.660
60	31.130	35.840	136	24.225	28.935
76	40.391	45.101	151	20.725	25.435
			196	9.550	14.260
			226	2.765	7.475
			256	0.445	5.155
			286	0.290	5
			321	0.215	4.925
			361	0.195	4.905
			1021	0.180	4.89

FIGURE B.1.4 (Poulin, 1979)

ESSAI DE POMPAGE					
Foratek international, 1979			Profondeur: 91,4 m		
Puits 4 dans la zone nord-est			Débit moyen: 7,58 l/s		
			Diamètre: 0,076 m		
			Niveau statique: 10.535 m		
Descente t (min,)	s (m)	Niveau d'eau (m)	Remontée t (min,)	s' (m)	Niveau d'eau (m)
0	0.000	10.535	1440	10.766	21.301
1	2.300	12.835	1441	8.525	19.060
2	2.690	13.225	1442	7.900	18.435
3	3.075	13.610	1443	7.510	18.045
4	3.315	13.850	1444	7.230	17.765
5	3.520	14.055	1445	6.995	17.530
6	3.770	14.305	1446	6.795	17.330
7	3.920	14.455	1447.166	6.595	17.130
8	4.060	14.595	1448	6.480	17.015
9	4.190	14.725	1449	6.335	16.870
10	4.290	14.825	1450	6.220	16.755
12	4.490	15.025	1452	6.025	16.560
14	4.850	15.385	1454	5.870	16.405
16	5.070	15.605	1456	5.740	16.275
18	5.265	15.800	1458	5.220	15.755
20	5.405	15.940	1468	4.770	15.305
25	5.710	16.245	1472	4.625	15.160
30	5.900	16.435	1485.166	4.005	14.540
35	6.065	16.600	1490	4.190	14.725
40	6.225	16.760	1500	4.020	14.555
50	6.665	17.200	1515	3.810	14.345
60	6.955	17.490	1530	3.620	14.155
75	7.280	17.815	1545	3.450	13.985
90	7.520	18.055	1710	2.280	12.815
105	7.740	18.275	1740	2.160	12.695
120	7.875	18.410	1800	1.940	12.475
150	8.200	18.735	2400	0.860	11.395
180	8.455	18.990			
240	8.860	19.395			
310	9.165	19.700			
360	9.330	19.865			
420	9.530	20.065			
960	10.400	20.935			
1080	10.520	21.055			
1190	10.610	21.145			
1250	10.640	21.175			
1360	10.715	21.250			
1415	10.766	21.301			
1440	10.766	21.301			

FIGURE B.1.5 (Poulin, 1979)

ESSAI DE POMPAGE					
Foratek international, 1979			Profondeur: 91,4 m		
Puits 6 dans la zone nord-ouest			Débit moyen: 0,76 l/s		
			Diamètre: 0,076 m		
			Niveau statique: 40.82 m		
Descente t (min,)	s (m)	Niveau d'eau (m)	Remontée t (min,)	s' (m)	Niveau d'eau (m)
0	0.000	40.820	60	23.910	64.730
1	0.715	41.535	61	23.715	64.535
2	1.295	42.115	62	23.435	64.255
3	1.635	42.455	63	23.160	63.980
4.166	2.630	43.450	64	22.870	63.690
5	3.110	43.930	65	22.595	63.415
6	3.645	44.465	66	22.310	63.130
7	4.100	44.920	67	21.985	62.805
8	4.680	45.500	68	21.745	62.565
9	5.200	46.020	69	21.475	62.295
10.083	5.850	46.670	70	21.180	62.000
12	6.590	47.410	72	20.615	61.435
16	8.070	48.890	74	19.370	60.190
19	9.435	50.255	76	19.500	60.320
20.166	10.225	51.045	78	19.005	59.825
25	11.935	52.755	80	18.450	59.270
30	13.815	54.635	85	17.205	58.025
35	15.300	56.120	90	15.975	56.795
40	17.300	58.12	95	14.695	55.515
50	20.930	61.75	100	13.774	54.594
60	23.910	64.73	110	12.030	52.850
			120	10.660	51.480
			200	6.180	47.000
			370	1.640	42.460



FIGURE B.1.6 (Tremblay, 1983)

<b>ESSAI DE POMPAGE</b>					
Foratek international, 1983			Profondeur: 15,24 m		
Puits 1 dans la zone 3			Débit moyen: 0,11 l/s		
			Diamètre: 0,076 m		
			Niveau statique: 1,31 m		
Descente			Remontée		
t (min.)	s (m)	Niveau d'eau (m)	t (min.)	s' (m)	Niveau d'eau (m)
0	0.00	1.31	240.00	14.49	15.80
1	0.25	1.56	241.00	14.25	15.56
2	0.35	1.66	242.00	13.92	15.23
3	0.44	1.75	243.00	13.64	14.95
4	0.47	1.78	244.00	13.37	14.68
5	0.52	1.83	245.00	13.08	14.39
6	0.57	1.88	246.00	12.70	14.01
8	0.91	2.22	247.00	12.49	13.80
9	1.28	2.59	248.00	12.26	13.57
10	1.62	2.93	249.00	11.92	13.23
12	1.92	3.23	250.00	11.51	12.82
14	2.19	3.5	252.00	11.01	12.32
16	2.47	3.78	254.00	10.45	11.76
18	2.69	4	256.00	9.79	11.10
20	3.17	4.48	258.00	9.25	10.56
25	3.63	4.94	260.00	8.72	10.03
30	4.39	5.7	265.00	7.32	8.63
40	5.25	6.56	270.00	6.02	7.33
50	5.54	6.85	280.00	3.93	5.24
60	6.27	7.58	290.00	2.31	3.62
75	6.93	8.24	300.00	1.17	2.48
105	7.57	8.88			
120	8.19	9.50			
180	10.21	11.52			
240	14.49	15.80			

FIGURE B.1.7 (Tremblay, 1983)

<b>ESSAI DE POMPAGE</b>					
Foratek international, 1983 Puits2 dans la zone 3			Profondeur: 15,24 m Débit moyen: 0,083 l/s Diamètre: 0,076 m Niveau statique:5,15 m		
Descente t (min.)	s (m)	Niveau d'eau (m)	Remontée t (min.)	s' (m)	Niveau d'eau (m)
0	0.00	5.15	40	9.68	14.83
1	0.48	5.63	41	9.68	14.83
2	0.80	5.95	42	9.68	14.83
3	1.11	6.26	43	9.67	14.82
4	1.44	6.59	44	9.67	14.82
5	1.76	6.91	45	9.66	14.81
6	2.05	7.20	46	9.66	14.81
7	2.35	7.50	47	9.66	14.81
8	2.67	7.82	48	9.65	14.80
9	2.95	8.10	49	9.65	14.80
10	3.27	8.42	50	9.64	14.79
12	3.87	9.02	52	9.64	14.79
14	4.46	9.61	54	9.63	14.78
16	5.37	10.52	56	9.62	14.77
18	5.96	11.11	58	9.61	14.76
20	6.28	11.43	60	9.60	14.75
25	8.05	13.2	65	9.58	14.73
			70	9.56	14.71
			80	9.52	14.67
			90	9.48	14.63
			100	9.45	14.60
			115	9.38	14.53
			130	9.32	14.47
			145	9.27	14.42
			160	9.21	14.36
			220	8.98	14.13
			340	8.47	13.62
			460	8.00	13.15

FIGURE B.1.8 (Tremblay, 1983)

<b>ESSAI DE POMPAGE</b>					
Foratek international, 1983		Profondeur: 15,24 m			
Puits 3 dans la zone 3		Débit moyen: 5,54 l/s			
		Niveau statique: 3,23 m		Niveau statique: 3,03m	
		Diamètre: 0,076 m		r= 91 m	
Descente t (min.)	s (m)	Niveau d'eau (m)	Descente puits d'observation #5		
			t (min.)	s (m)	Niveau d'eau (m)
0	0.00	3.23	0.00	0.00	3.03
1	0.19	3.42	7.00	0.07	3.10
2	0.20	3.43	14.00	0.10	3.13
3	0.20	3.43	20.00	0.12	3.15
4	0.21	3.44	25.00	0.13	3.16
5	0.22	3.45	30.00	0.13	3.16
6	0.23	3.46	40.00	0.14	3.17
7	0.24	3.47	50.00	0.15	3.18
8	0.24	3.47	60.00	0.16	3.19
9	0.25	3.475	75.00	0.17	3.20
10	0.25	3.48	90.00	0.18	3.21
12	0.26	3.485	105.00	0.19	3.22
14	0.26	3.49	120.00	0.20	3.23
16	0.26	3.49	180.00	0.22	3.25
18	0.27	3.495	240.00	0.23	3.26
20	0.27	3.5			
25	0.29	3.515			
30	0.30	3.53			
40	0.31	3.54			
50	0.32	3.55			
60	0.33	3.56			
75	0.34	3.57			
90	0.35	3.58			
105	0.36	3.59			
120	0.37	3.6			
180	0.40	3.63			
240	0.42	3.65			

FIGURE B.1.9 (Tremblay, 1983)

<b>ESSAI DE POMPAGE</b>					
Foratek international, 1983 Puits 4 dans la zone 3			Profondeur: 15,24 m Débit moyen: 0,126 l/s Diamètre: 0,076 m Niveau statique: 1,45 m		
Descente t (min.)	s (m)	Niveau d'eau (m)	Remontée t (min.)	s' (m)	Niveau d'eau (m)
0	0.00	1.45	50	6.55	8.00
1	0.34	1.79	51	5.60	7.05
2	1.35	2.80	52	4.70	6.15
3	1.73	3.18	53	3.89	5.34
4	2.10	3.55	54	3.15	4.60
5	2.44	3.89	55	2.55	4.00
6	2.69	4.14	56	1.97	3.42
7	2.94	4.39	57	1.45	2.90
8	3.19	4.64	58	1.04	2.49
9	3.42	4.87	59	0.73	2.18
10	3.61	5.06	60	0.48	1.93
12	4.05	5.5	62	0.16	1.61
14	4.43	5.88	64	0.02	1.47
16	4.77	6.22	66	0.00	1.45
18	5.08	6.53			
20	5.39	6.84			
25	6.10	7.55			
30	6.74	8.19			
40	7.85	9.3			
50	8.72	10.17			

FIGURE B.1.10 (Tremblay, 1983)

ESSAI DE POMPAGE											
Foratek international, 1983 Puits 5 dans la zone 3 Diamètre: 0,076m			Profondeur: 15,24 m Débit moyen: 1,44 l/s Niveau statique: 3,12 m			Profondeur: 30,48 m Débit: 4,85 l/s N. statique: 3,17m			Profondeur: 45,72 m Débit: 4,85 l/s N. statique: 3,28m		
Descente t (min.)	s (m)	Niveau d'eau (m)	Descente t (min.)	s (m)	Niveau d'eau (m)	Descente t (min.)	s (m)	Niveau d'eau (m)			
0	0.00	3.12	0	0.00	3.17	0	0.00	3.28			
1	0.66	3.78	1	2.86	6.03	1	1.74	5.02			
2	0.68	3.80	2	3.09	6.26	2	1.77	5.05			
3	0.70	3.82	3	3.23	6.40	3	1.79	5.07			
4	0.70	3.82	4	3.32	6.49	4	1.80	5.08			
5	0.70	3.82	5	3.35	6.52	5	1.81	5.09			
6	0.70	3.82	6	3.38	6.55	6	1.83	5.11			
7	0.72	3.84	7	3.39	6.56	7	1.83	5.11			
8	0.73	3.85	8	3.39	6.56	8	1.84	5.12			
9	0.74	3.86	9	3.40	6.57	9	1.84	5.12			
10	0.74	3.86	10	3.41	6.575	10	1.85	5.13			
12	0.73	3.85	12	3.44	6.605	12	1.86	5.14			
14	0.74	3.86	14	4.04	7.205	14	1.86	5.14			
16	0.75	3.865	16	4.11	7.28	16	1.87	5.15			
18	0.75	3.874	18	4.17	7.34	18	1.88	5.16			
20	0.76	3.88	20	4.23	7.395	20	1.88	5.16			
25	0.77	3.888	25	4.35	7.52	25	1.89	5.17			
30	0.78	3.9	30	4.41	7.58	30	1.90	5.18			
40	0.79	3.91	40	4.50	7.67	40	1.92	5.2			
50	0.81	3.93	50	4.60	7.77	50	1.93	5.21			
60	0.82	3.94	60	4.68	7.85	60	1.94	5.22			
75	0.83	3.95	75	4.78	7.95	90	1.96	5.24			
105	0.85	3.97	105	4.86	8.03	120	1.99	5.27			
120	0.87	3.99	120	4.90	8.07	180	2.01	5.29			
180	0.91	4.03	180	5.01	8.18	240	2.04	5.32			
240	0.94	4.06	240	5.42	8.59						



## B.2 Graphiques et méthodes d'analyse des essais dans le roc





FIGURE B2.1 Puits #1 et #2, Campagne de 1979 (Poulin, 1979)

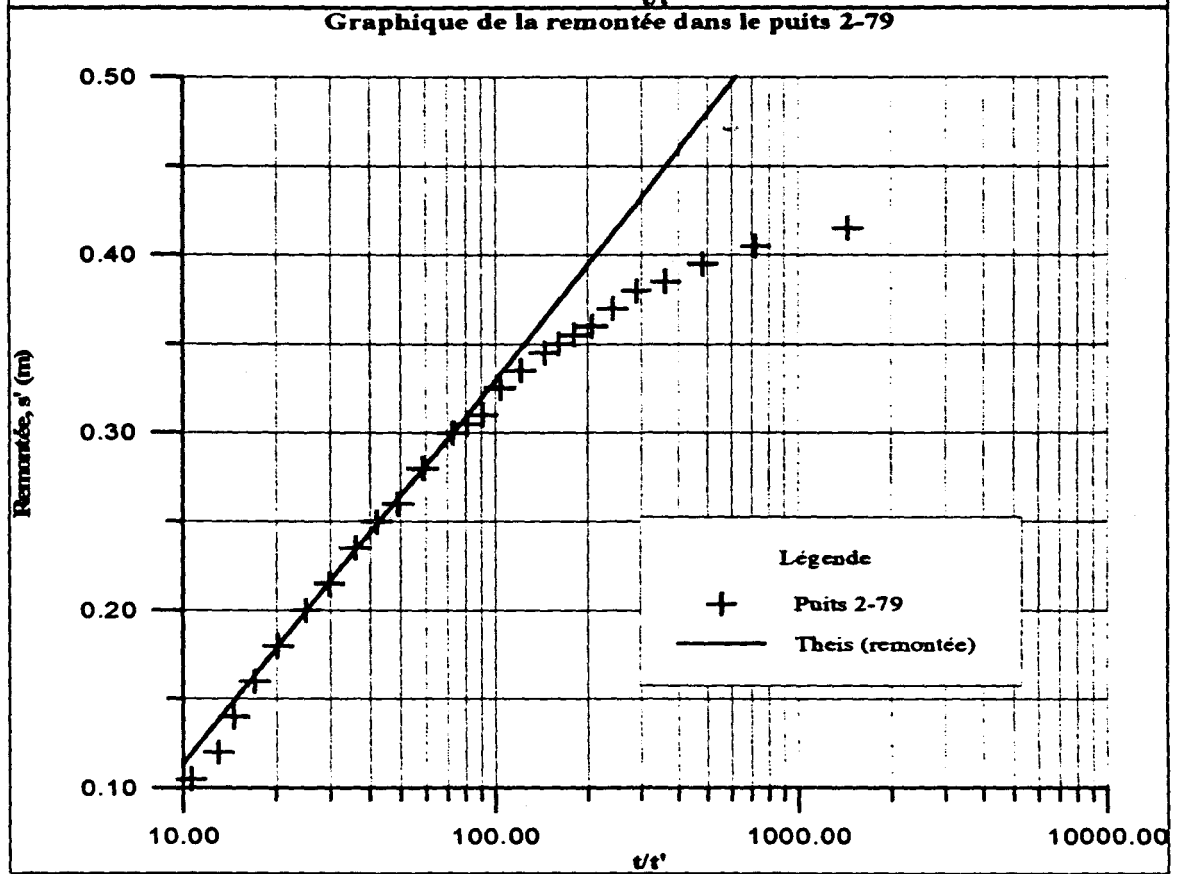
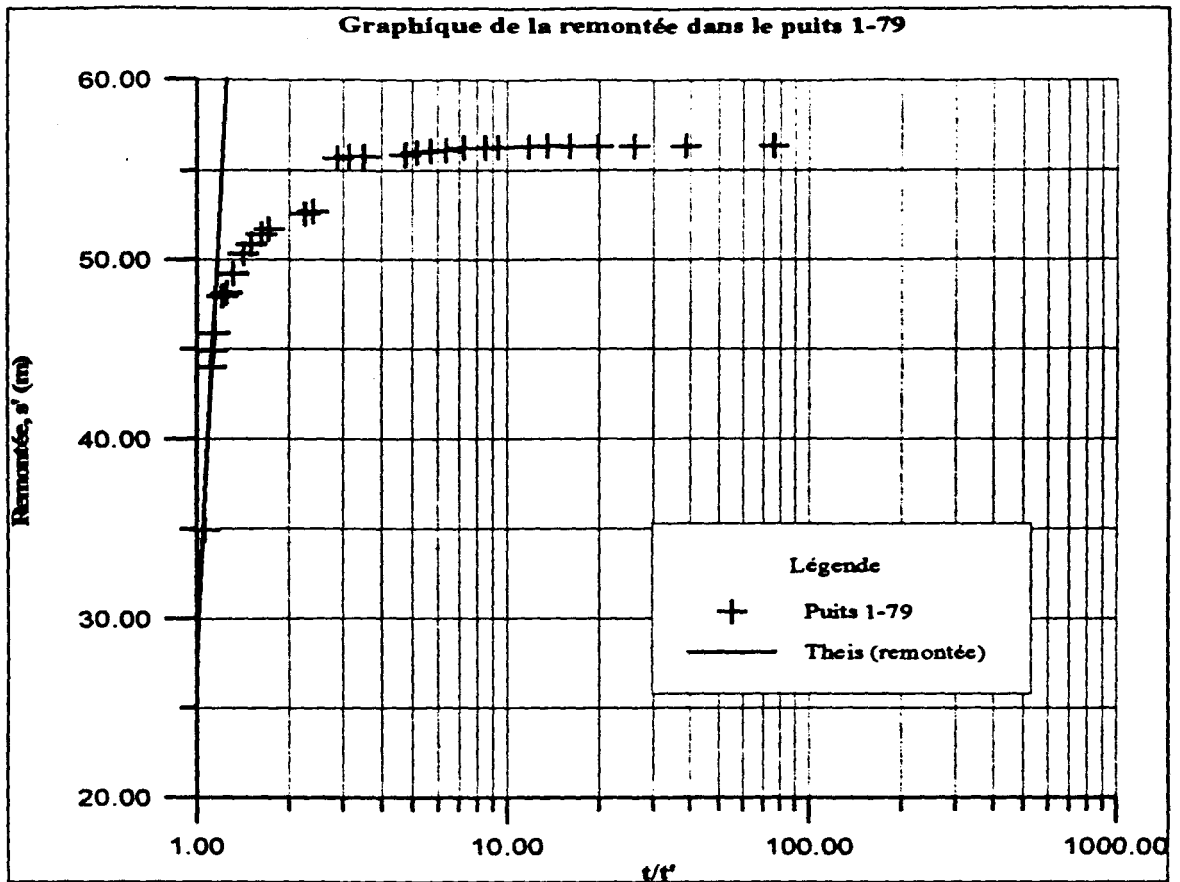


FIGURE B.2.2 Puits #3 et #4, Campagne de 1979 (Poulin, 1979)

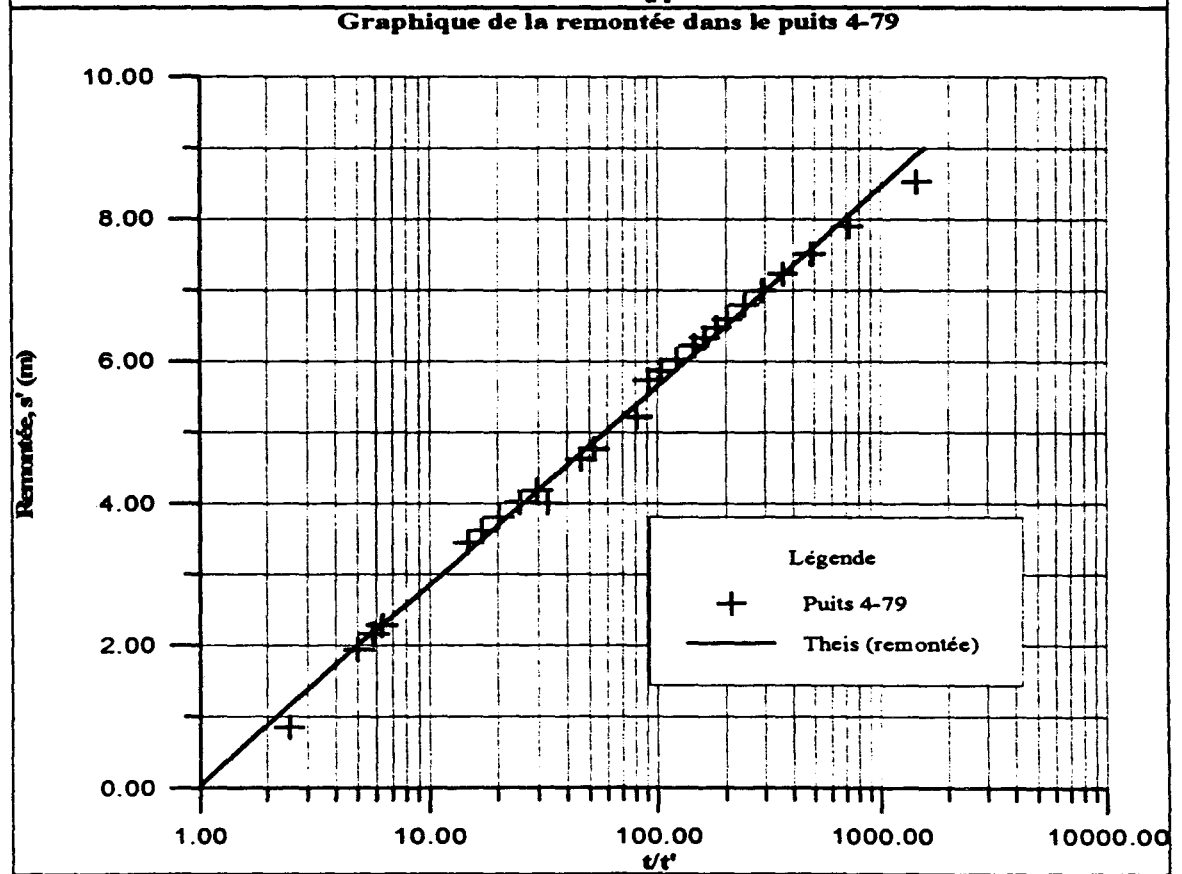
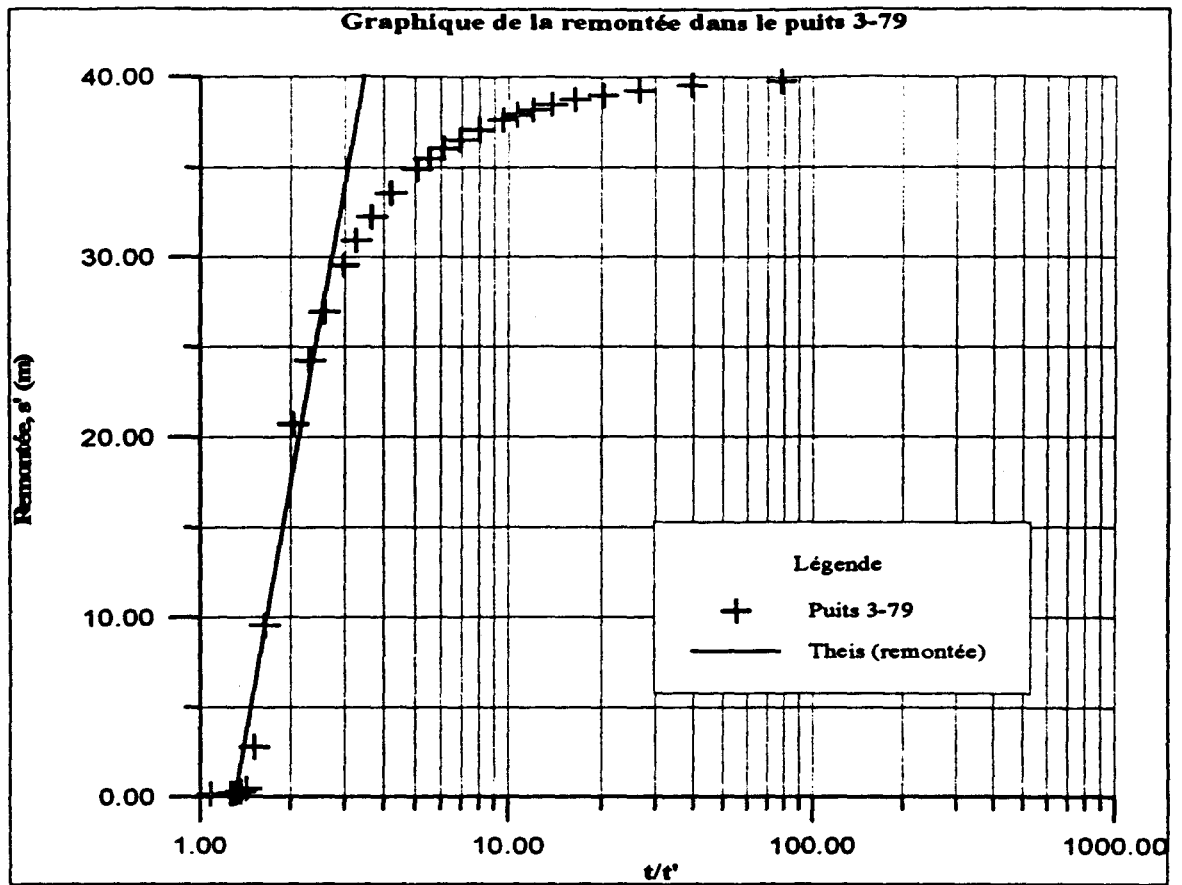


FIGURE B.2.3 Puits #4, Campagne de 1979 (Poulin, 1979)

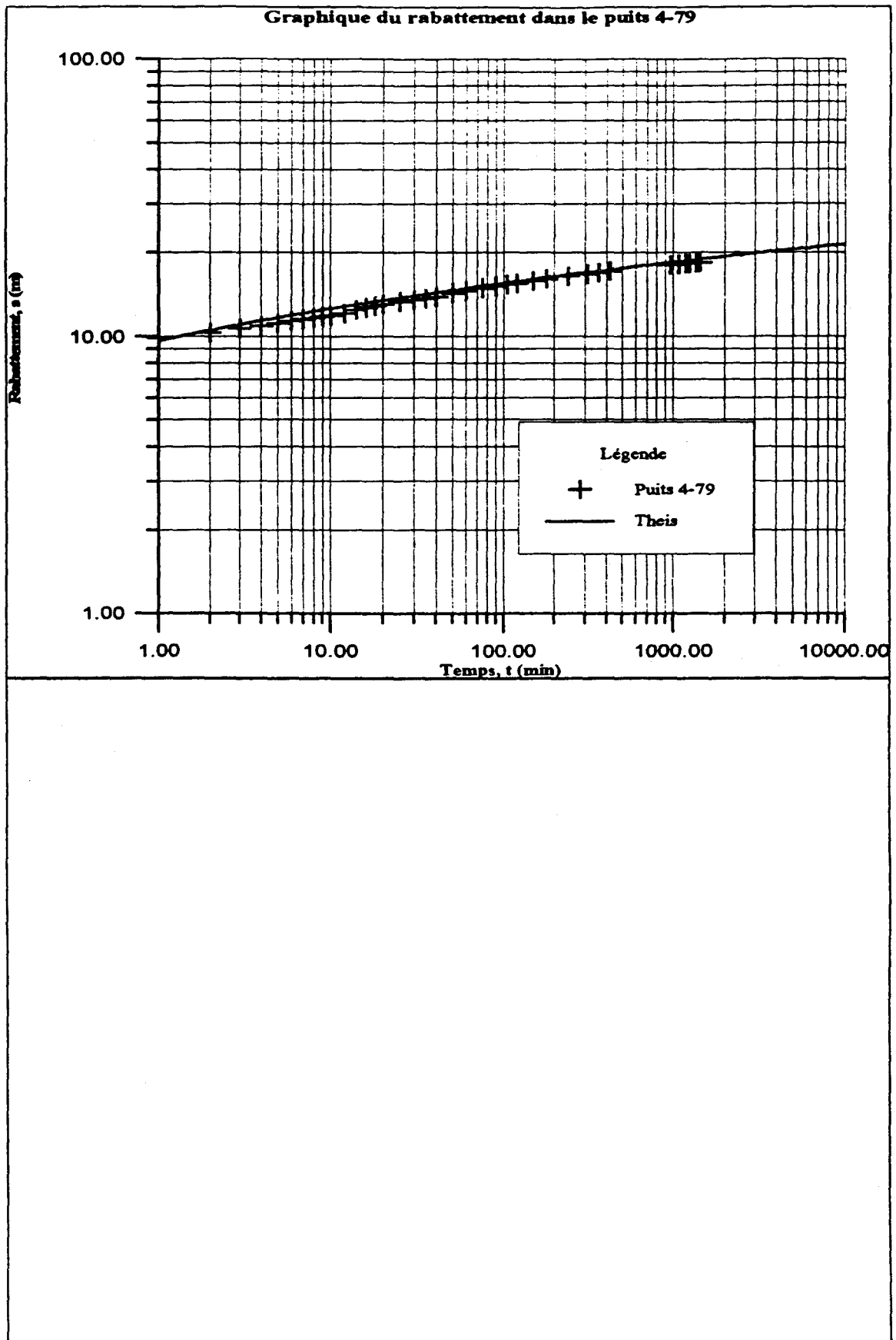


FIGURE B.2.4 Puits #5 et #6, Campagne de 1979 (Poulin, 1979)

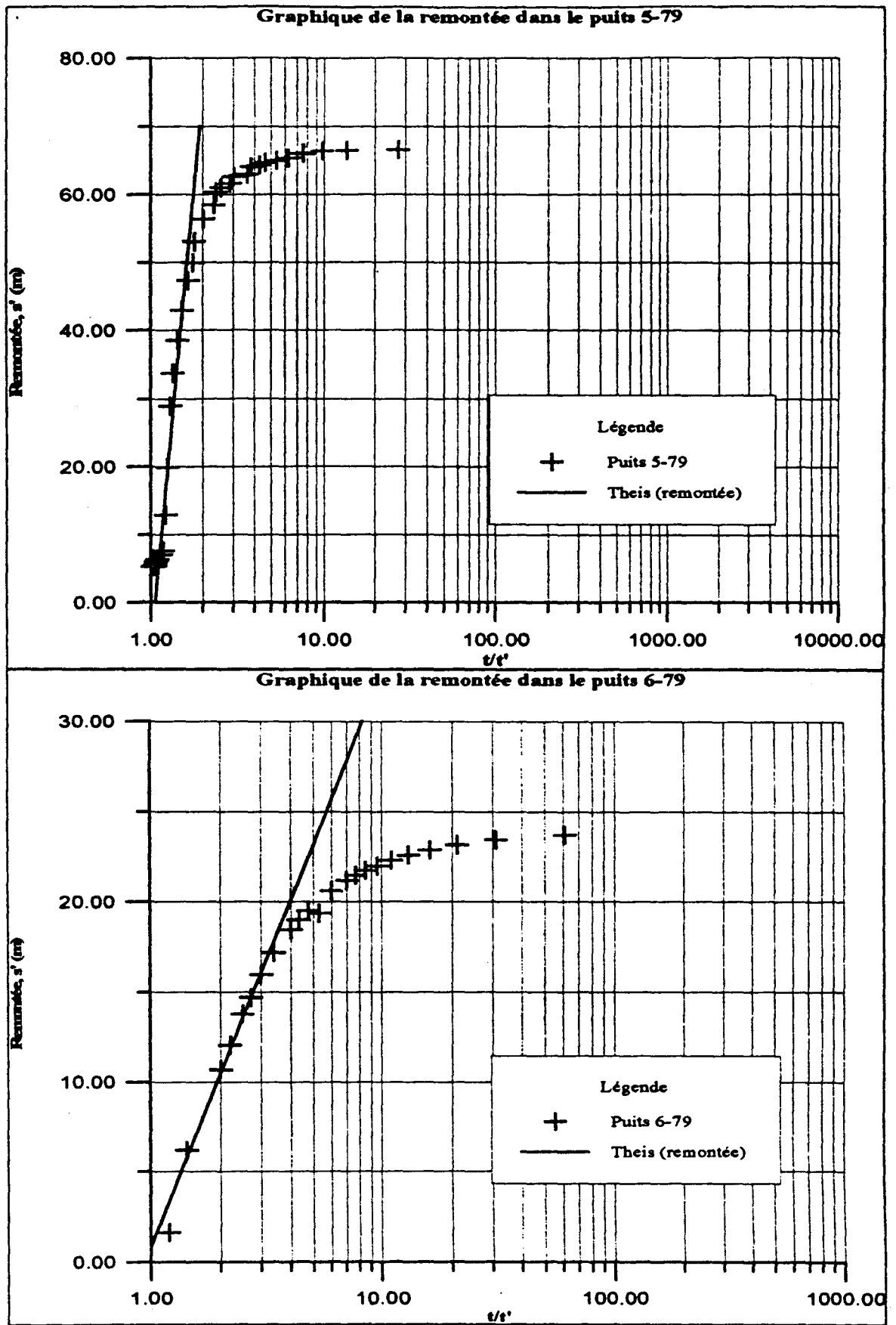


FIGURE B.2.5 Puits #1 et #2, Campagne de 1983 (Tremblay, 1983))

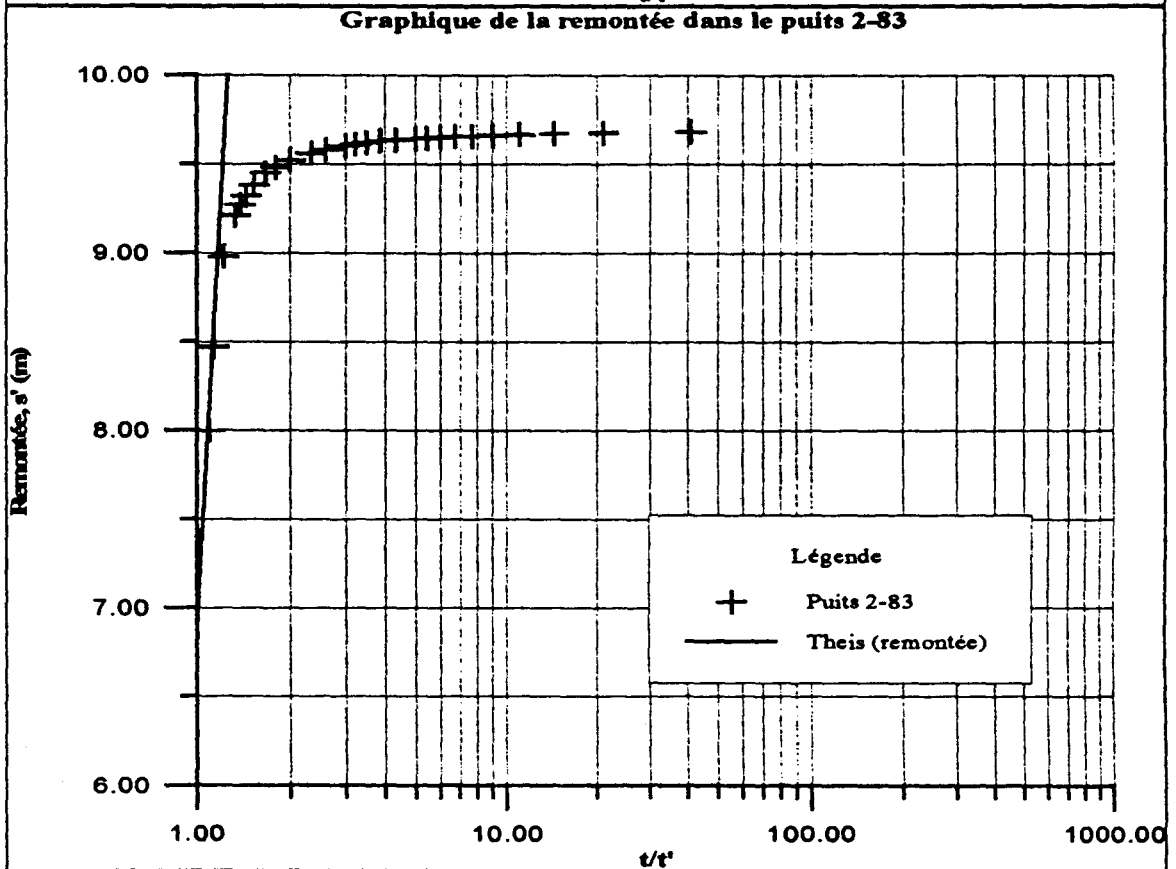
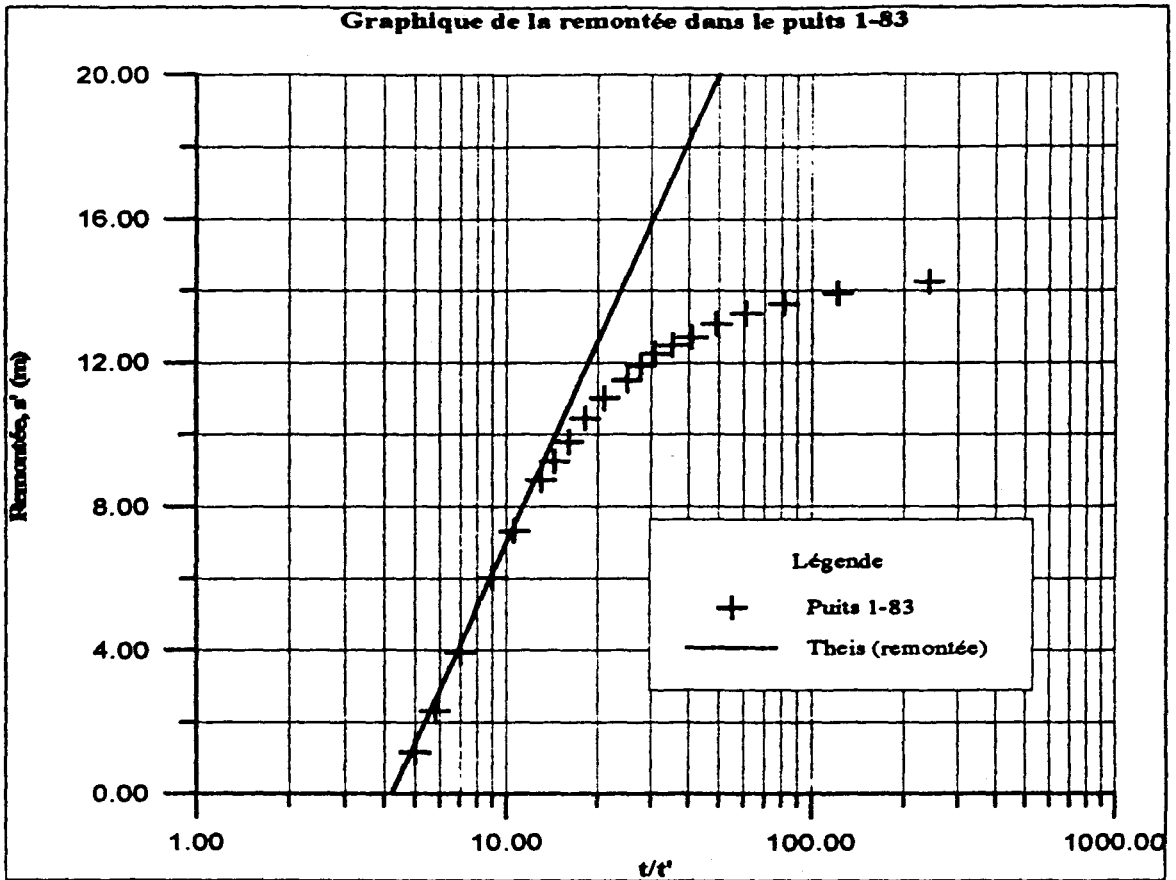


FIGURE B.2.6 Puits #3 Campagne de 1983 (Tremblay, 1983))

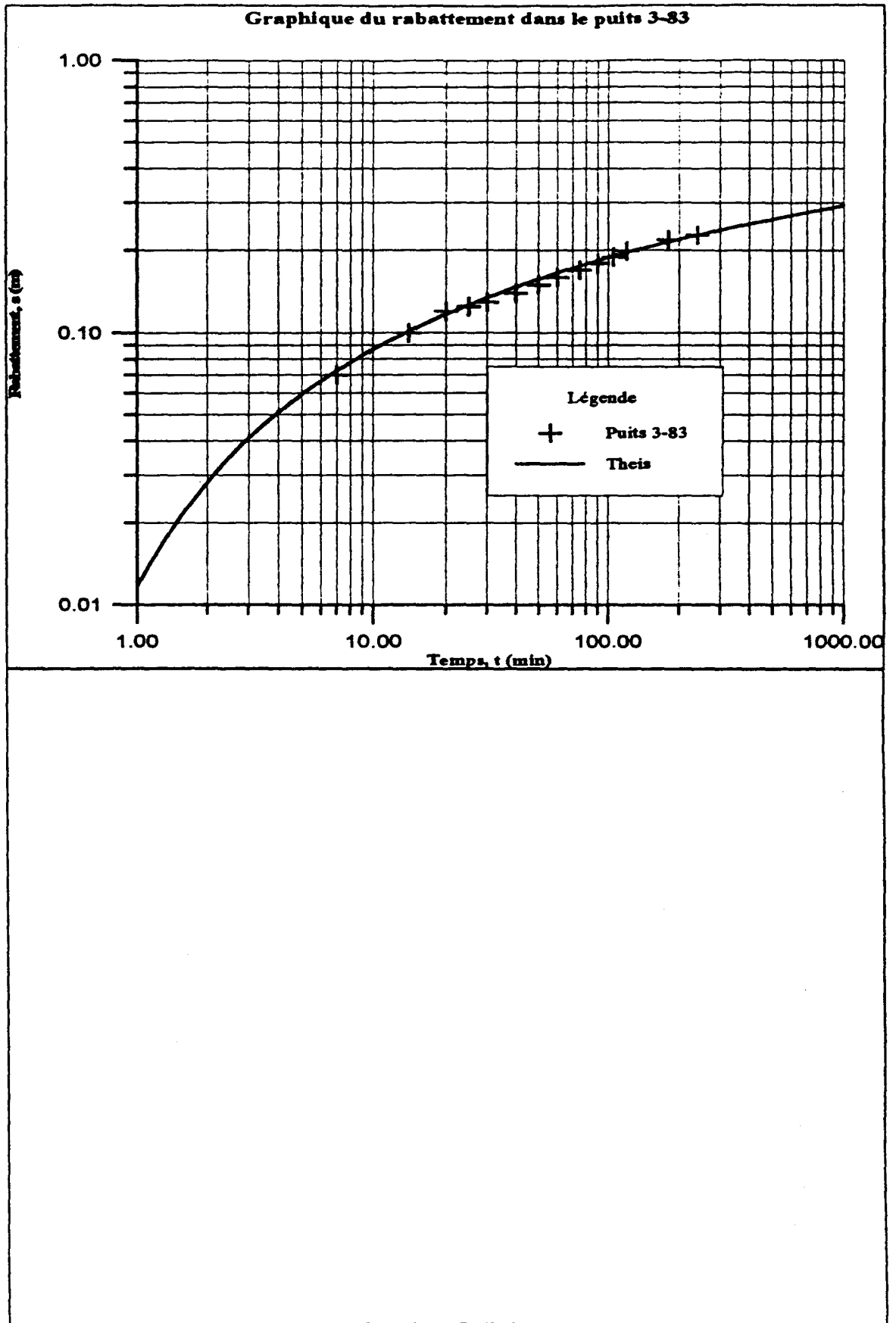


FIGURE B.2.7 Puits #4, Campagne de 1983 (Tremblay, 1983))

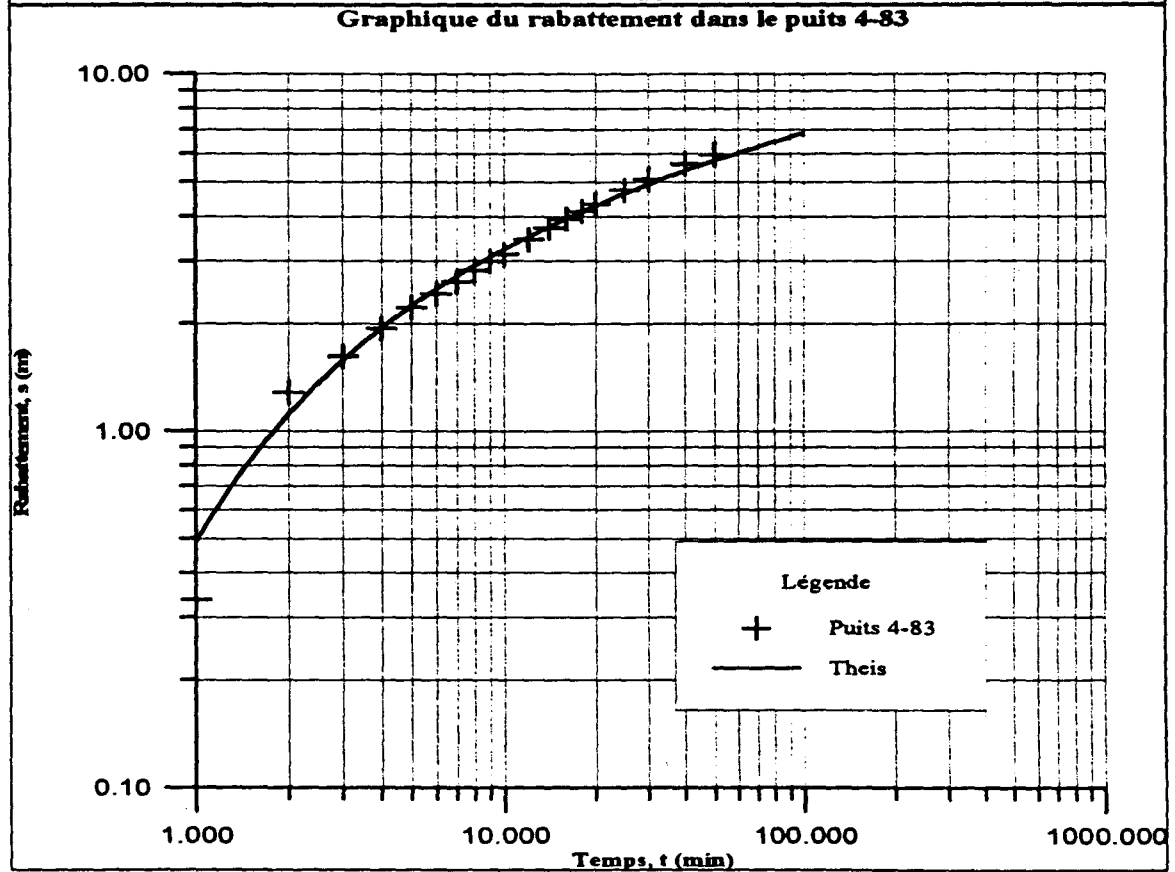
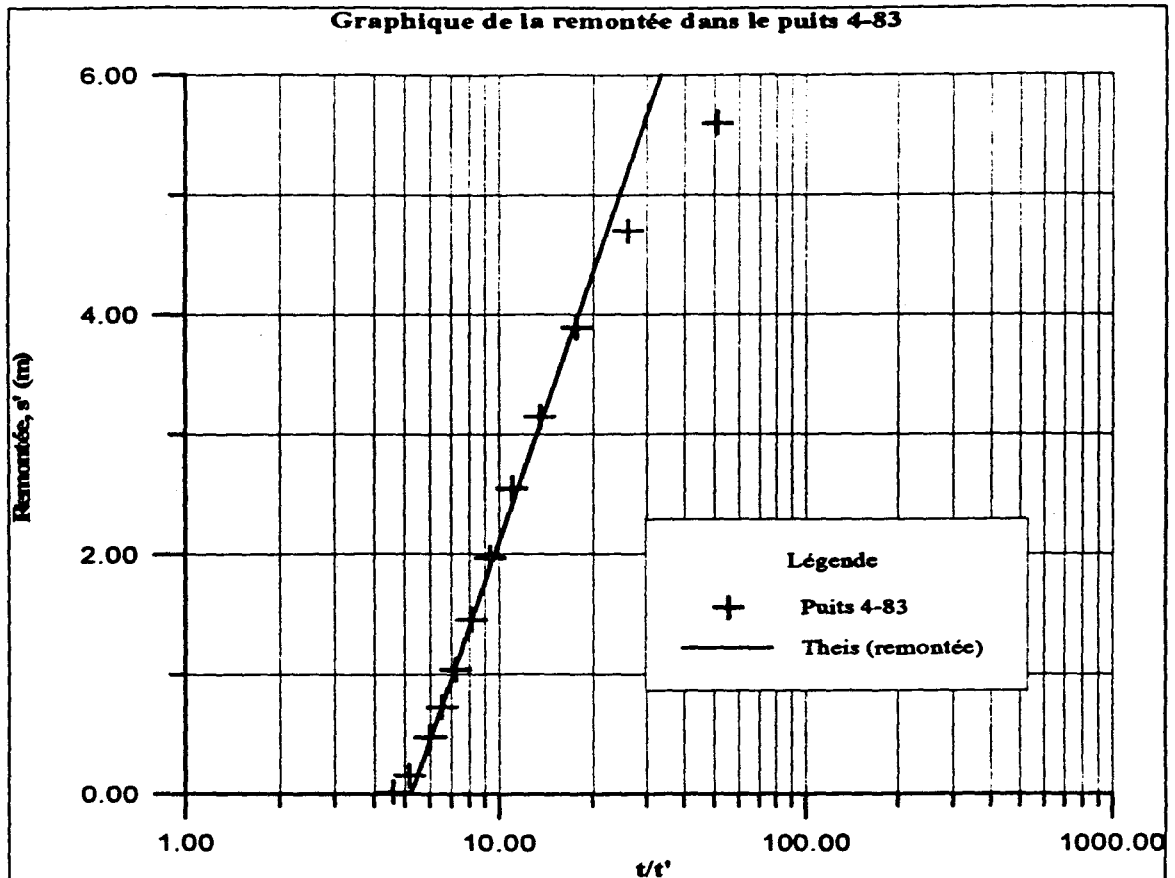


FIGURE B.2.8 Puits #5, essai a et b, Campagne de 1983 (Tremblay, 1983))

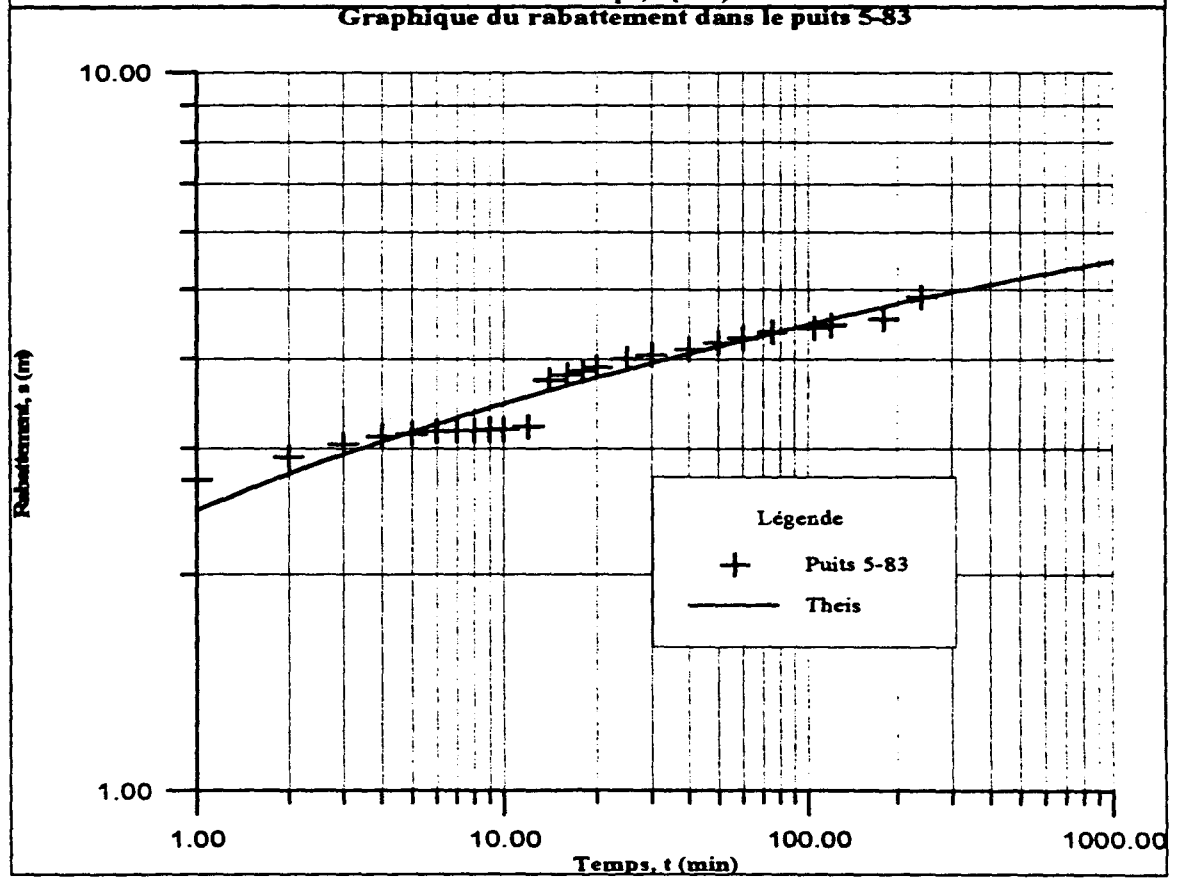
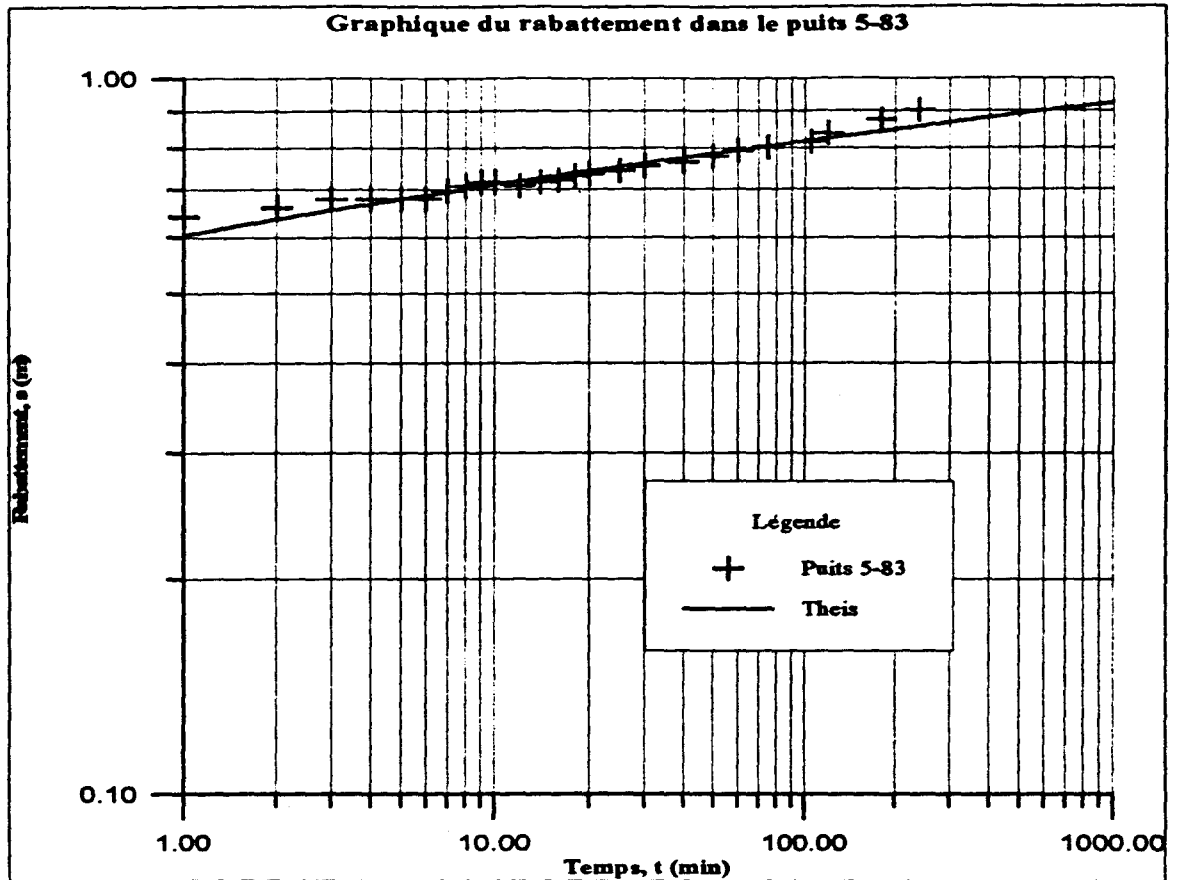
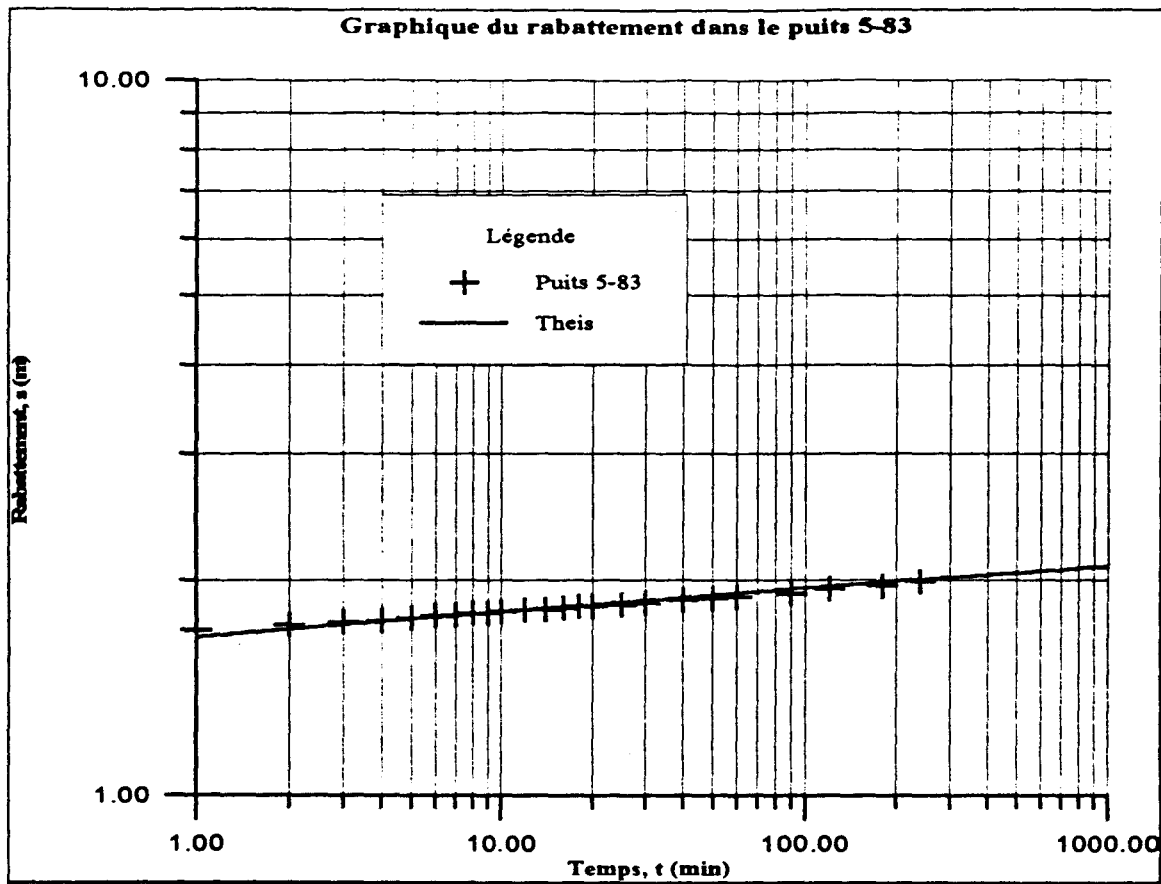




FIGURE B.2.9 Puits #5, essai c , Campagne de 1983 (Tremblay, 1983))





### B.3 Fichiers AQTESOLV.OUT des résultats de l'analyse par AQTESOLV 2.01





















































## Annexe C

### ESSAIS D'INJECTION DANS LE ROC Campagne d'essais de 1990 (GPR, 1990) et de 1993 (RRN, 1993)

Tableaux des données des essais dans le roc



## Données des essais d'injection

Fg1 à Fg29: Forage fait par GPR, 1990

Ps1 à Ps33: Puits de surveillance fait par RRN, 1993

Pc1 à Pc5: Point de contrôle fait par RRN, 1993

Coefficient de perméabilité (K)

1: rien	6: 1X10-7 m/s
2: 1X10-5 m/s	7: 5X10-8 m/s
3: 5X10-6 m/s	8: 1X10-8 m/s
4: 1X10-6 m/s	9: 5X10-9 m/s
5: 5X10-7 m/s	10: 0 m/s

Degré de fragmentation (%)

Rock quality desing (RQD)

END-HEADER:

fg1	295803.76	5046509.74	48.49	
0	108	-70		
END-SURVEY:				
		K	%	RQD
8.5	11.5	2	14	58
11.5	14.5	6	35	96
14.5	17.5	8	38.6	97
17.5	20.5	6	33.5	96
20.5	23.5	6	23	96
23.5	30.03	7	30	97
END-DATA:				
fg2	295514.82	5046883.98	42.29	
0	70	-70		
END-SURVEY:				
		K	%	RQD
4.5	7.5	4	12	86
7.5	10.5	5	15	89
10.5	13.5	4	13	84
13.5	17.5	4	17	85
17.5	20.5	8	17	87
20.5	23.5	8	16	89
23.5	26.5	4	17	89
26.5	30.02	7	16	85
END-DATA:				
fg3	295426.45	5046995.97	45.63	
0	332	-70		
END-SURVEY:				
		K	%	RQD
9	12	5	0	60
12	13	7	0	59
13	16	6	0	82
16	20	4	0	85
20	23	9	0	91
23	26	8	0	94
26	30.5	5	0	87
END-DATA:				
fg5	295322.88	5047067.74	43.43	
0	316	-70		
END-SURVEY:				
		K	%	RQD
8	11	1	13.9	90
11	14	5	17.9	95

14	19.96	9	26	94
END-DATA:				

fg7	295131.41	5047193.68	37.2	
0	297	-70		
END-SURVEY:				
		K	%	RQD
4.5	7.5	2	14	53
7.5	10.5	3	23	92
10.5	13.5	8	22	93
13.5	16.5	4	20	88
16.5	19.96	7	17	94
END-DATA:				

fg9	294948.77	5047306.34	35.94	
0	122	-70		
END-SURVEY:				
		K	%	RQD
4	7	2	9	79
7	10	7	15	88
10	13	6	14	82
13	16	6	21	89
16	19.82	7	21	91
END-DATA:				

fg10	294858.38	5047154.8	35.82	
0	115	-70		
END-SURVEY:				
		K	%	RQD
6	9	6	22	92
9	12	5	17	87
12	15	6	25.4	92
15	18	9	20.1	92
18	21	4	25.3	96
21	24	1	22	91
END-DATA:				

fg10a	294859.45	5047134.29	42.72	
0	340	-70		
END-SURVEY:				
		K	%	RQD
14.5	17.5	1	20.3	91
17.5	20.5	5	21	91
20.5	23.5	9	23.5	97
23.5	26.5	1	11.4	57
26.5	29.5	9	20.3	99
29.5	32.5	9	19.5	94
32.5	35.5	5	19	90
35.5	38.5	9	17	96
END-DATA:				

fg10b	294875.78	5047145.36	43.54	
0	318	-70		
END-SURVEY:				
		K	%	RQD
14.5	17.5	1	14.3	85
17.5	20.5	6	12	79
20.5	23.5	4	16	93
23.5	26.5	4	0	65
26.5	30.78	1	11	73
END-DATA:				

fg11	294865.03	5047169.89	35.62	
0	15	-70		
END-SURVEY:				
		K	%	RQD
6	12	1	17	88
12	15	6	18	95
15	19.96	6	17.5	93
END-DATA:				
fg12	294575.63	5047325.4	36.3	
0	100	-70		
END-SURVEY:				
		K	%	RQD
4	7	3	12	85
7	10	6	12	83
10	13	6	12	72
13	16	5	22	89
16	19	6	16	88
19	22	8	16	89
22	25	9	17	89
25	28	9	20	93
28	31	7	20	96
31	34	9	20	95
34	40	9	30	70
END-DATA:				
fg13	294325.79	5047477.95	38.68	
0	215	-70		
END-SURVEY:				
		K	%	RQD
4.5	7.5	4	16.5	92
7.5	10.5	8	16.4	87
10.5	13.5	8	26	94
13.5	16.5	9	27	92
16.5	19.5	9	16	79
19.5	22.5	9	18	93
22.5	25.5	9	20	97
25.5	28.5	9	22	97
28.5	31.5	9	22	96
31.5	34.5	9	22	97
34.5	39.97	9	17	90
END-DATA:				
fg14	294279.15	5047428.29	39.77	
0	40	-70		
END-SURVEY:				
		K	%	RQD
4.5	7.5	4	13	79
7.5	10.5	6	16	80
10.5	13.5	8	23	92
13.5	16.5	8	19	91
16.5	19.5	6	16.4	88
19.5	22.5	6	14	88
22.5	25.5	6	15	89
25.5	28.5	9	19	94
28.5	31.5	8	41	97
31.5	34.5	9	43	97
34.5	40	5	24	76
END-DATA:				

fg15	294167.2	5047532.53	39.03	
0	90	-70		
END-SURVEY:		K	%	RQD
4.5	7.5	8	19	94
7.5	10.5	8	21	93
10.5	13.5	8	22	96
13.5	16.5	8	17	91
16.5	19.5	8	23	93
19.5	22.5	9	22	93
22.5	25.5	9	16	91
25.5	28.5	9	20	90
28.5	31.5	9	25	96
31.5	34.5	9	23	94
34.5	40.08	9	22	100
END-DATA:				

fg17	293812.9	5047121.87	36.89	
0	30	-70		
END-SURVEY:		K	%	RQD
6	9	3	23.5	93
9	12	4	18	88
12	15	9	18	88
15	18	9	19	93
18	20	9	21.3	92
END-DATA:				

fg18	294010.04	5047121.87	12.59	
0	270	-70		
END-SURVEY:		K	%	RQD
2	5	2	20	92
5	8	8	14	89
8	11	8	38	97
11	14	8	21	93
14	17	8	61	100
17	20	9	30	91
20	23	9	17	81
23	26	9	2	86
26	30	9	46	100
END-DATA:				

fg20	294210.46	5046719.27	22.98	
0	290	-70		
END-SURVEY:		K	%	RQD
4	7	4	20	70
7	10	5	15	92
10	13	5	15	82
13	16	8	19	91
16	19	5	15	90
19	22	7	17	92
22	25	8	25	99
25	30.14	5	18	90
END-DATA:				

fg21	294121.41	5046674.32	35.03	
0	330	-70		
END-SURVEY:		K	%	RQD
6	9	1	18	78
9	12	8	15	86



12	15	7	15	76
15	18	1	13	71
18	20	1	14	75
END-DATA:				
fg22	294487.39	5046528.13	25.02	
0	210	-70		
END-SURVEY:				
		K	%	RQD
2	5	5	17	94
5	8	8	16	94
8	11	5	16	88
11	14	7	16	81
14	17	6	12	60
17	20	1	13	91
20	23	10	13	81
23	30.17	10	22	85
END-DATA:				
fg24	294727.03	5046364.64	27.89	
0	90	-70		
END-SURVEY:				
		K	%	RQD
2	5	3	13	76
5	8	5	10	45
8	11	3	10	42
11	14	1	11	66
14	17	1	6	28
17	20	1	14	75
20	23	9	12	82
23	30.16	8	15	90
END-DATA:				
fg25	294671.17	5046275.58	36.67	
0	310	-70		
END-SURVEY:				
		K	%	RQD
6	9	5	8	60
9	12	7	11	30
12	15	6	20	94
15	18	4	10	68
18	19.98	8	12	52
END-DATA:				
fg26	295122.1	5046331.9	36.9	
0	125	-70		
END-SURVEY:				
		K	%	RQD
3	6	1	10	75
6	9	4	17	86
9	12	8	20	96
12	15	7	13	84
15	18	6	22	94
18	21	6	17	82
21	24	9	13	75
27	29.92	5	17	84
END-DATA:				
fg27	294990.66	5046064.54	43.19	
0	270	-70		
END-SURVEY:				
		K	%	RQD
4	7	5	109	68
7	10	5	30	97

ps04A	293749.53	5097067.87	35.913	
0	0	-89.999		
END-SURVEY:				
		K	%	RQD
6	9	9	0	0
9	12	10	0	0
12	70	10	0	0
END-DATA:				
ps07	294103.65	5046780.62	24.756	
0	0	-89.999		
END-SURVEY:				
		K	%	RQD
0	60	0	0	0
END-DATA:				
ps08	294329.16	5046659.35	22.743	
0	0	-89.999		
END-SURVEY:				
		K	%	RQD
0	60	0	0	0
END-DATA:				
ps11	294847.42	5046333.28	29.12	
0	0	-89.999		
END-SURVEY:				
		K	%	RQD
3	6	9	0	0
6	61.04	10	0	0
END-DATA:				
ps18	295649.343	5046587.11	45.704	
0	0	-89.999		
END-SURVEY:				
		K	%	RQD
0	3	1	0	0
3	6	5	0	0
6	9	6		
9	12	6	0	0
12	15	10	0	0
15	18	4	0	0
18	21	5	0	0
21	24	4	0	0
24	27	8	0	0
27	30	7	0	0
30	33	10	0	0
33	36	4	0	0
36	39	4	0	0
39	42	4	0	0
42	45	4	0	0
45	48	6	0	0
48	51	10	0	0
51	54	10	0	0
54	57	6	0	0
57	60	6	0	0
60	62.79	10	0	0
END-DATA:				
ps20	295489.576	5046805.66	42.761	
0	0	-89.999		
END-SURVEY:				
		K	%	RQD
0	6	1	0	0

6	9	10	0	0
9	12	10	0	0
12	15	5	0	0
15	18	5	0	0
18	21	10	0	0
21	24	6	0	0
24	27	10	0	0
27	30	10	0	0
30	33	10	0	0
33	36	10	0	0
36	39	6	0	0
39	42	10	0	0
42	45	10	0	0
45	48	10	0	0
48	51	10	0	0
51	54	10	0	0
54	57	10	0	0
57	60	10	0	0
60	61.29	10	0	0

END-DATA:

ps21	295433.061	5046991.67	45.621
0	0	-89.999	

END-SURVEY:

		K	%	RQD
0	9	1	0	0
9	12	10	0	0
12	15	10	0	0
15	18	10	0	0
18	21	10	0	0
21	24	10	0	0
24	27	10	0	0
27	30	10	0	0
30	33	5	0	0
33	36	5	0	0
36	39	10	0	0
39	42	10	0	0
42	45	10	0	0
45	48	10	0	0
48	51	10	0	0
51	54	10	0	0
54	57	8	0	0
57	61.3	10	0	0

END-DATA:

ps23	295282.994	5047089.73	42.174
0	0	-89.999	

END-SURVEY:

		K	%	RQD
0	6	1	0	0
6	9	10	0	0
9	12	10	0	0
12	15	10	0	0
15	18	10	0	0
18	21	10	0	0
21	24	10	0	0
24	27	10	0	0
27	30	10	0	0
30	33	10	0	0
33	36	6	0	0
36	39	10	0	0
39	42	10	0	0
42	45	10	0	0
45	48	10	0	0

48	51	10	0	0
51	54	10	0	0
54	57	10	0	0
57	61.6	10	0	0

END-DATA:

ps24	295096.797	5047211.33	37.113
0	0	-89.999	

END-SURVEY:

0	3	1
3	65.88	10

END-DATA:

ps25	294958.59	5047291.5	36.4
0	0	-89.999	

END-SURVEY:

		K	%	RQD
0	5	1	0	0
5	8	4	0	0
8	17	4	0	0
17	20	10	0	0
20	23	6	0	0
23	38	10	0	0
38	41	6	0	0
41	44	4	0	0
44	47	5	0	0
47	50	5	0	0
50	59	10	0	0
59	67.1	1	0	0

END-DATA:

ps26	294911.29	5047223.26	35.77
0	0	-89.999	

END-SURVEY:

		K	%	RQD
0	3	0	0	0
3	21	10	0	0
21	24	2	0	0
24	27	2	0	0
27	30	2	0	0
30	33	2	0	0
33	36	7	0	0
36	60	10	0	0
60	65	0	0	0

END-DATA:

ps27b	294860.664	5047161.67	35.549
0	0	-89.999	

END-SURVEY:

		K	%	RQD
0	6	0	0	0
6	18	10	0	0
18	21	5	0	0
21	24	5	0	0
24	60	10	0	0

END-DATA:

ps28a	294734.584	5047226.38	36.62
0	0	-89.999	

END-SURVEY:

		K	%	RQD
0	6	0	0	0
6	9	5	0	0

9	21	10	0	0
21	65	0	0	0

END-DATA:

ps29	294667.807	5047265.59	35.302
0	0	-89.999	

END-SURVEY:

		K	%	RQD
0	4	0	0	0
4	7	2	0	0
7	55	10	0	0
55	58	6	0	0
58	65.57	10	0	0

END-DATA:

ps30	294524.164	5047354.41	35.419
0	0	-89.999	

END-SURVEY:

		K	%	RQD
0	5	0	0	0
5	23	10	0	0
23	26	2	0	0
26	38	10	0	0
38	41	7	0	0
41	44	4	0	0
44	70	10	0	0

END-DATA:

ps31a	294362.966	5047443.08	38.07
0	0	-89.999	

END-SURVEY:

		K	%	RQD
0	5	0	0	0
5	8	2	0	0
8	11	6	0	0
11	47	10	0	0
47	50	7	0	0
50	53	7	0	0
53	70	10	0	0

END-DATA:

ps32	294275.93	5047421.74	38.58
0	0	-89.999	

END-SURVEY:

		K	%	RQD
0	6	0	0	0
6	9	10	0	0
9	12	7	0	0
12	21	10	0	0
21	79.3	0	0	0

END-DATA:

ps33	294208.16	5047326.26	37.326
0	0	-89.999	

END-SURVEY:

		K	%	RQD
6	12	10	0	0
12	15	9	0	0
15	60	10	0	0
60	70	1	0	0

END-DATA:

pc1	297026.51	5046685.44	48.054	
0	0	-89.999		
END-SURVEY:				
		K	%	RQD
3	6	6	0	0
6	12	10	0	0
12	18	9	0	0
18	61	10	0	0
END-DATA:				
pc2	294275.93	5047421.74	38.58	
0	0	-89.999		
END-SURVEY:				
		K	%	RQD
6	12	10	0	0
12	15	9	0	0
15	61.15	10	0	0
END-DATA:				
pc3	293721.824	5047968.35	37.02	
0	0	-89.999		
END-SURVEY:				
		K	%	RQD
0	60	0	0	0
END-DATA:				



## Annexe D

### ESSAIS LEFRANC DANS LE ROC

Campagne d'essais de 1979 (Poulin, 1979) et de 1987 (Verge, 1987)

D.1 Tableaux des données des essais dans le roc

D.2 Graphiques et méthodes d'analyse des essais dans le roc

D.3 Fichiers AQTESOLV.OUT des résultats de l'analyse par AQTESOLV 2.01





## D.1 Tableaux des données des essais dans le roc

FIGURE D.1.1 (Poulin, 1979)

ESSAI DE PERMÉABILITÉ			
Foratek international, 1979			
Puits 1 dans la zone 3			
Profondeur : 65 m			
Diamètre : 0,152 m			
Volume d'eau extrait : 1077 l			
Niveau statique:6,115 m			
Descente t (min,)	H-h/H-Ho	H-h (m)	Niveau d'eau (m)
0	1.0000	56.325	62.440
1	1.0000	56.325	62.440
2	0.9996	56.300	62.415
3	0.9996	56.300	62.415
4	0.9996	56.300	62.415
5	0.9996	56.300	62.415
6	0.9999	56.320	62.435
7	0.9994	56.290	62.405
9	0.9989	56.265	62.380
10	0.9981	56.220	62.335
12	0.9980	56.215	62.330
14	0.9957	56.080	62.195
16	0.9951	56.050	62.165
18	0.9940	55.985	62.100
20	0.9915	55.845	61.960
30	0.9901	55.765	61.880
35	0.9899	55.755	61.870
40	0.9879	55.645	61.760
54	0.9355	52.690	58.805
60	0.9332	52.560	58.675
105	0.9181	51.710	57.825
120	0.9129	51.420	57.535
150	0.9030	50.860	56.975
180	0.8933	50.315	56.43
240	0.8734	49.195	55.31
300	0.8544	48.125	54.24
360	0.8513	47.950	54.065
420	0.8513	47.950	54.065
480	0.8513	47.950	54.065
540	0.8145	45.875	51.99
600	0.7975	44.920	51.035
660	0.7816	44.025	50.14
1260	0.6202	34.935	41.05

FIGURE D.1.2 (Poulin, 1979)

ESSAI DE PERMÉABILITÉ			
Foratek international, 1979			
Puits 3 dans la zone ouest			
Profondeur : 46 m			
Diamètre : 0,152 m			
Volume d'eau extrait : 18,2 l			
Niveau statique: 4,71 m			
t (min,)	H-h/H-Ho	H-h (m)	Niveau d'eau (m)
0	1.0000	40.391	45.101
1	0.9926	40.090	44.800
2	0.9852	39.792	44.502
3	0.9788	39.535	44.245
4	0.9719	39.255	43.965
5	0.9656	39.000	43.710
6	0.9591	38.740	43.450
7	0.9522	38.460	43.170
8	0.9453	38.180	42.890
9	0.9385	37.905	42.615
10	0.9318	37.635	42.345
12	0.9182	37.085	41.795
14	0.9044	36.530	41.240
16	0.8928	36.060	40.770
18	0.8783	35.475	40.185
20	0.8647	34.925	39.635
25	0.8318	33.595	38.305
30	0.7985	32.250	36.960
35	0.7655	30.920	35.630
40	0.7316	29.550	34.260
50	0.6672	26.950	31.660
60	0.5998	24.225	28.935
75	0.5131	20.725	25.435
120	0.2364	9.550	14.26
150	0.0685	2.765	7.475
180	0.0110	0.445	5.155
210	0.0072	0.290	5
245	0.0053	0.215	4.925
285	0.0048	0.195	4.905
945	0.0045	0.180	4.89

FIGURE D.1.3 (Poulin, 1979)

ESSAI DE PERMÉABILITÉ			
Foratek international, 1979			
Puits 5 dans la zone nord			
Profondeur : 91,4 m			
Diamètre : 0,152 m			
Volume d'eau extrait :			
Niveau statique: 16 m			
t (min.)	H-h/H-Ho	H-h (m)	Niveau d'eau (m)
0	1.0000	66.610	82.610
1	0.9998	66.595	82.595
2.08	0.9986	66.515	82.515
3	0.9976	66.450	82.450
4	0.9917	66.060	82.060
6	0.9817	65.390	81.390
7.25	0.9764	65.035	81.035
8	0.9719	64.740	80.740
9.33	0.9662	64.360	80.360
10	0.9620	64.080	80.080
13	0.9458	63.000	79.000
14	0.9408	62.670	78.670
17	0.9258	61.670	77.670
19.08	0.9156	60.990	76.990
20	0.9061	60.355	76.355
26	0.8782	58.500	74.500
33.5	0.8470	56.420	72.420
51	0.7969	53.080	69.080
61.25	0.7500	49.955	65.955
77.25	0.7101	47.300	63.300
90.17	0.6447	42.945	58.945
105	0.5787	38.545	54.545
120	0.5064	33.730	49.730
150	0.4349	28.970	44.97
181	0.2985	19.885	35.885
278	0.1936	12.895	28.895
300	0.1139	7.585	23.585
398	0.1052	7.010	23.01
420	0.0957	6.375	22.375
480	0.0898	5.980	21.98
540	0.0876	5.835	21.835
900	0.0803	5.352	21.352
1020	0.0826	5.500	21.5
1080	0.0798	5.315	21.315
1140	0.0793	5.285	21.285
1185	0.0790	5.265	21.265

FIGURE D.1.4 (Poulin, 1979)

ESSAI DE PERMÉABILITÉ			
Foratek international, 1979			
Puits 6 dans la zone nord-ouest			
Profondeur : 91,4 m			
Diamètre : 0,152 m			
Volume d'eau extrait :			
Niveau statique: 40,815 m			
t (min.)	H-h/H-Ho	H-h (m)	Niveau d'eau (m)
0	1.0000	-40.815	0.000
1	0.9745	-39.775	1.040
2	0.9681	-39.515	1.300
3	0.9620	-39.265	1.550
4	0.9564	-39.035	1.780
5	0.9506	-38.800	2.015
6	0.9446	-38.555	2.260
7	0.9395	-38.345	2.470
8	0.9338	-38.115	2.700
9	0.9285	-37.895	2.920
10.083	0.9227	-37.660	3.155
12	0.9130	-37.265	3.550
14	0.9027	-36.845	3.970
16	0.8931	-36.450	4.365
18	0.8839	-36.075	4.740
20	0.8746	-35.695	5.120
25	0.8526	-34.800	6.015
30	0.8307	-33.905	6.910
35	0.8101	-33.065	7.750
40	0.7906	-32.270	8.545
50	0.7552	-30.825	9.990
60	0.7239	-29.545	11.270
75	0.6792	-27.720	13.095
90	0.6325	-25.815	15
105	0.5908	-24.115	16.7
120	0.5529	-22.565	18.25
150	0.4855	-19.815	21
180	0.4262	-17.395	23.42
240	0.3281	-13.390	27.425
320	0.2336	-9.535	31.28
980	0.0827	-3.375	37.44

FIGURE D.1.5 (Verge, 1987)

ESSAI DE PERMÉABILITÉ			
Hydrogé Canada, 1987			
Puits 1 dans la zone 3			
Élévation géodésique du sommet du tubage, Tu	:	-21.000	m
Élévation géodésique du sol	:	-21.910	m
Profondeur du piézomètre	:	31.700	m
Diamètre interne du tubage	:	0.150	m
Diamètre de la cellule piézométrique	:	0.150	m
Longueur de la cellule	:	29.720	m
Profondeur du sommet de la cellule	:	1.980	m
Nature de la formation	:	Calcaire	
Ho	:	31.580	m
Profondeur	:	31.700	m
Niveau initial	:	0.000	m
t (min,)	Niveau d'eau (m)	H (m)	H/Ho
2.8	0.02	-31.560	-0.99936669
4	0.03	-31.550	-0.99905003
6	0.04	-31.540	-0.99873338
8	0.05	-31.530	-0.99841672
10	0.07	-31.510	-0.99778341
14	0.09	-31.490	-0.99715009
25	0.15	-31.430	-0.99525016

FIGURE D.1.6 (Verge, 1987)

ESSAI DE PERMÉABILITÉ			
Hydrogéologie Canada, 1987			
Puits 2 dans la zone ouest			
Élévation géodésique du sommet du tubage, Tu	:	-21.040	m
Élévation géodésique du sol	:	-21.960	m
Profondeur du piézomètre	:	16.150	m
Diamètre interne du tubage	:	0.150	m
Diamètre de la cellule piézométrique	:	0.150	m
Longueur de la cellule	:	14.170	m
Profondeur du sommet de la cellule	:	1.980	m
Nature de la formation	:	Calcaire	
Ho	:	16.150	m
Profondeur	:	16.150	m
Niveau initial	:	0.000	m
t (min.)	Niveau d'eau (m)	H (m)	H/Ho
3	0.00	-16.150	-1
6	0.00	-16.150	-1
9	0.00	-16.150	-1
160.4	0.01	-16.140	-0.9993808



FIGURE D.1.7 (Verge, 1987)

ESSAI DE PERMÉABILITÉ			
Hydrogé Canada, 1987			
Puits 3 dans la zone ouest			
Élévation géodésique du sommet du tubage, Tu	:	-19.350	m
Élévation géodésique du sol	:	-20.270	m
Profondeur du piézomètre	:	16.150	m
Diamètre interne du tubage	:	0.150	m
Diamètre de la cellule piézométrique	:	0.150	m
Longueur de la cellule	:	13.920	m
Profondeur du sommet de la cellule	:	2.240	m
Nature de la formation	:	Calcaire	
Ho	:	16.150	m
Profondeur	:	16.150	m
Niveau initial	:	0.000	m
t (min.)	Niveau d'eau (m)	H (m)	H/Ho
0	0.00	-16.150	-1
1.5	0.03	-16.120	-0.99814241
2.1	0.03	-16.120	-0.99814241
2.5	0.05	-16.100	-0.99690402
3	0.06	-16.090	-0.99628483
3.5	0.06	-16.090	-0.99628483
4	0.08	-16.070	-0.99504644
4.5	0.08	-16.070	-0.99504644
5	0.09	-16.060	-0.99442724
5.5	0.1	-16.050	-0.99380805
6	0.1	-16.050	-0.99380805
6.5	0.11	-16.040	-0.99318885
7	0.12	-16.030	-0.99256966
7.5	0.12	-16.030	-0.99256966
8	0.13	-16.020	-0.99195046
8.5	0.14	-16.010	-0.99133127
9	0.14	-16.010	-0.99133127
9.5	0.15	-16.000	-0.99071207
10	0.16	-15.990	-0.99009288

FIGURE D.1.8 (Verge, 1987)

ESSAI DE PERMÉABILITÉ			
Hydrogé Canada, 1987			
Puits 4 dans la zone est			
Élévation géodésique du sommet du tubage, Tu	:	-16.810	m
Élévation géodésique du sol	:	-17.720	m
Profondeur du piézomètre	:	16.150	m
Diamètre interne du tubage	:	0.150	m
Diamètre de la cellule piézométrique	:	0.150	m
Longueur de la cellule	:	13.920	m
Profondeur du sommet de la cellule	:	2.240	m
Nature de la formation	:	Calcaire	
Ho	:	16.150	m
Profondeur	:	16.150	m
Niveau initial	:	0.000	m
t (min,)	Niveau d'eau (m)	H (m)	H/Ho
0.5	0.09	-16.060	-0.99442724
1	0.18	-15.970	-0.98885449
1.5	0.26	-15.890	-0.98390093
2.1	0.34	-15.810	-0.97894737
2.5	0.42	-15.730	-0.97399381
3	0.49	-15.660	-0.96965944
3.5	0.57	-15.580	-0.96470588
4	0.63	-15.520	-0.96099071
4.5	0.7	-15.450	-0.95665635
5	0.77	-15.380	-0.95232198
5.5	0.83	-15.320	-0.94860681
6	0.89	-15.260	-0.94489164
6.5	0.95	-15.200	-0.94117647
7	1	-15.150	-0.9380805
7.5	1.05	-15.100	-0.93498452
8	1.1	-15.050	-0.93188854
8.5	1.16	-14.990	-0.92817337
9	1.21	-14.940	-0.9250774
9.5	1.26	-14.890	-0.92198142
10	1.3	-14.850	-0.91950464



## D.2 Graphiques et méthodes d'analyse des essais dans le roc



FIGURE D.2.1 Puits #1, Campagne de 1979 (Poulin, 1979)

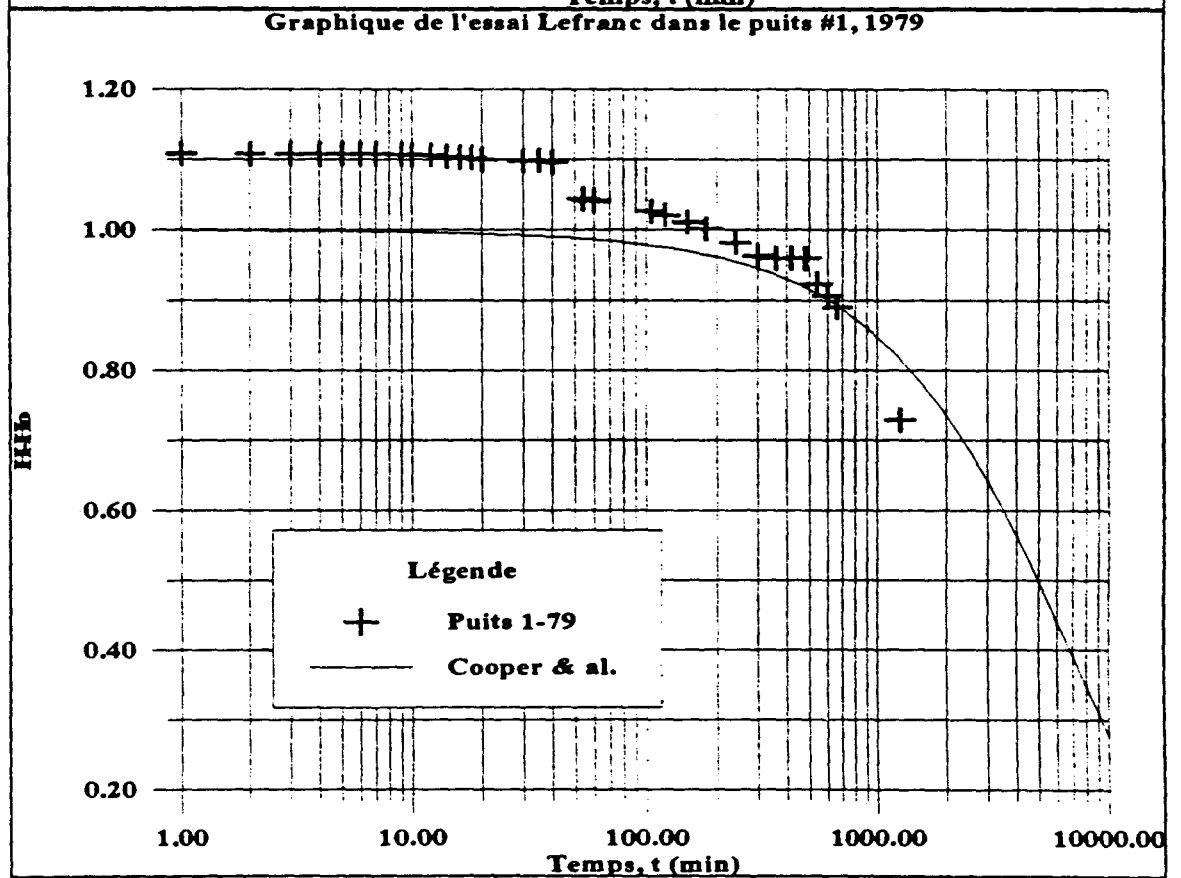
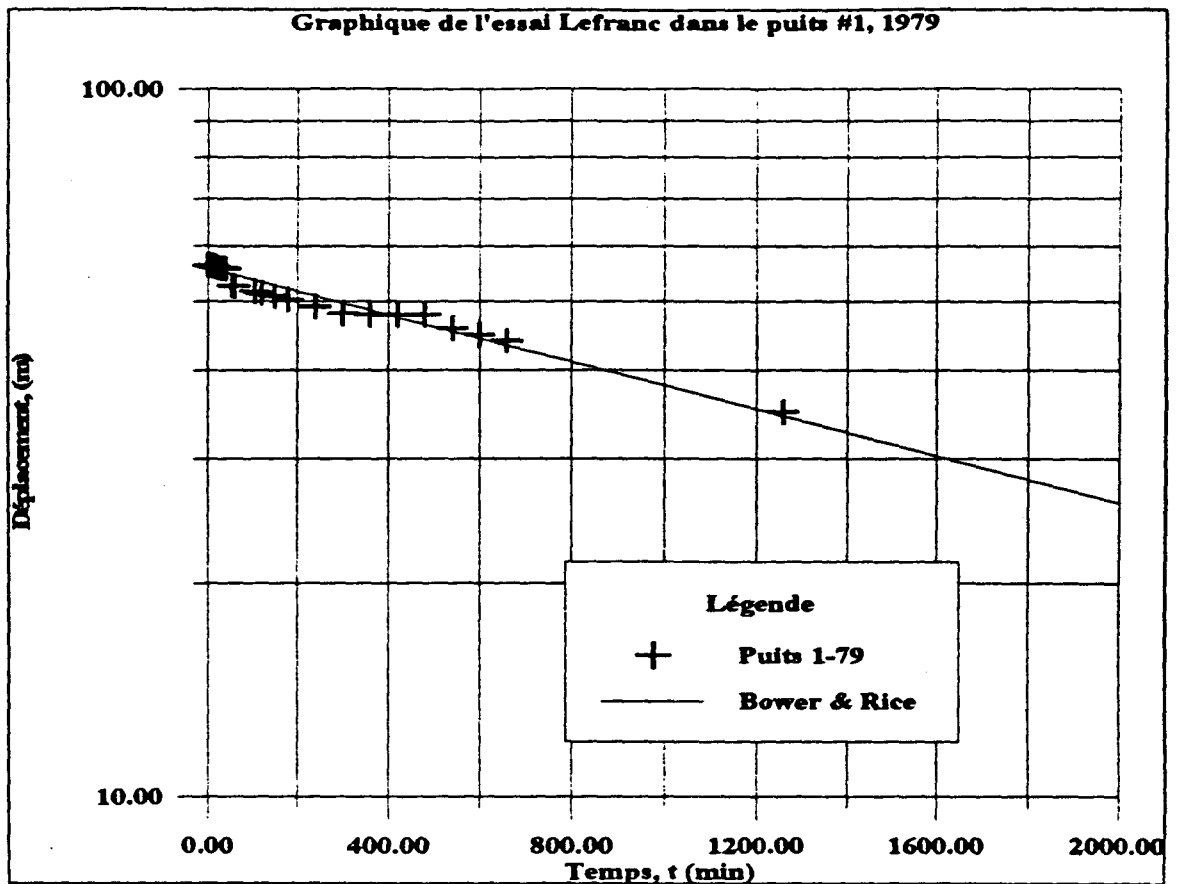


FIGURE D.2.2 Puits #3, Campagne de 1979 (Poulin, 1979)

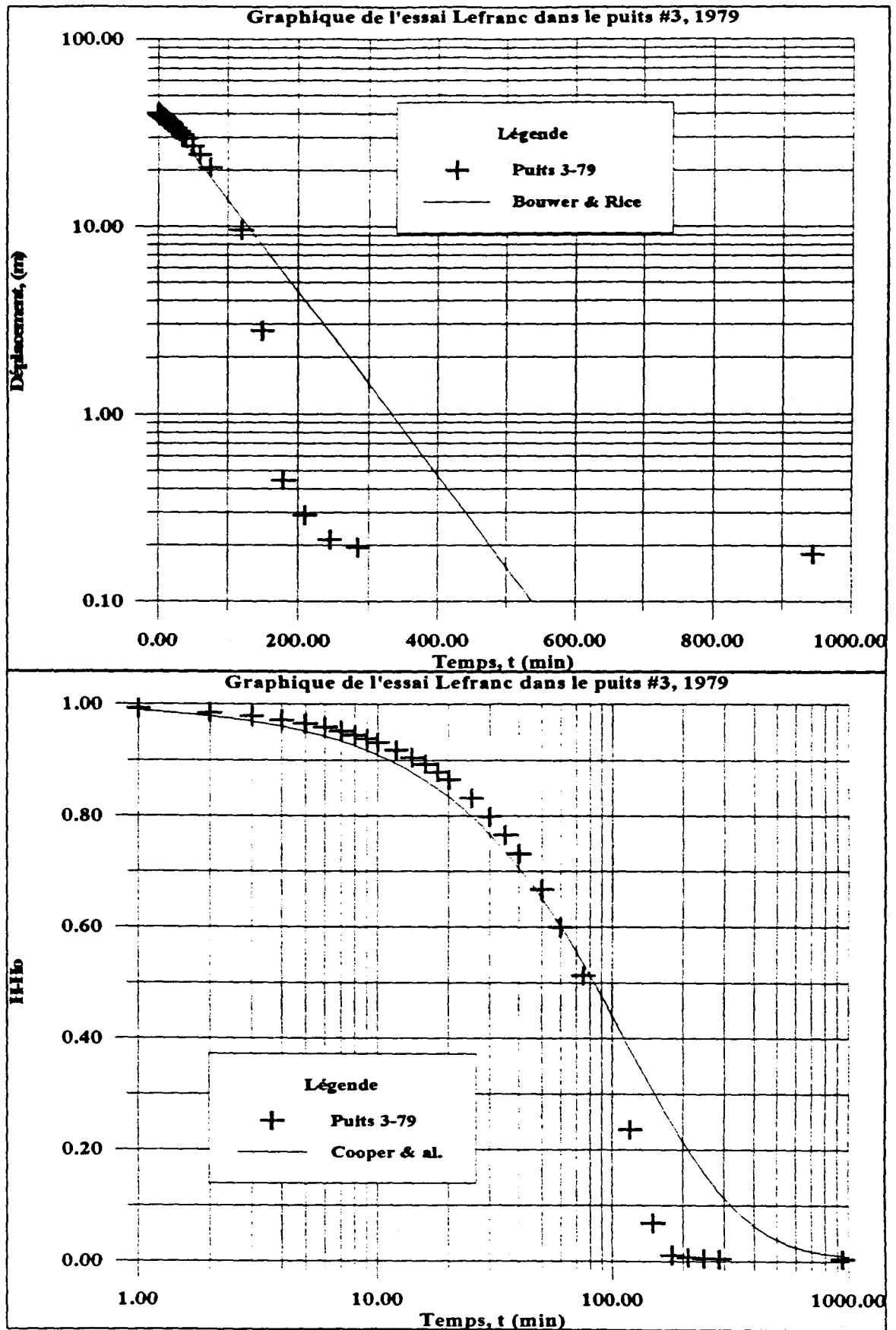


FIGURE D.2.3 Puits #5, Campagne de 1979 (Poulin, 1979)

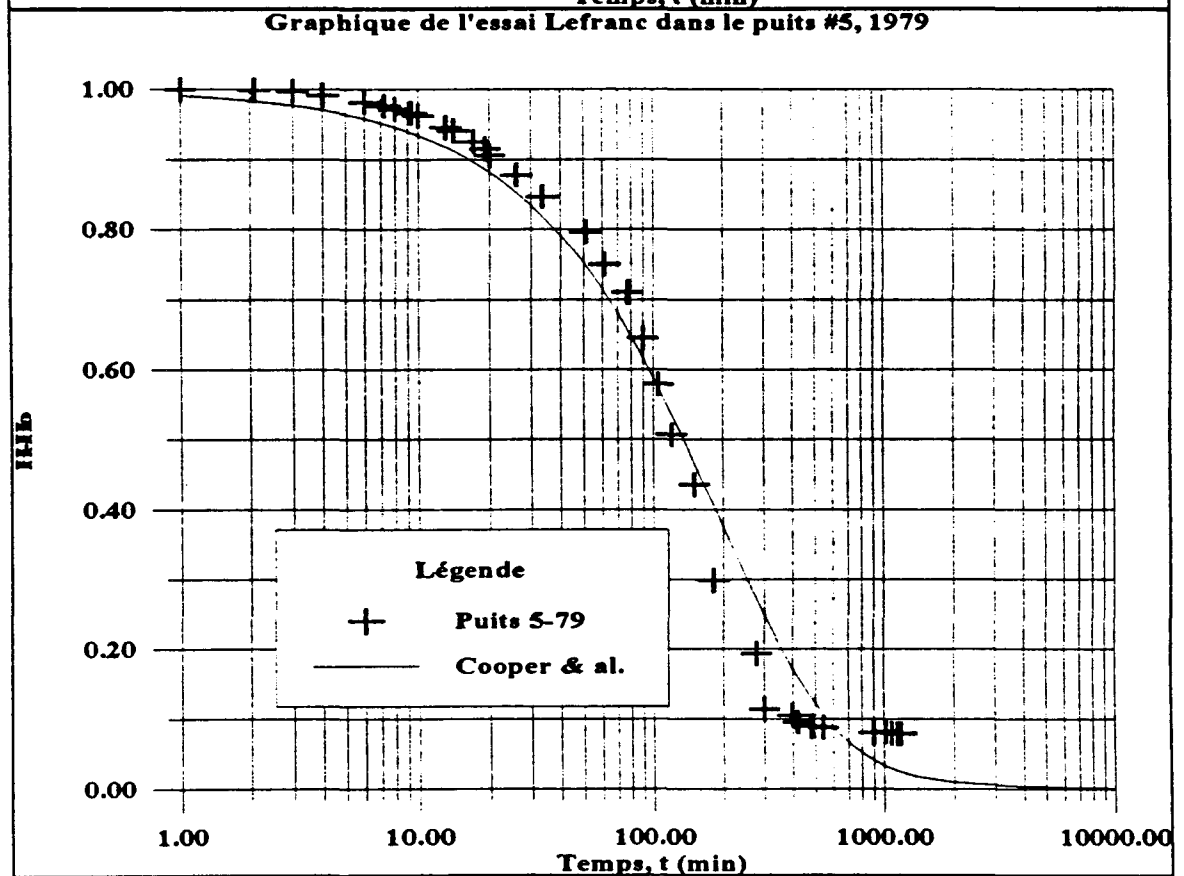
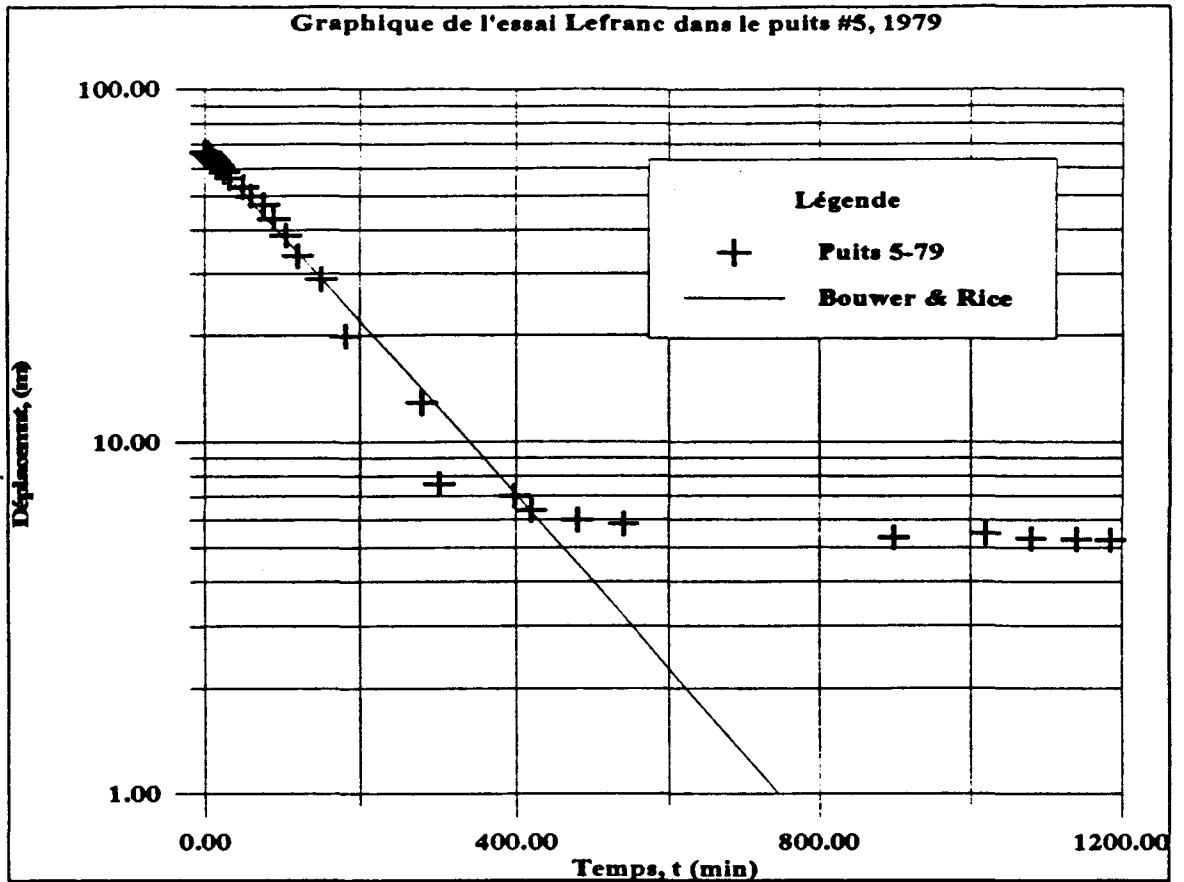




FIGURE D.2.4 Puits #6 Campagne de 1979 (Poulin, 1979)

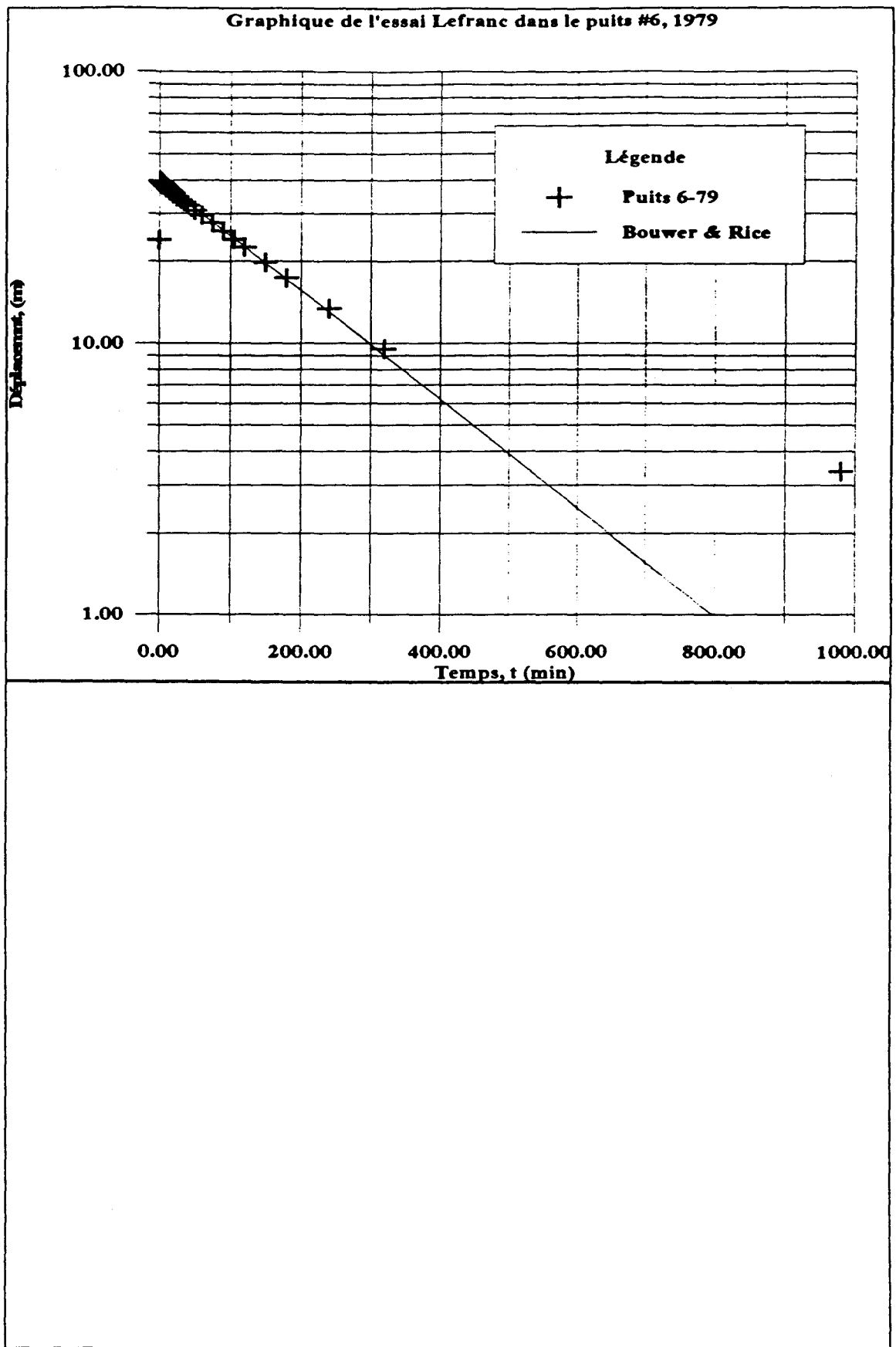
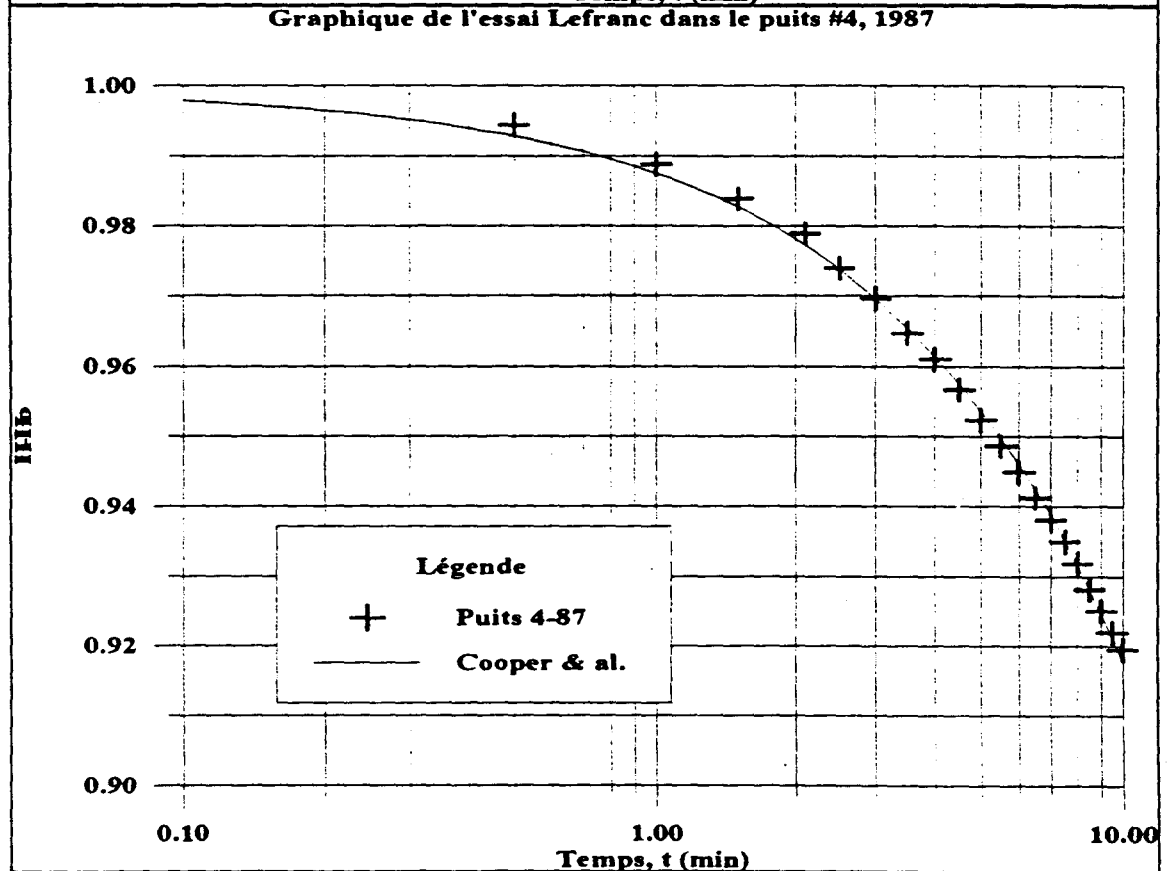
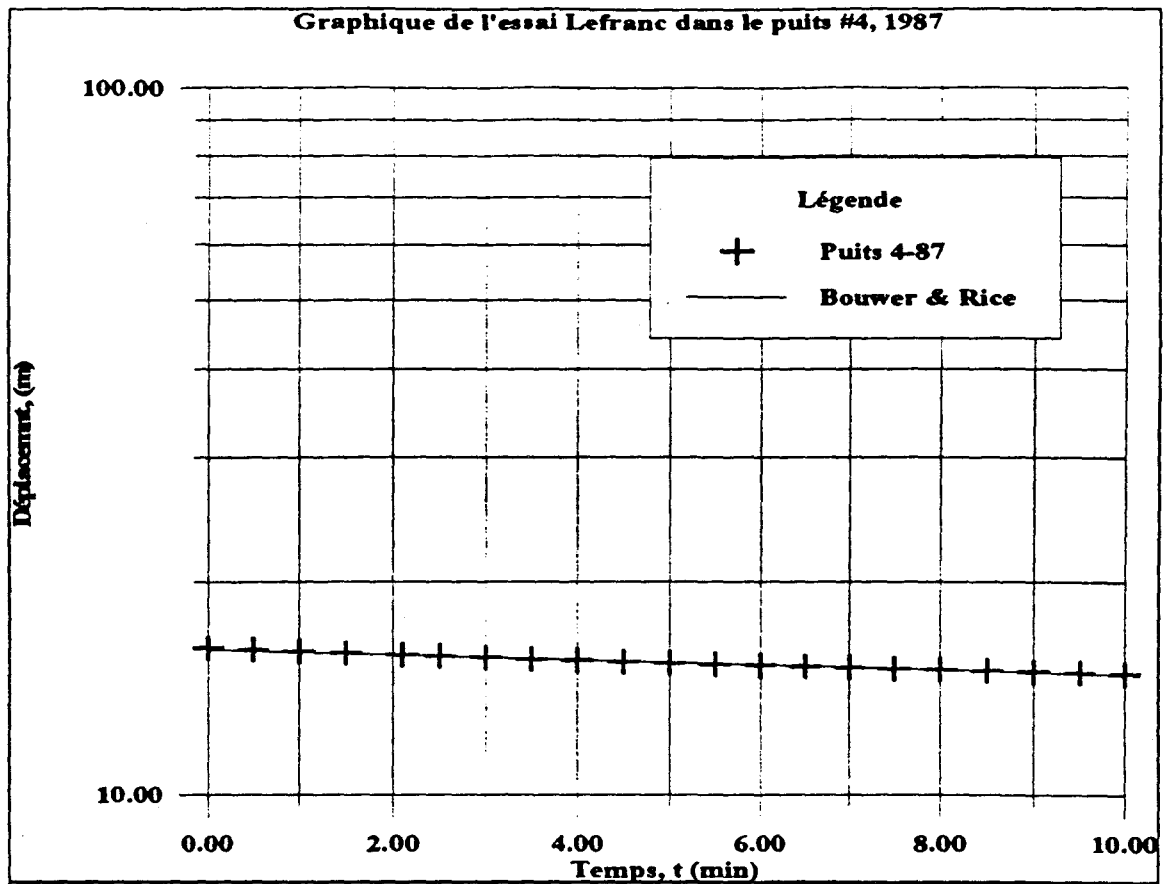


FIGURE D.2.5 Puits #4 Campagne de 1987 (Verge, 1987)





### D.3 Fichiers AQTESOLV.OUT des résultats de l'analyse par AQTESOLV 2.01







































